



Appunti universitari
Tesi di laurea
Cartoleria e cancelleria
Stampa file e fotocopie
Print on demand
Rilegature

NUMERO: 2274A

ANNO: 2017

A P P U N T I

STUDENTE: Cane Daniele

MATERIA: Acquedotti e Fognature - Teoria + Riassunti - Prof. Boano

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

**ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**

Testi di Riferimento:

- Da Dejfo et Al. Acquadotti, Ed. Cozzima
- Da Dejfo et Al. Fogmatore

Affidamenti

- Milano, Acquadotti, Hoefly
- Brumme et Al., Ricerca e controllo perditte nelle reti di condotte, Ed. Città Studi

fulvio.boano @ polito.it
011 0905646

DIATI ingegnere 2

- IMPIANTI possono essere, a seconda del loro utilizzo;
 - DI PRODUZIONE (Opere di presa e impianti di potabilizzazione)
 - DI TRASPORTO (Rete di adduzione)
 - DI DISTRIBUZIONE (Serbatoi) → x accumulo e successiva distribuzione.

Ciò che è importante capire è il **FABBISOGNO IDRICO RICHIESTO** tramite il **CONSUMO MEDIO** e le **VARIAZIONI TEMPORALI** di richiesta. Si parte da un dato definito come **DOTAZIONE UNITARIA**, rappresentante il **VOLUME MEDIO ANNUO** richiesto per soddisfare le esigenze locali.

$$d = \left[\frac{l}{gg \cdot ab} \right]$$

Indicativamente $\left\{ \begin{array}{l} d \approx 300 \frac{l}{gg \cdot ab} \text{ Volumi immessi in rete} \\ d \approx 200 \frac{l}{gg \cdot ab} \text{ Volumi fognari} \end{array} \right.$

Perdite e altri problemi, fanno sì che $d_{imm} > d_{fagn}$. Circa $\frac{1}{3}$ del volume immesso in rete va perso.

Il consumo fognario non è una costante, è un valore che fluttua con la realtà dei tempi (industrializzazione... attività fortuali...)

FABBISOGNO $\boxed{Q_a = d \cdot P}$ $P = \text{Popolazione}$
 $d = \text{dotaz. unitaria} \left(\frac{\text{VOLUME MEDIO ANNUO}}{\text{PERSONA}} \right)$

◦ PORTATA MEDIA ANNUA

Corrisponde a un dato principale per il dimensionamento

◦ CALCOLO

Per arrivare a un giusto calcolo, se sono note, utilizzo le statistiche del comune dove sto progettando, altrimenti assumo i dati di un centro simile (CONFRONTO)

Un'altra soluzione, potrebbe essere quella di utilizzare una **LEGGE STATISTICA**, ad esempio;

Per i centri di piccole dimensioni il Km ha variabile T_{gi} maggiore, in quanto la crescita del jacco è più rilevante, non abbiamo la presenza di industrie o di grandi centri di consumo

$$Q_g = K_g \cdot D_{gi} \quad \text{PORTATA GIORNALIERA}$$

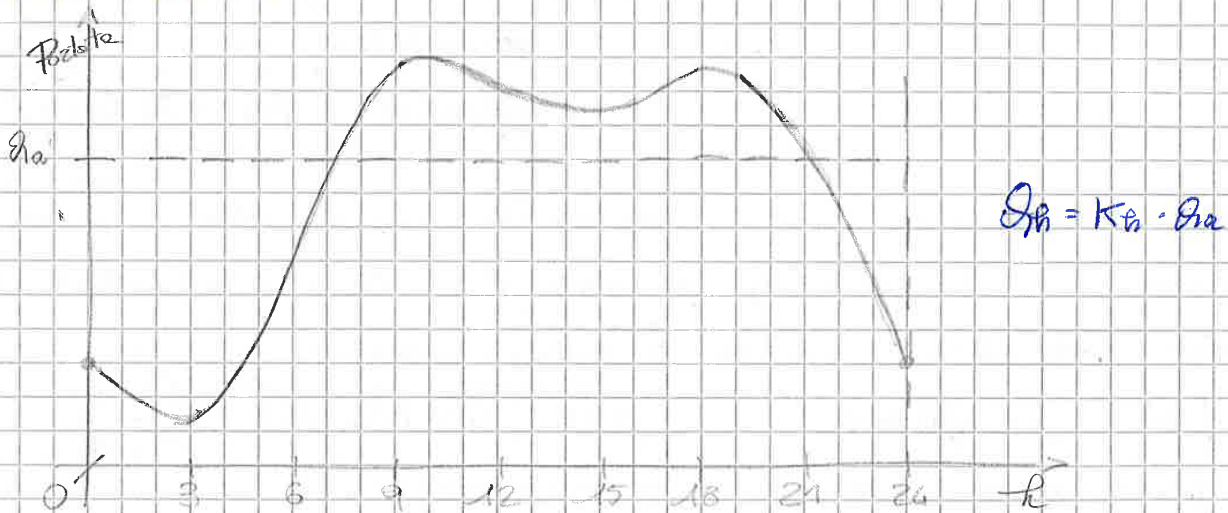
$$K_g = 1,2 \rightarrow 1,3 \div 1,5 \rightarrow 2 \div 3$$

Grandi centri

Piccoli centri

Nei grandi centri è meno probabile che tante persone richiedano acqua nello stesso momento

SCALA ORARIA



$$K_h \rightarrow 1,3 \div 1,4 \rightarrow 2,5 \rightarrow 4 \div 6$$

Grandi centri

Piccoli centri

Di solito grazie a serbatoi posso dimensionare l'acquedotto con una rete di distribuz. inferiore rispetto ai jacci massimi. Accumulo l'acqua quando c'è meno richiesta e la distribuisco quando la richiesta aumenta

Di notte il consumo non è nullo in quanto ci sono servizi che rimangono sempre attivi (industrie, ospedali, aziende ospedaliere...)

Includere → "PERDITE REALI" quelle che si perdono tra i giunti o giunti di connessione in cui si concentrano molte perdite per via delle sollecitazioni provenienti dalla superficie della

→ "ERRORI DEI CONTATORI" allo stuzzico il volume consegnato e non viene conteggiato nel fatturato, e ricade nelle vere perdite. A basse velocità è possibile che la rotazione venga falsata e poi l'età della macchina.

→ "ALLACCI NON MONITORATI" Senza contatore

→ "VOLUMI PERSI PER SFIORO DEI SERBATOI" Se viene immessa acqua superiore alla capacità di accumulo dei serbatoi ciò deve essere conteggiato come perdita

Se ci sono zone con pressione molto alte occorre, per diminuire le perdite, diminuire la stessa. È un'operazione molto facile da fare e viene continuamente fatta. Offrire ricerche perdite e manutenzione.

CARATTERISTICHE DELLE ACQUE DESTINATE AL CONSUMO UMANO

Definite da: D.LGS 31/2001 e D.LGS 27/2002

Definiscono i controlli da eseguire e il monitoraggio delle acque, di due tipi: di ROUTINE e di VERIFICA. I primi sono i meno frequenti ma che si fanno spesso i tecnici invece più massicci per esempio l'analisi in laboratorio di campioni prelevati

I parametri sono del tipo:

→ MICROBIOLOGICO - Dove ci sono dei focchi, ma quello è un parametro di acqua non sana. (es. E. COLI)

→ BIOLOGICO - Formazione di alghe.

Quelli citati sopra sono parametri indiretti, ossia non pericolosissimi ma corrispondono a indicatori di acqua non sana.

→ VIROLOGICO - Presenza di virus

→ RADIOLOGICO - Radiazioni disperse in acqua (TIZIO, ...)

→ FISICO-CIMICO - Odore, colore, pH, nitrati, idrocarburi, metalli pesanti.

GALLERIE DRENANTI

Si realizzano quando non abbiamo una sorgente puntuale, ~~ma~~ distribuita da sorgente di più grandi dimensioni.

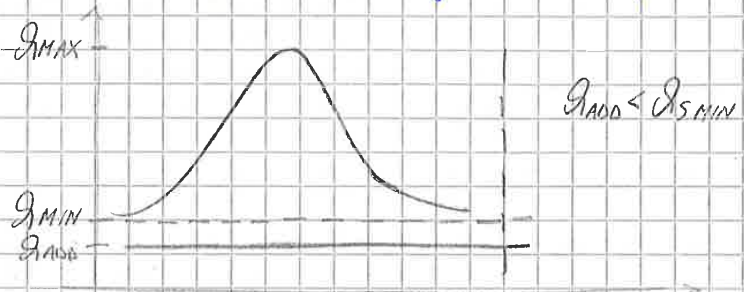
Si realizza dunque un'opera trasversale dotata di una zona drenante che ~~non~~ riesce a captare tutte l'acqua che scende.

La galleria conduce poi verso una vasca di raccolta e successive vasche come x il Coltino di Jresa.

17-03-17

STUDI PRELIMINARI

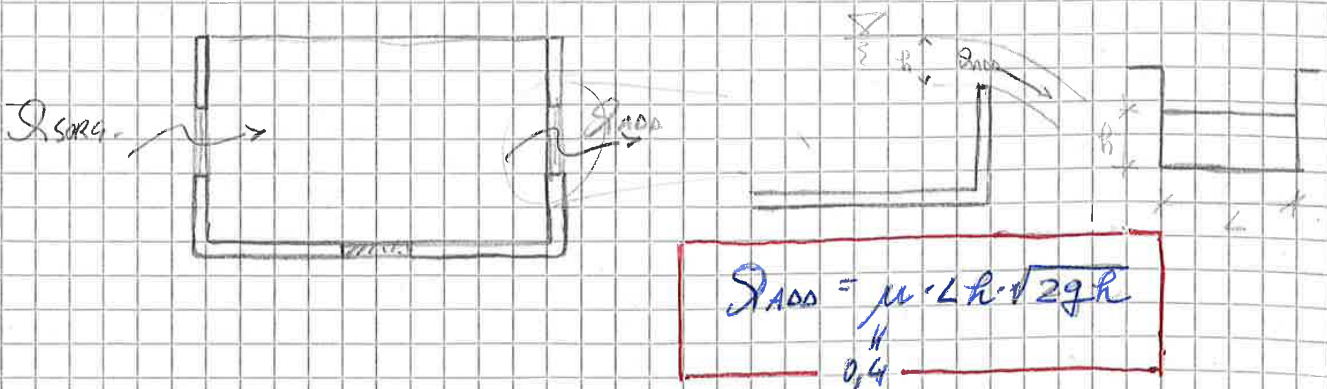
- Area di ricerca, lunghezza del percorso di filtrazione, strutture geologica
- Regime di portata $Q(t)$
- Caratteristiche qualitative



Bisogna fare attenzione a

VARIAZIONI RAPIDE DI TEMPERATURA, questo è sintomo che l'acqua non ~~ha~~ è formata da spessi importanti di terreno e anche a RISPOSTA $Q(t)$ A PRECIPITAZ. TROPPO RAPIDE anche è sintomo di un fossaggio troppo limitato nel terreno.

VASCA DI REGOLAZIONE DELLE PORTATE



OPERE DI PRESA DI ACQUIFERI SOTTERRANEI ~ I POZZI

Un pozzo è un'opera permanente solo al punto che ho deciso essere di presa. Viene inserito un tubo forato in cui c'è una pompa sommerisa che sfiuga acqua in superficie.

OPERE DI PRESA ACQUIFERI SUPERFICIALI ~ LE FRAUVERSE

Corrispondono a uno sbarramento al flusso (Diga) dove a monte si forma un piccolo invaso (1m). Serve a stabilizzare l'altezza e il livello del fiume. C'è una trave di legno in sommità la Frauversa che porta l'acqua sfiorante dove desidero andare. (Vedi slide)

Una griglia orizzontale può essere utilizzata in corsi di fiume in cui c'è poca presenza di materiali fini. Se ce ne troggio va successivamente eliminato, (quindi fatta la manutenzione necessaria)

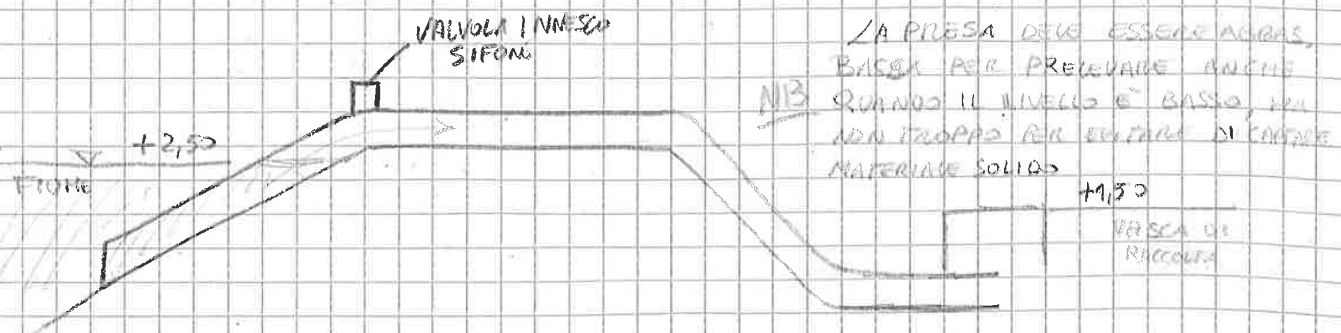
L'acqua derivata viene condotta in una vasca di sedimentazione in cui tutto il materiale solido può depositarsi sul fondo.

Successivamente si ha uno scarico (sempre chiuso; aperto solo quando si vuole pulire la vasca) tale scarico riparte direttamente al fiume.

Un'altra possibilità può essere avere una griglia sul verticale che serve a rimuovere oggetti come plastica finita sul fiume o altri oggetti.

SIFONE

Tipicamente utilizzato in zone pianeggianti



I SIFONI sono legati a una pompa a vuoto che aspira via l'aria così l'ACQUA RISALE. A quel punto l'ACQUA FLUISCE DA SOLA (come il vino)

3. RICALCOLO LA PORTATA: $q_i = q_{i-1} - \Delta q_i$

4. CON \otimes (EQUAZ. DI E) CALCOLO IL NUOVO h_{i+1} (VELTA INCOGNITA)

5. RIPETO DA (2) IN POI FINO A QUANDO $\Delta q_{TOT} = \Delta q_{PROP.} \rightarrow$
 $= \sum \Delta q_i$

$$L = \sum \Delta X$$



$$\varphi = \frac{A_{LIBERA}}{A_{TOT. CIRCON}} = \frac{L - D}{L}$$



$$\frac{W}{Q} = \frac{VOLUME}{PORTATA} = T_{SEDIM.} = \frac{L}{V_{SED.}}$$

VERIFICHE STABILITÀ

- SLITTAMENTO
- RIBALTAMENTO
- SIFONAMENTO
- SCHIACCIAMENTO

Stabilità di una traversa

SIFONI

• Su ogni tubazione

DIFFERENZA DI CARICO TOTALE

PERDITE DI CARICO

$$H_{FIORE} - H_{VASC} = K \frac{Q^m}{D^m} L + \sum K_i \frac{U^2}{2g}$$

PERDITE DISTRIBUITE

PERDITE CONCENTRATE

1. Scelgo $D \rightarrow$ calcolo SIFONE

\rightarrow a secondo di Q_{TOT} determino il numero di sifoni necessari per deviare l'intero portata $n_s = \frac{Q_{TOT}}{Q_{SIF.}}$

2. VALUTI COSTI AL VARIARE DEL DIAMETRO scegliendo l'alternativa più conveniente

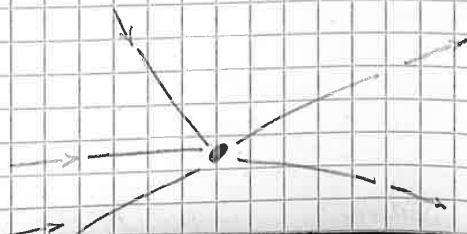
RICHIAMI IDRAULICA ~ CONDOTTE IN PRESSIONE

A. DIMENSIONAMENTO

B. VERIFICA

1. EQUAZIONE DI CONTINUITA'

$$\sum Q_{ENT} = \sum Q_{EXIT}$$



1. APPROCCIO GENERALE: $J = \lambda \frac{U^2}{2gD}$ [Darcy-Weisbach]

con $\lambda = \lambda(Re; \epsilon/D)$

$\epsilon =$ Scabrezza
 $Re = m^o$ Reynolds = $\frac{UD}{\nu}$

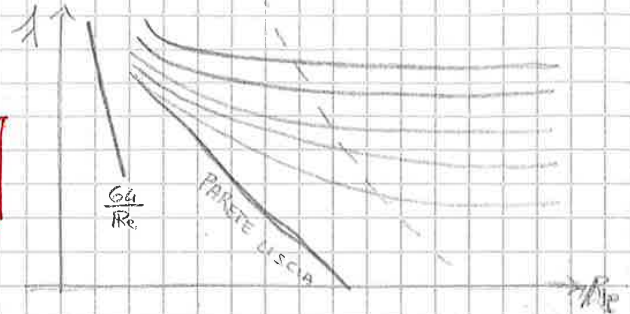
$$\nu = 10^{-6} \frac{m^2}{s}$$

$L > NB$

Si calcola utilizzando il Diagramma di Moody

[Vedi grafico slide - perdite distribuite]

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\epsilon/D}{3,71} \right]$$



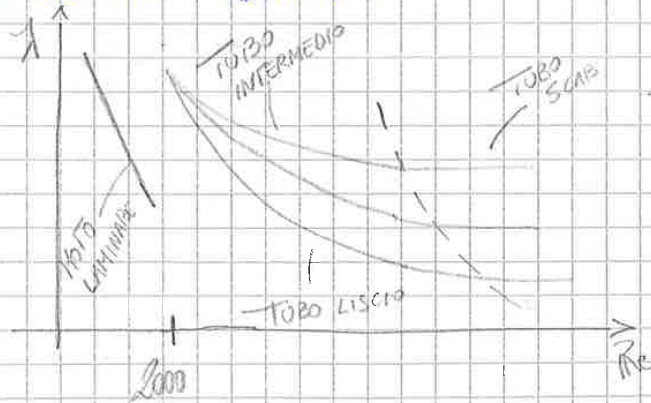
È un metodo che si utilizza sempre sebbene sia complesso da trattare (ma in moto laminare che in quello turbolento). Dunque si utilizzano spesso metodi semplificati se non si stanno utilizzando software specifici.

2. APPROCCIO SEMPLIFICATO

Utilizzo formula della struttura più semplice:

$$J = K \frac{Q^m}{D^n}$$

Bisogna solo capire accuratamente come imporre i valori di K, m, n e da cosa dipendono.



LAMINARE: $\lambda = \frac{64}{Re} = \lambda(Re)$

TURBOLENTO:

→ LISCIO: $\lambda = \lambda(Re)$

→ INTERMEDIO: $\lambda = \lambda(Re, \epsilon/D)$

→ SCABRO: $\lambda = \lambda(\epsilon/D)$

MOTO LAMINARE

$$\begin{cases} J = \lambda \frac{U^2}{2gD} \\ \lambda = \frac{64}{Re} \end{cases}$$

→ [...] $J = K_{LAM} \cdot \frac{Q}{D^4}$

J è proporzionalmente legato alla portata

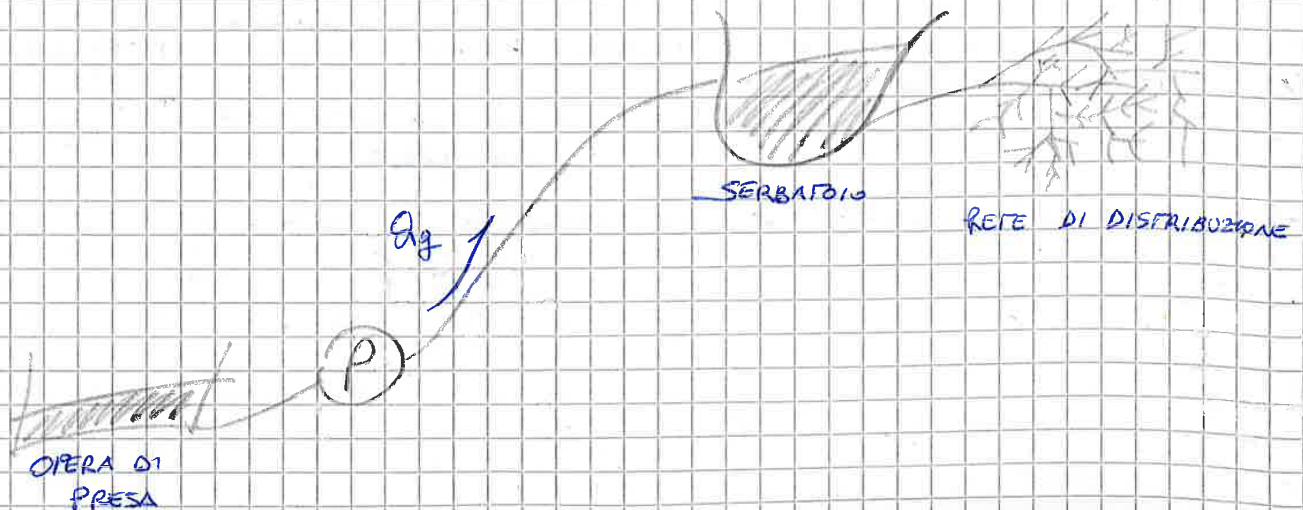
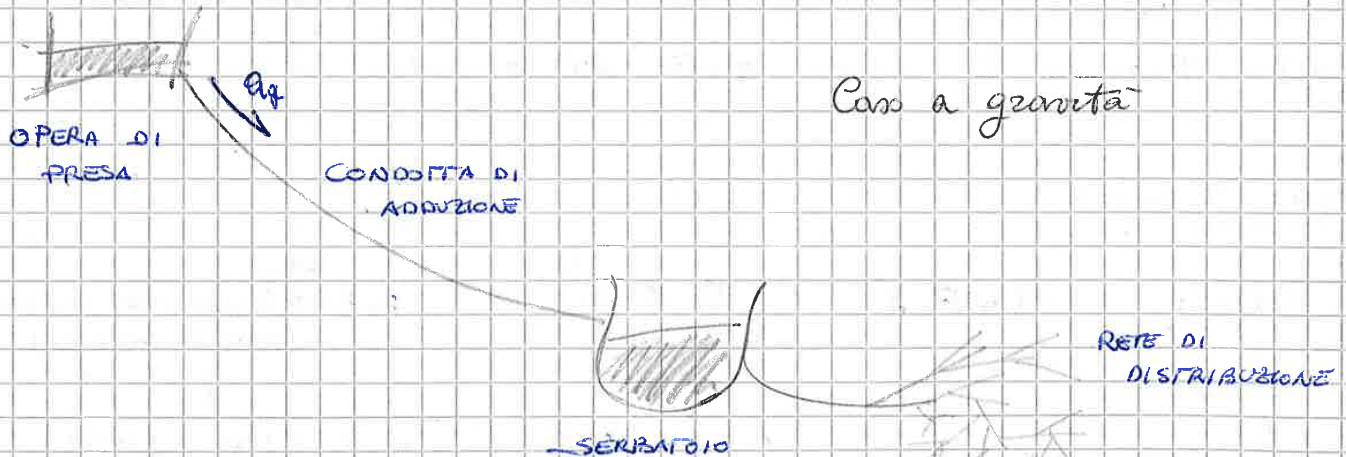
RETI DI ADDUZIONE

Funzione: Trasporto di H_2O da opera di presa fino in prossimità del centro abitato da servire; spesso si tratta di un serbatoio con il quale si provvederà poi alla distribuzione

Dimensionamento: Dimensionate per PORTATA MEDIA GIORNO MASSIMO consumo (Q_g); non per picco orario per questioni di costi. Intanto c'è il serbatoio che sofferisce in tale fascia oraria

Funzionamento: $\left\{ \begin{array}{l} \text{A GRAVITÀ - Senza impianti di pompaggio} \\ \text{A POMPAGGIO} \end{array} \right.$

Caso più semplice - CONDOTTA SINGOLA



ATTRAVERSAMENTI

Quando la condotta si trova a dover attraversare un corso d'acqua o un ostacolo è necessario utilizzare delle opportune soluzioni di attraversamento. Ovviamente se esistono già infrastrutture esistenti, si usano più quelle.

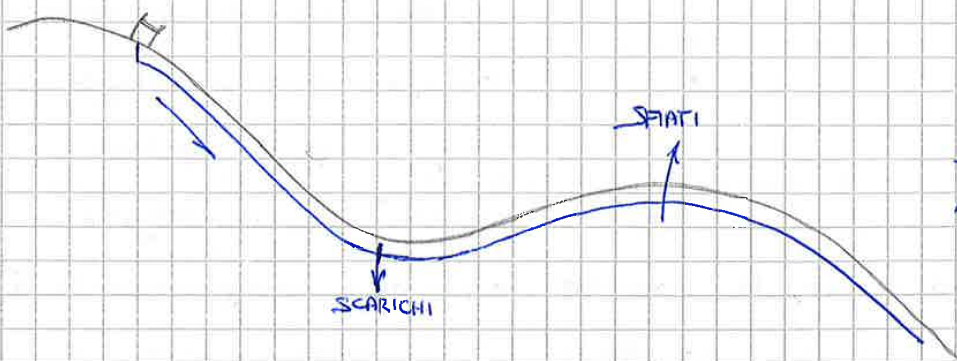
Progettando alcune regole:

DAL PUNTO DI VISTA PLANIMETRICO

- TRACCIATO PIÙ BREVE
- SEGUENDO LA RETE STRADALE ESISTENTE
- ATTENZIONE ~ A TIZZONI SOTTILI e smottamenti → SI PREFERISCE FARLE DEI PERCORSI + LUNGHIE PER EVITARE PROBLEMI o MANUTENZIONI PESANTI
 - ~ Zone produttive
 - ~ Inquinamento. → Industrie...

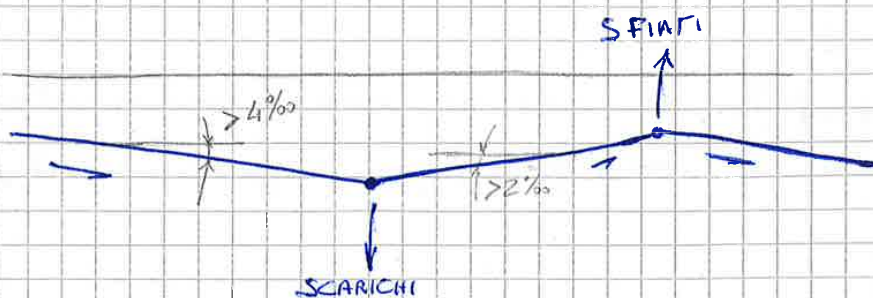
DAL PUNTO DI VISTA ALTIMETRICO

Importante per gli SCARICHI e per gli SFIATI



D. MLP 12/12/1995

"NORME TECNICHE RELATIVE ALLE TOBAZIONI"



Per liberarsi dell'aria si utilizzano gli SFIATI. Le pendenze sono diverse perché l'aria viene spinta dall'acqua nella sezione ma la tendenza è ad andare verso l'alto, nel caso di solito

DIMENSIONAMENTO DI UNA CONDOTTA SINGOLA A GRAVITÀ



Nota: H_{im} e H_{pm} , L (tratto), E (scab.)

ie H_{pm} viene scelto per ottenere una pressione sufficiente nelle RETE DI DISTRIBUZIONE

Se questo bene sono utilizzate tutte le formule viste precedentemente

$$\Delta Y = J \cdot L + \Delta H_{conc} = K \frac{Q^{10}}{D_m^5} \cdot L$$

lunghezza percorsi

LA SCABREZZA SI USA QUELLA DA FORO USAFO

→ CALCOLO Δ → DETERMINE da confrontare con i DCOMMERC.

DIAMETRI COMMERCIALI

$$D_1 < \Delta_{req} < D_2$$

2 possibilità

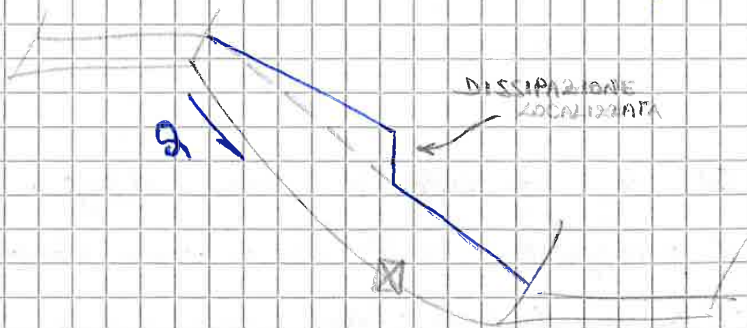
 - Uso il diametro maggiore

 - Uso una successione dei due diametri

1° CASO

D_2 : Diminuisce meno energia di quelle disponibili

Lo uso valore di dissipazione per quando voglio meno portata

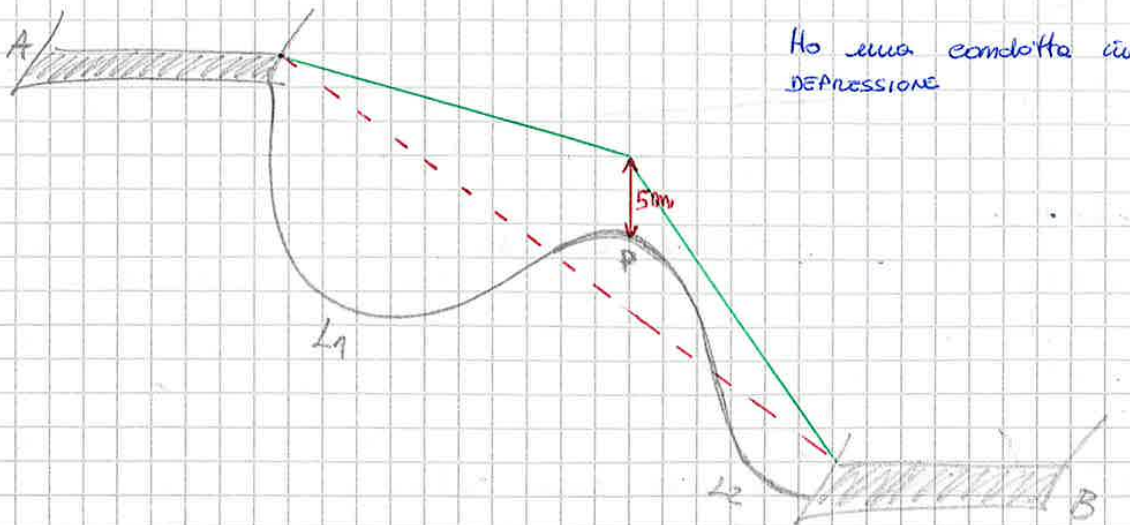


$$J_2 = K \frac{Q^{10}}{D_2^5}$$

$$\Delta Y = J_2 L + \Delta H_v$$

Lo T_{2000} ΔH_{minima}

PROBLEMI ALTIMETRICI



Se ho una condotta in PRESSIONE in cui ho guarnizioni difettose, al massimo ho una perdita di portata. Ma nel caso di condotte in DEPRESSIONE ho aspirazione della condotta dall'esterno verso l'interno con un effettivo problema di inquinamento delle acque. Devo dunque imporre nel punto P alto, una pressione minima per scongiurare casi di depressione (di solito $p_{min} = 5 \text{ m}$)

$$\rightarrow \text{impongo } \left(\frac{p_{min}}{\rho} \right) = 5 \text{ m}$$

Quindi scompongo il tratto in due parti dimensionate separatamente:

$$H_A - (z_P + 5 \text{ m}) = K \frac{Q^m}{D_1^m} L_1 \rightarrow \text{TROVO } D_1$$

$$(z_P + 5 \text{ m}) - H_B = K \frac{Q^m}{D_2^m} L_2 \rightarrow \text{TROVO } D_2$$

Spesso nel punto P si va a inserire una struttura che mi garantisce un CARICO COSTANTE pari a 5 m:

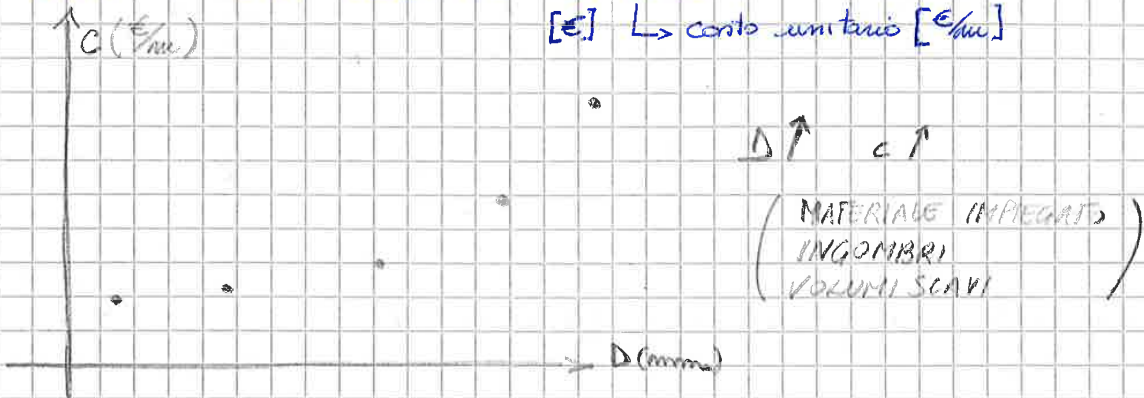
- 1) TORRINO PIEZOMETRICO
- 2) SERBATOIO

• EQUAZIONI: ENERGIA (L) \rightarrow L - Equazioni

$$\left[H_i - H_{i+1} = K \frac{\sum_i^m L_i}{\Delta_i^m} \right]$$

\uparrow \uparrow
 accogmita perché riferita al modo diretto accogmita

• COSTO DI UNA CONDOTTA: $C = c \cdot L$
 [€] $L \rightarrow$ costo unitario [€/m]



$$C = K_0 + K_1 D^\epsilon$$

$\underbrace{\hspace{2em}}$ $\underbrace{\hspace{2em}}$
 COSTI FISSI COSTI VARIABILI

ϵ è una legge di potenza
 con $\epsilon = 1.52$

Sono equazioni che si scrivono in corrispondenza dei nodi



$$C_{TOT} = \sum_i C_i L_i \quad C_{TOT} = f(D_i)$$

$$H_i - H_n = K \quad D_i = f(H_n)$$

$$\Downarrow$$

$$C_{TOT} = f(H_n)$$

MINIMO COSTO:

$$\frac{dC_{TOT}}{dH_n} = 0 \quad (\dots) \Rightarrow$$

$$\sum_{IN} \frac{D_i^{m+2}}{Q_i^m} = \sum_{OUT} \frac{D_i^{m+2}}{Q_i^m}$$

\rightarrow EQUAZIONE DEL MINIMO COSTO AL NODO

Scriviamo

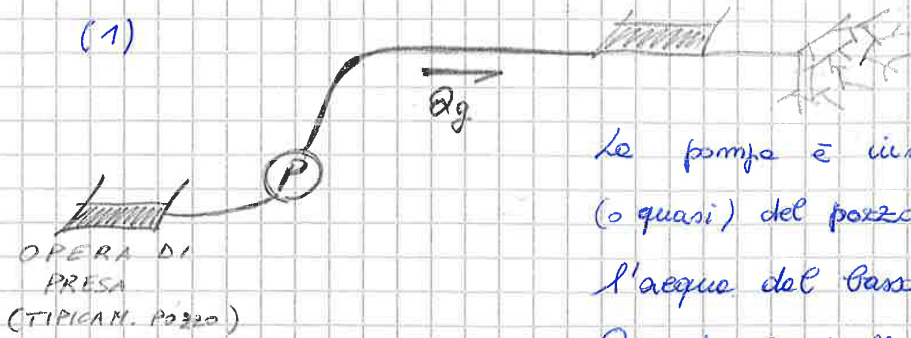
L equazioni energetiche
 N equazioni di minimo costo

 $\left\{ \begin{array}{l} L+N \text{ Equazioni} \leftrightarrow L+N \text{ incognite} \end{array} \right.$

DIMENSIONAMENTO CONDOTTA DI ADDUZIONE CON SOLLEVAMENTO

- IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO (o POMPAGGIO)
 - SINGOLO (1)
 - DOPPIO (2)

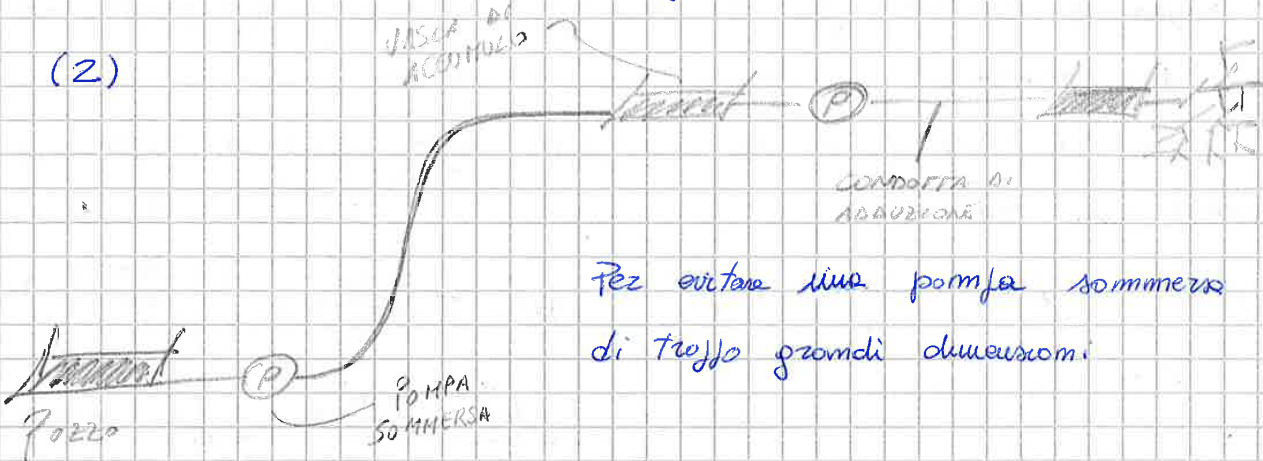
(1)



La pompa è inserita all'interno (o quasi) del pozzo per spingere l'acqua dal basso verso l'alto

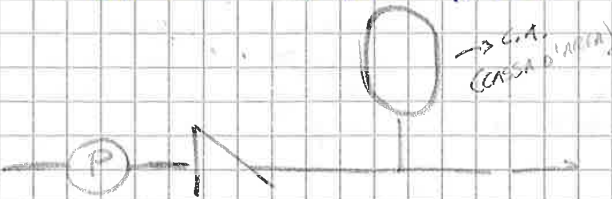
Quando il livello dell'acqua non è troppo basso.

(2)



Per evitare una pompa sommersa di troppo grandi dimensioni.

◦ VALVOLE DI NON RITORNO



Per evitare che mucchi scappi di pressione per sovraccarichi improvvisi di portata d'acqua

La corsa d'aria serve per impedire

Dimensionamento

il fenomeno di funzionamento di sovrappressione quando spengo la pompa e la valvola si chiude

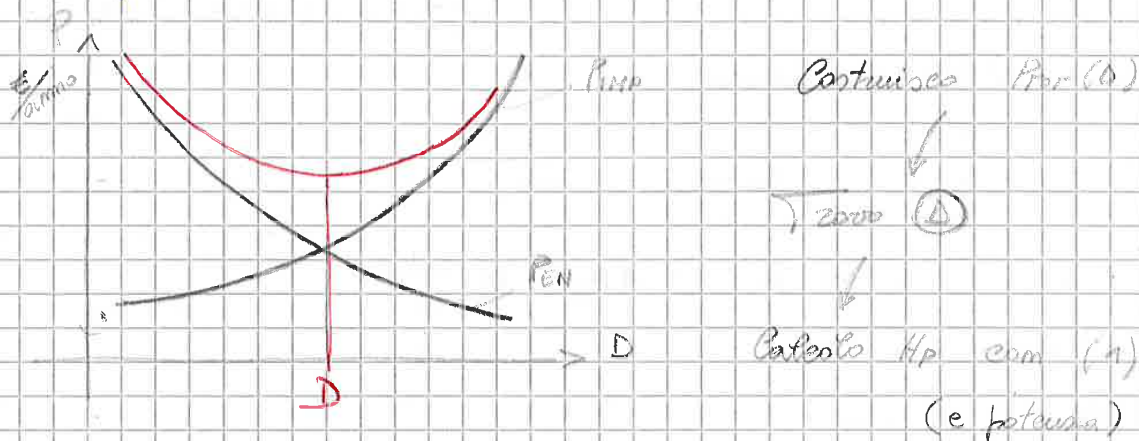
$$POFENZA : W = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_p}{\eta} = \frac{9,8 \cdot Q \cdot H_p}{\eta} \quad [KW]$$

γ = P. specifico dell'acqua

η = Rendimento

$$P_{EN} = C_{EN} \cdot W \cdot T = C_{EN} \cdot \frac{9,8 \cdot Q \cdot T}{\eta} \left(\Delta H_g + K \frac{Q^m}{g_m} \right)$$

$$P_{TOT} = P_{IMP} + P_{EN}$$



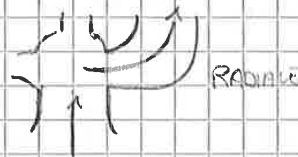
POMPE CENTRIFUGHE

L'energia è trasferita al fluido da un girante (paleate) messo in rotazione da un motore elettrico

Possono essere di tipo:

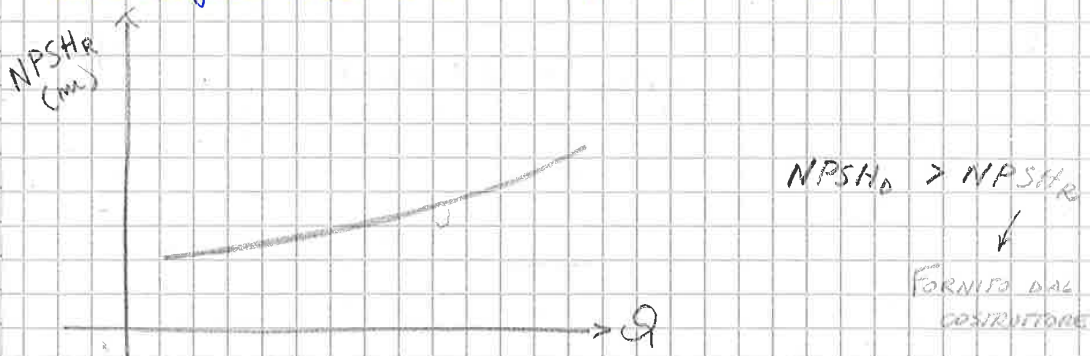
- RADIALE
- SEMIRADIALE (Vedi note)
- ASSIALE

C'è una bocca di aspirazione e l'acqua viene spinta in direzione radiale fronte la bocca di mandata.



Perdo un fo' per il sollevamento (Δz) e un fo' per le
 dissipazioni $(1 + \kappa + \lambda \frac{L}{D}) \frac{v^5}{2g}$
 L'acqua non può mai ^{essere aspirata} a una quota $> 10,33$ m perché
 10,33 m è costante se ipotizzassimo nessuna perdita per
 ovver $NPSH \geq 0$ (essendo una pressione) al massimo può essere
 portata a 10,33 m (fintamente)

Da confrontare con $NPSH_R$ (RICHIESTO)



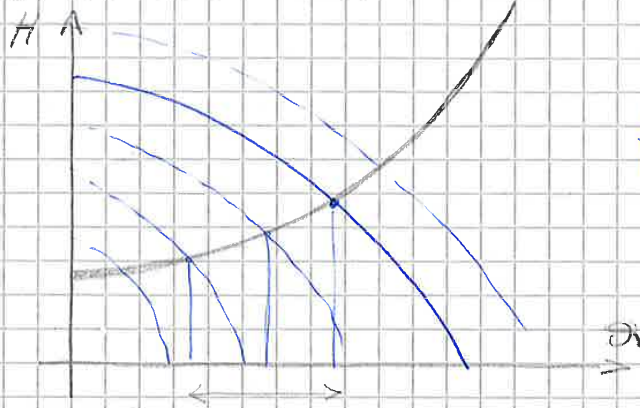
NUMERI DI GIRO SPECIFICO:
$$N_s = \frac{\omega Q^{0,75}}{H^{0,75}}$$

Anche detto come VELOCITÀ SPECIFICA

La scelta di una pompa è definita grazie all'ausilio di
 un grafico (catalogo del produttore) in base alla PORTATA e alla
 PREVALENZA. Una volta individuata la famiglia scelta
 all'interno di essa quella quale si avvicina di più al mio
 punto sul grafico Q_p, H_p .
 Altro fondamentale è il rendimento (rapporto tra potenza
 dissipata e quella generata)

Per le pompe e i vertez sono disponibili grafici PREVALENZA
 PORTATA in grado di aiutarci nella scelta

POMPA CON INVERTER



$$\frac{H_2}{H_1} = \frac{m_2}{m_1} ; \quad \frac{Q_2}{Q_1} = \left(\frac{m_2}{m_1}\right)^2$$

$$\frac{W_2}{W_1} = \left(\frac{m_2}{m_1}\right)^3$$

POMPE IN PARALLELO

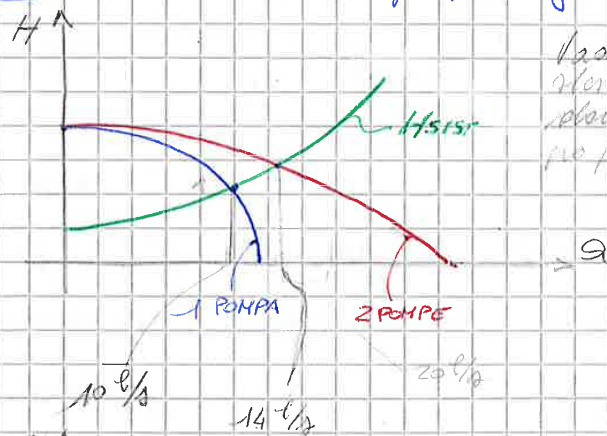
Quando sono accese erogano la stessa prevalenza.

La portata invece è la somma delle portate che eromono le pompe erogano



Ma non si raddoppiano le portate perché seguono le curve di prevalenza.

=> 10 l/s + 10 l/s => 14 l/s per esempio

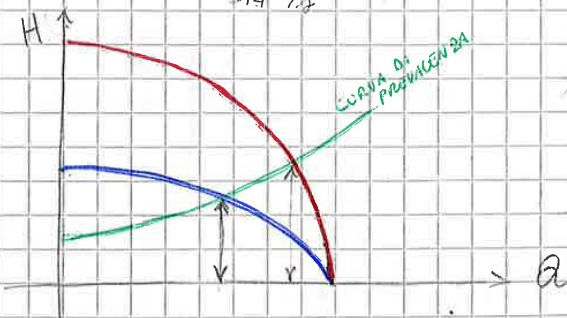


l'addio alle stesse portate quando si può più di portate

POMPE IN SERIE



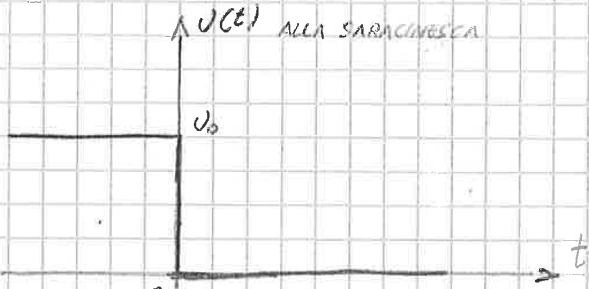
- STESSA PORTATA SOMMA
- SOMMA LA PREVALENZA



Anche qui abbiamo che la prevalenza non si raddoppia quando accendo lo secondo

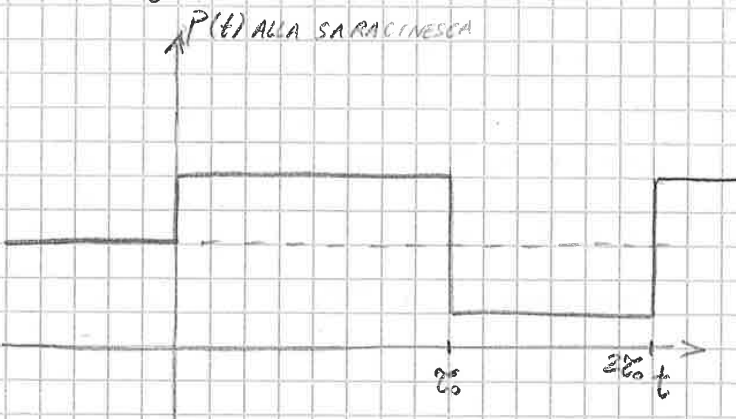
$$* \quad \frac{W_2}{W_1} = \left(\frac{m_2}{m_1}\right)^3 \quad \text{e che} \quad W = Q \cdot H \cdot z$$

BRUSCA VARIAZIONE DI $Q \rightarrow$ ONDE DI PRESSIONE (CELERITÀ c)



Chiusura alla saracinesca (istantanea)

$$\Delta P = \rho c U_0$$



Consideriamo la saracinesca perché il fluido si è sollevato

TEMPO DI FASE: $t_0 = \frac{2L}{c}$

Immagino la riflessione



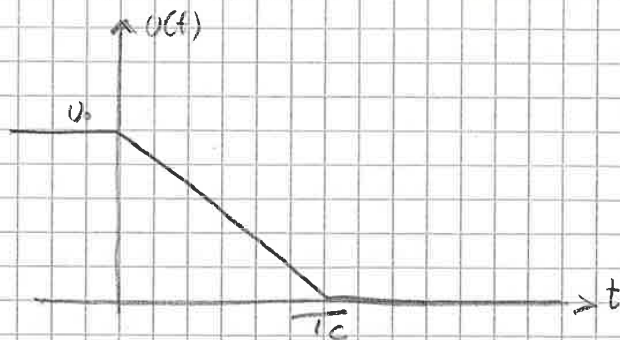
In corrispondenza del tempo di fase

l'onda (la seconda di ritorno alla chiusura). Dopo che l'onda ha raggiunto il serbatoio, mi accorgo che la pressione scende.

Si ha in realtà oscillazioni smorzate dagli attriti

Il ciclo procede in maniera periodica, intervengono infatti gli attriti che dissipano l'energia e in 5 o 6 cicli il fenomeno cessa.

CHIUSURA GRADUALE



2 CASI }
 CHIUSURA BRUSCA = RAPIDA
 CHIUSURA LENTA

1° CASO - CHIUSURA BRUSCA $t_c < t_0$

TEMPO DI FASE

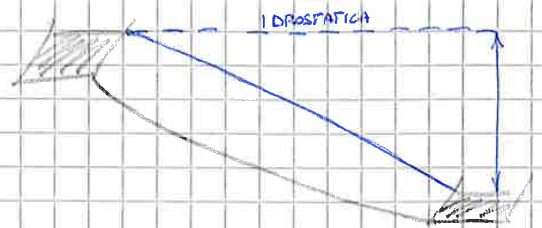
Prima dello chiusura non c'è sovrappressione e c'è solo la frenata P_0 del fluido normale (non rappresentata in grafico)

Quali sono i valori di ΔP ammissibili?

VALORI AMMISSIBILI DI $\Delta P \rightarrow$ DMLP 12/12/1985 (N.T. x LE TUBAZIONI)

PRESSIONE IDROSTATICA ($\frac{\text{kg}_p}{\text{cm}^2} \approx \text{bar}$)	< 6	6 ÷ 10	10 ÷ 20	20 ÷ 30
ΔP ($\frac{\text{kg}_p}{\text{cm}^2} = \text{bar}$)	3	3 ÷ 4	4 ÷ 5	5 ÷ 6
	50%	50 ÷ 40%	40 ÷ 25%	25% ÷ 20%

La tabella fa riferimento alla pressione idrostatica perché corrisponde alla pressione massima, la pressione \uparrow con portata zero ma il minimo è con $Q = 0$



SERBATOI

Vasche di accumulo H_2O con diverse funzioni:

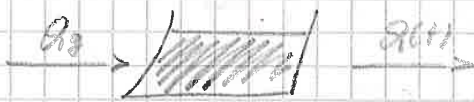
- COMPENSO il serbatoio ha la funzione di compensare le richieste di acqua maggiore durante le 24h. In condizioni di emergenza come la rottura della rete di adduzione,

permette all'utente di non accorgersi del disavanzo.

La condizione migliore è quella che si verifica tutte le situazioni insieme, ma forse è una condizione troppo pessimistica. Forse sarebbe meglio avere i serbatoi in punti diversi sono disponibili ma in zone diverse.

- Funzioni secondarie:
- Finisce il CARICO PIEZOMETRICO all'altezza desiderata
 - DISCONNESSIONE IDRAULICA appena vista

DIMENSIONAMENTO CAPACITÀ DI RISERVA



OBBIETTIVO: Sopperire all'assenza di Q_{in} .

(CUL TEORIA $W_R = Q_g \cdot T_{TRIPAR.}$) → Per esigere quanto volume mi serve

IN PRATICA si misura il VOLUME erogato NEL GIORNO DI MASSIMO CONSUMO: $W_R = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) W_{gmax}$ (Corrisponde $T_{TRIPAR} = 8 \div 12 h$)

DIMENSIONAMENTO CAPACITÀ ANTINCENDIO

$$W_I = Q_I \cdot T_{SPEGN.}$$

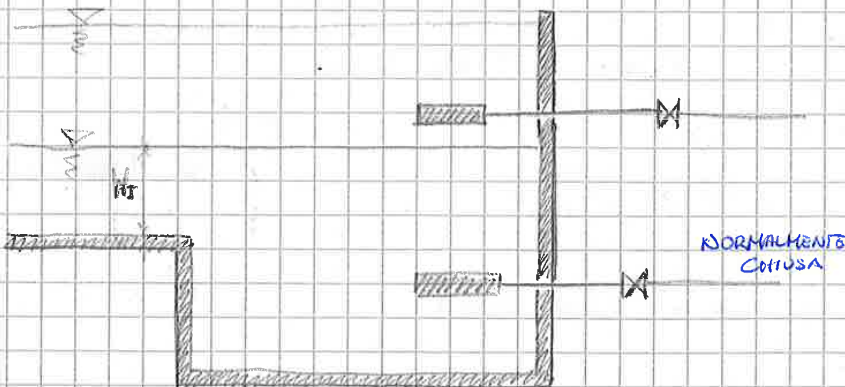
↓
PORTATA IRRIANTI

↳ TEMPO DI SPEGNIMENTO ($\approx 3 \div 5 h$)

a) PICCOLI CENTRI (< 3000 abitanti): $Q_I = 5 \div 8 l/s \rightarrow W_I \approx 50 \div 150 m^3$

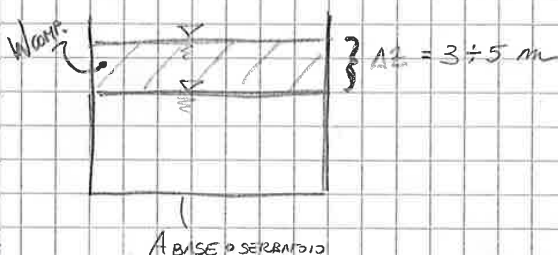
• $Q_I = 6 \sqrt{P}$ P: POPOLAZIONE [migliaia di abitanti]

• $Q_I = 4,5 \sqrt{P} - 0,045 P$ (National Board Fire USA)



Rimane sempre un certo quantitativo di acqua in caso di emergenza

SUPERFICIE DEL SERBATOIO



$$A_{SERBATOIO} = \frac{W_{SERBATOIO}}{\Delta Z}$$

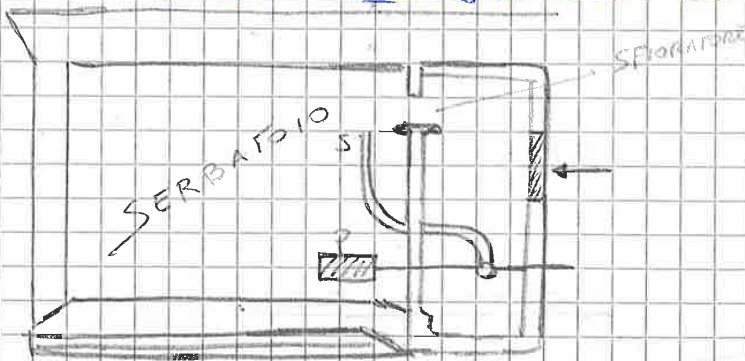
• TIPOLOGIE STRUTTURALI

- SERBATOI A TERRA / INTERRATI / SEMINTERRATI ($Z_{SERB} \approx Z_{TERRANO}$)
- " PENSILI
- " A TERRA + TORRINO PIEZOMETRICO
- " A TERRA + AUTOCLAVE

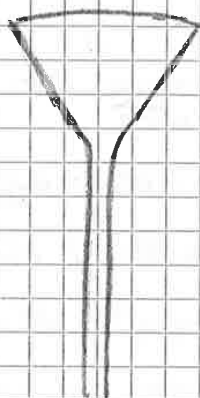
($Z_{SERB} > Z_{TERRANO}$)

Vedi slide

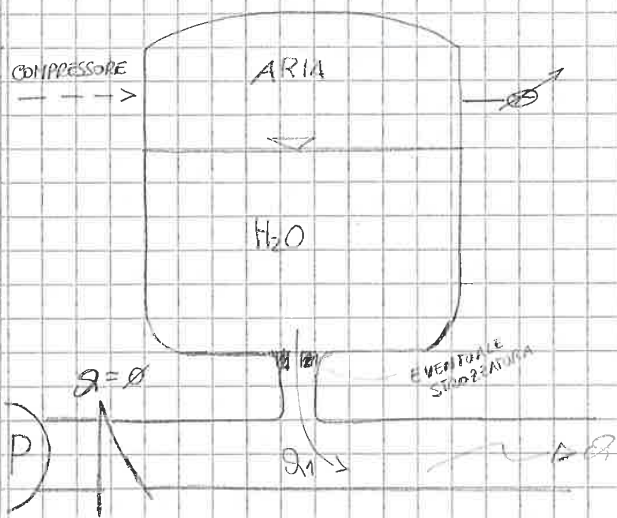
Seminterrati : per evitare stress termici importanti con la funzione possibile di organismi patogeni. Coste di più di quello a quota del terreno. Sono sempre più protetti e meno viribili per scomparsa opere vascolari e dolore. Esistono sistemi all'interno del serbatoio che fanno ricircolare l'acqua all'interno per evitare sistemi troppo lunghi nel tempo. Entrando ci sono tutti gli organi di funzionamento e tutto c'è il serbatoio non esposto alla luce solare.



Serbatoi Pensili



Si realizzano per capacità di $\approx 2000 \text{ m}^3$ perché essendo in elevato costa molto di meno. Sono di solito a simmetria centrale conica - cilindrica per fare in modo che i conchi siano equitanti.



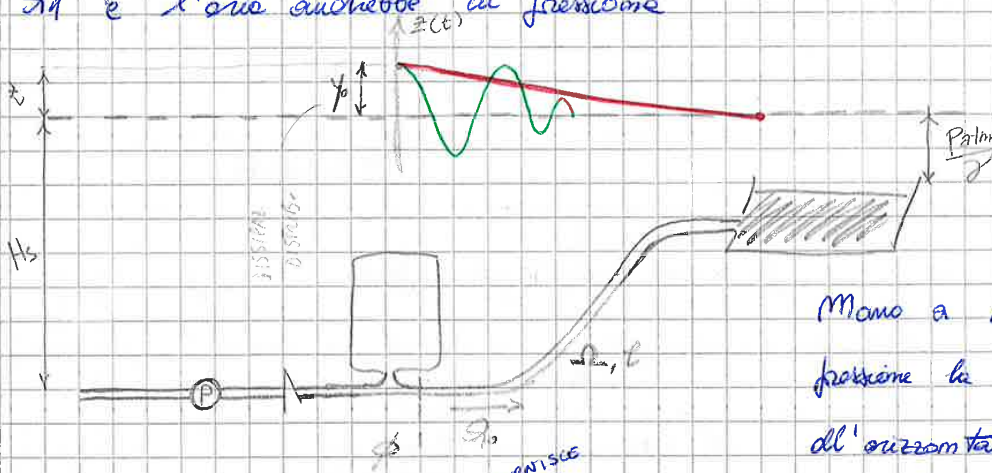
L'ARIA deve costantemente essere in pressione
 in altrimenti l'acqua uscire fuor a maggior
 si fatta l'aria => un compressore mentre
 in l'aria in frangere

La cosa una volta spente la pompa,
 fornisce la portata S_1 che non
 arriva più dallo pompa (caricata
 per mezzo)

Questo processo fa espandere l'aria e la pressione diminuisce.

L'ENERGIA CINETICA SI TRASFORMA IN ENERGIA DI PRESSIONE

Nel caso di accensione delle pompe inizialmente la cosa si ridurrebbe di
 S_1 e l'aria andrebbe in frangere



Momento a mano che esca la
 pressione la piezometrica tende
 all'orizzontale.

Inizio un ciclo la CASSA ✓ ACQUA ALLA CONDOTTA e la riceve mentre il
 suo conico scende. Il conico tende all'orizzontale per attrito sulle condotte.
 Ci interessano i PICCHI POSITIVI e NEGATIVI per il dimensionamento. il valore
 massimo ci fornisce la MASSIMA PRESSIONE ALL'INTERNO DELLA CONDOTTA

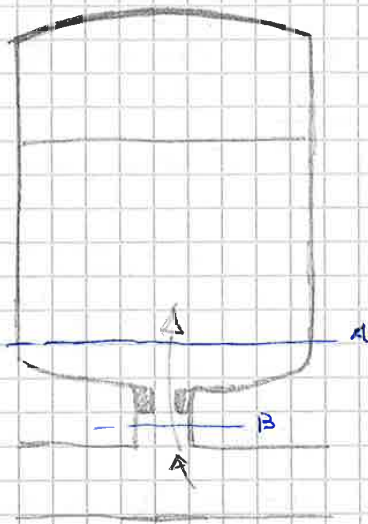
Z_{MAX} → MAX PRESSIONE IN CONDOTTA/CASSA Anche il valore minimo è importante

Z_{MIN} → VOLUME MAX ARIA NELLA CASSA perché corrisponde al valore massimo
 di espansione in volume che l'aria
 occupa all'interno della cassa.

H_5 = CARICO (ASSOLUTO) SERBATOIO

γ_0 = PERDITE DISTRIBUITE NELLA CONDOTTA IN
 CONDIZ. STAZIONARIE ($S_1=S_0$)

W_0 = VOLUME DELL'ARIA SEMPRE IN CONDIZIONI
 STAZIONARIE



$$H_B > H_A$$

Non bisogna eccedere nella grandezza del restringimento perché potrebbe a sua volta delle sovrappressioni sulla condotta di sovrappiè troppo elevate

Lo strozzatura è ottimale, quando di più

$$\Delta H_{strozz} = \gamma_0 + Z_{MIN}$$

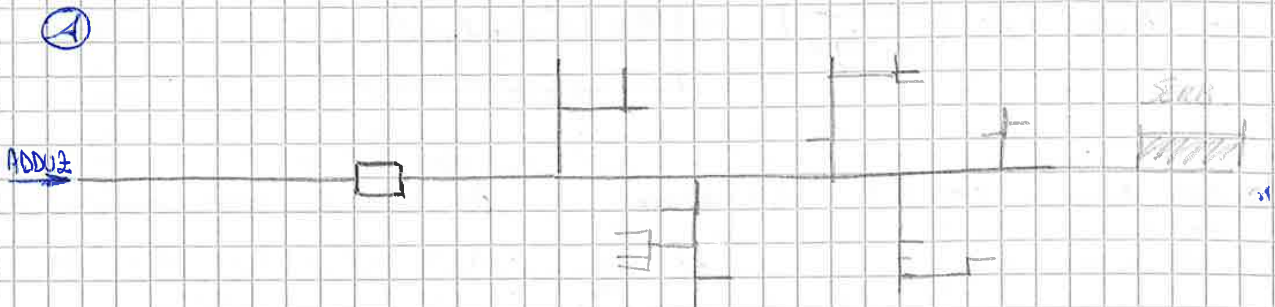
↳ PERDITE DISTRIBUITE IN CONDOTTA

RETI DI DISTRIBUZIONE

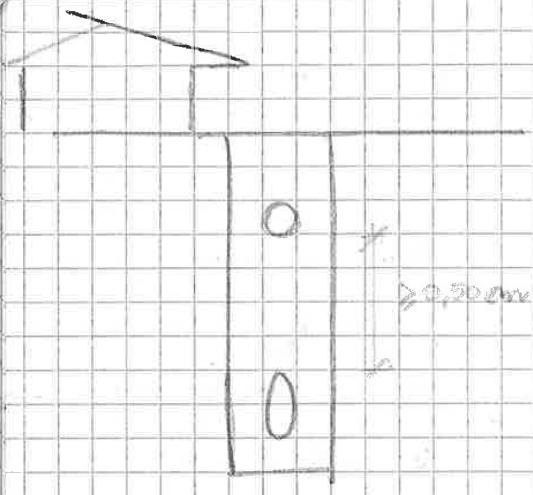
- INSIEME DI ELEMENTI (condotte, valvole) allo scopo di consegnare H_2O alle utenze
- Rete deve essere DIMENSIONATA per la Q_{in}
- CARATTERISTICHE GENERALI:

- Struttura complessa
 - Incertezze sulle richieste idriche
 - Rischio di perdite idriche elevate
- } Dimensionamento con metodi semplificati

- STRUTTURA
 - APERTA (Ramificata) (A)
 - CHIUSA (A maglia) (B)
 - MISTA (C)



Una rottura sul serbatoio mi lascia senza acqua tutte le utenze e sulle



In caso di utilizzo di una trincea unica, è necessario ~~ris~~ garantire una distanza di almeno 50 cm

POZZETTI (OGNI 100-400 m) con { SCARICO
SARACINESCA SEZIONAMENTO

in modo tale che in caso di interruzione, può essere mantenuto solo il tratto interessato, e che non si può avere problemi.

CONDIZIONI DI SERVIZIO

Sono le condizioni idrauliche econdite di buon funzionamento per l'utilizzo da parte degli utenti, Devono essere garantite in condizioni di massimo consumo (di pieno orario)

→ MAX CONSUMO ($Q = Q_R$), MIN LIVELLO DEL SERBATOIO
 $h = a + 5 \div 10$ m (RISPETTO AL PIANO STRADALE)

→ MIN CONSUMO (PRACTICAMENTE $Q = 0$), MAX LIVELLO DEL SERBATOIO
con $h \leq 70$ m (DPCM 4/03/1996) x evitare eccessive oscillazioni

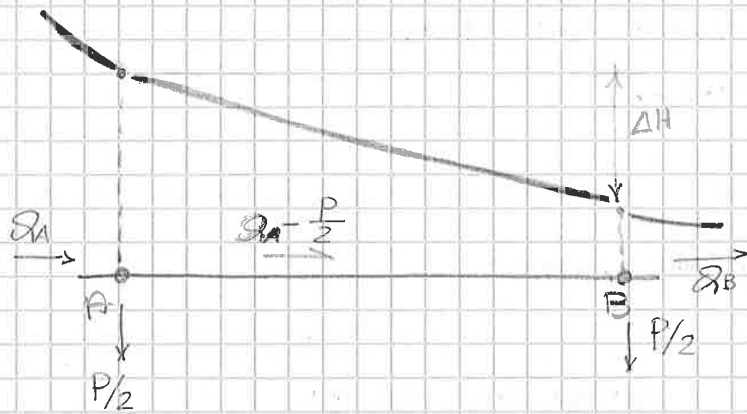
~~Se~~ Se è sufficiente un corso inferiore è meglio mantenerlo + basso, perché ↓ possibilità di ^{questo} ~~corico~~ ^{perdite}

→ MAX OSCILLAZIONE DI CARICO
 $\Delta h \leq 20$ m

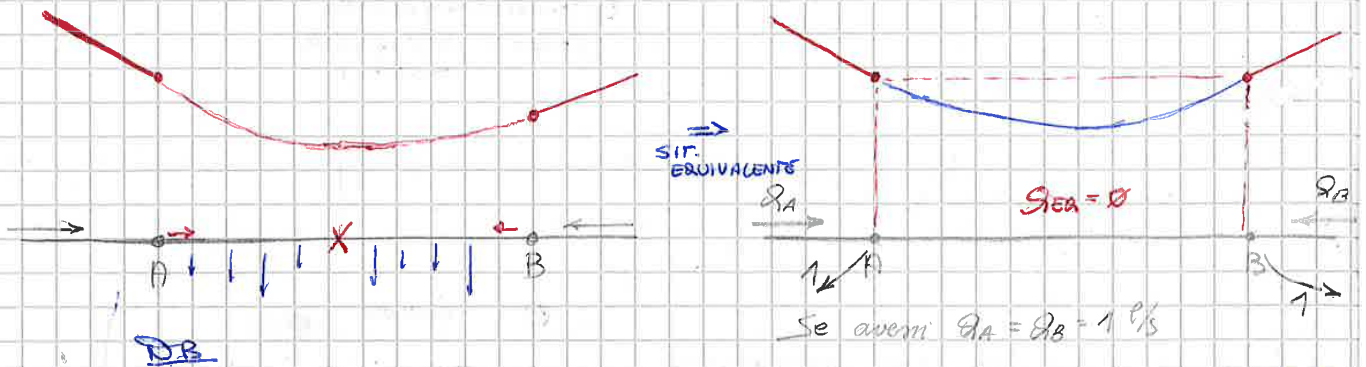
→ PORTATA ANTINCENDIO ($+\frac{1}{2} Q_R$) con $h > 10$ m

→ ROTTURA DI UN RAMO PRINCIPALE all'incirca $\frac{1}{2} Q_R$ con $h > 10 \div 15$ m

→ VELOCITÀ (comunque ciò che più conta sono i carichi) $95 \frac{m}{s} < V < 210 \frac{m}{s}$



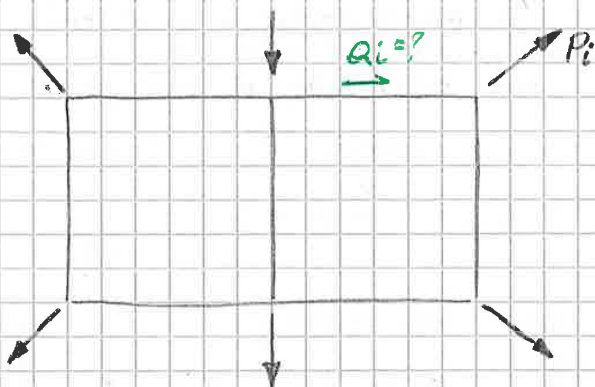
• NEI TRATTI TERMINALI → PUNTI NEUTRI



L'acqua non è vero che non si muove ma in realtà fatto ciò che porta dentro la rete, la usa totalmente

VERIFICA DELLE RETI A MAGLIE

28-04-17



$m = m^{\circ}$ maglie
 $m = m'$ nodi
 $l = \frac{m^{\circ} \text{ lati}}{\text{tronchi}}$

$l = m + m - 1$

Le P_i sono note (Portate di erogazione) mentre le portate all'interno della rete (nei rami) sono incognite. Altre incognite sono i correnti H_i ai nodi. Note le caratteristiche delle condotte ($l_i; d_i; k_i$) e le portate erogate o immesse ai nodi.

Quindi $2l + m - 1$ incognite.

Le equazioni sono $\begin{cases} \text{ENERGIA } (l) \\ \text{CONTINUITÀ } (m-1) \text{ (Ai nodi)} \end{cases}$

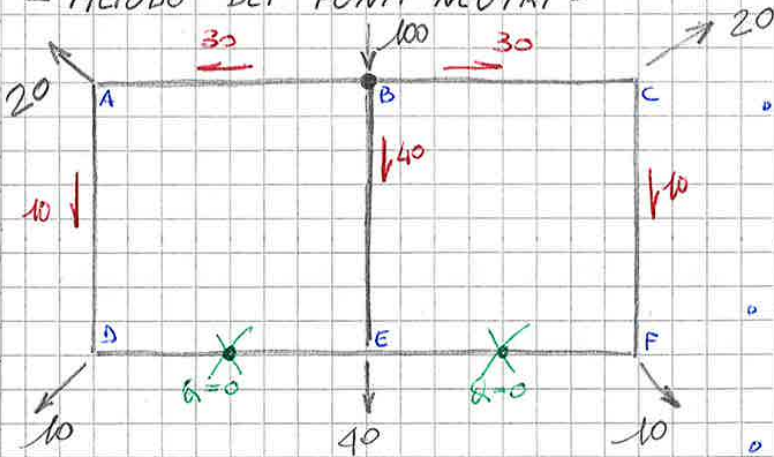
Quindi $l + m - 1$ equazioni \Rightarrow PROBLEMA INDETERMINATO con l gradi di libertà

Quindi potrei ottenere ∞ soluzioni compatibili

\rightarrow È dunque ^{meccanico} utilizzare le equazioni di MINIMO COSTO in corrispondenza dei nodi della rete. Con 1 maglia otterrei il problema mentre per 2 maglie esse ancora non bastano. Quindi bisogna utilizzare dei vincoli o di tipo economico (minimo costo) oppure di natura idraulica (riserbo coibito o forate per garantire l'efficienza della rete).

Per avere una buona efficienza idraulica non sono utilizzate proprio la soluzione dettata dai minimi costi perché magari ho bisogno di coibiti più elevati.

- METODO DEI PUNTI NEUTRI -



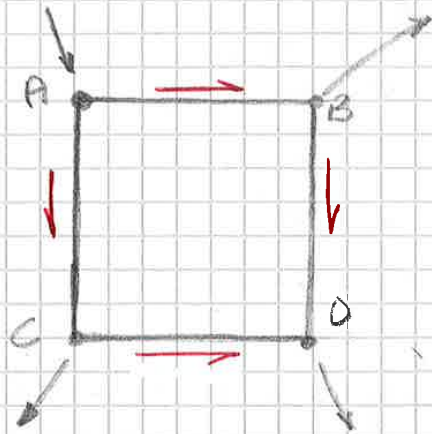
- lunghezza (m) PUNTI NEUTRI pari al numero delle maglie in cui dico esercizi $Q=0$
- Applico le equazioni di continuità
- lunghezza dei CARICHI AI NODI "TERMINALI" (H_D, H_E, H_F)

Ho trasformato una rete chiusa in una aperta perché conosco il CARICO INIZIALE, LE PORTATE TERMINALI

Portate incognite: Q_i (5 da assegnare) e di H_i (2 da assegnare (A) e (C))

Scrivo le equazioni dell'energia (trovare dove ho i punti neutri) e le equazioni di minimo costo* (2)

\hookrightarrow RISOLVO IL PROBLEMA



es $H_A > H_B > H_C > H_D$

• Scelgo i cerchi

• La direzione di circolazione dell'acqua in rete

• Calcolo H_i con EQUAZIONE DI CONTINUITA'

• Per ogni condotta → calcolo D_i con Equaz. energia

$$H_i - H_{i+1} = K_i \frac{Q_i^m}{D_i^m} L_i$$

DIFFERENZA TRA I CARICHI PIEZOMETRICI = PERDITE DI CARICO LUNGO LA CONDOTTA

(+) Calcoli semplici

(+) Vincoli idraulici → Bemm funzionamento

(-) No vincoli economici → Rischio di un costo elevato

(Vedi rete unipiani)

• VALVOLE RIDUTTRICE DI PRESSIONE

L'otturatore si muove sotto l'effetto dello spostamento della membrana, tale membrana è tenuta da una molla che esercita una forza costante che va a opporsi alle forze di pressione sull'otturatore. Se p cresce → membrana sale e l'otturatore scende e chiude per aumentare le perdite di carico e ridurre la pressione a valle. Viceversa se p decresce la membrana scende e l'otturatore si apre di più.

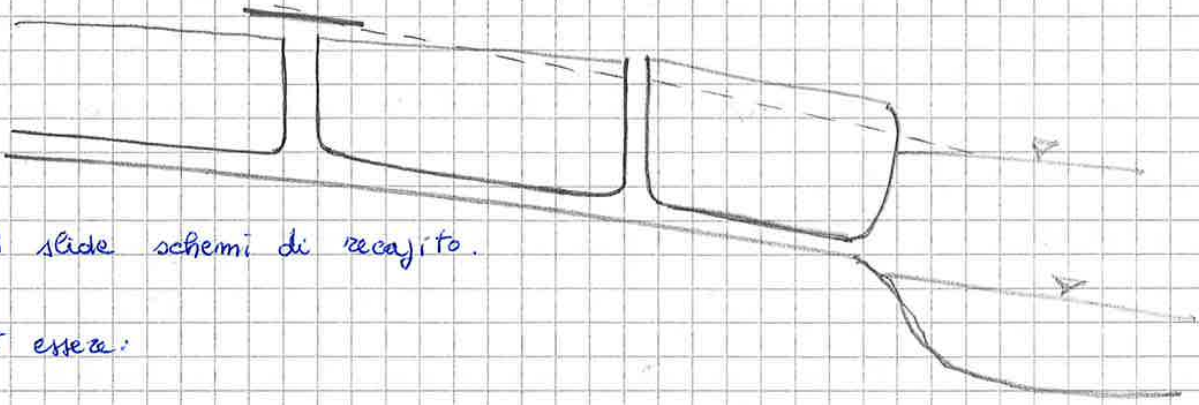
• DISCONNETTORI

Detti P_1 , P_2 e P_3 rispettivamente le pressioni a monte, sulla disconnessione e a valle. Se $P_1 > P_2$ e P_3 tutto funziona correttamente se P_2 o P_3 è $> P_1$ si apre la membrana si apre l'otturatore e si muove l'elemento ⇒ SICUREZZA

↳ EVITARE RISCHI DI CONTAMINAZIONE

• Uglio evitare COLLETTORI IN PRESSIONE → DIAMETRI

Rischio di crepe o danneggiamento; soprattutto con acque
brucche abbiamo il problema degli alloggiamenti

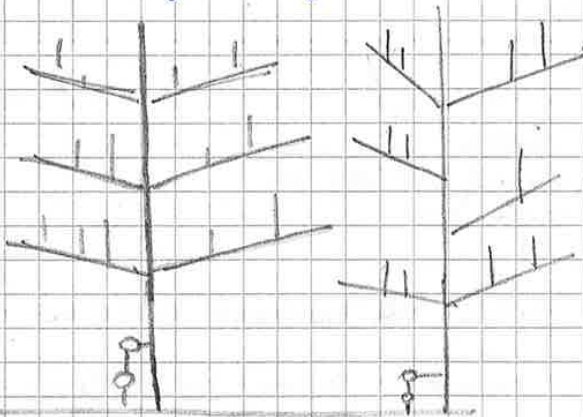


vedi slide schemi di raccolta.

Puo' essere:

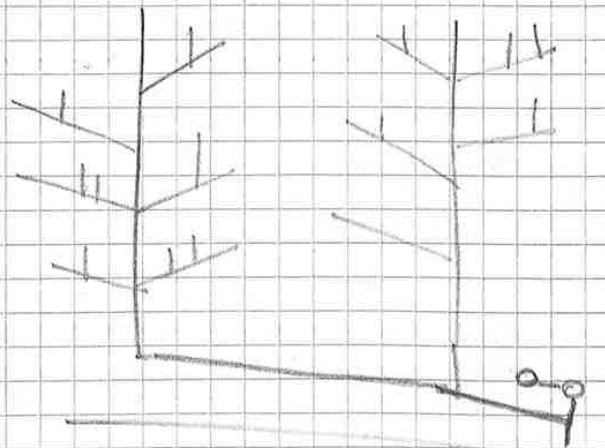
- A GRAVITA'
- CON SOLLEVAMENTO (Necessario in operazioni di pompaggio)
- MISTO
- A GRAVITA' INTERMITTENTE - Tramite delle porte automatiche che si aprono quando il livello di uscite è più basso mentre si chiudono quando è pari a un livello superiore.

Fognatura branca a gravita' con
più recipienti



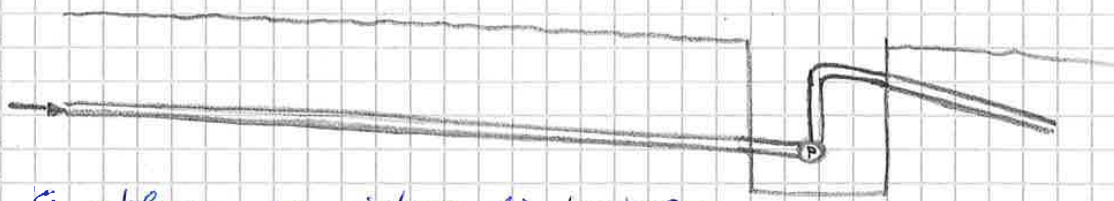
FIUME

Fognatura mista a gravita'



FIUME

Osservazioni - zona a forte pendenza -

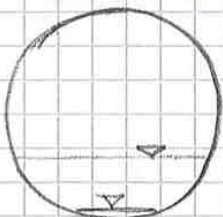


Si utilizza un sistema di pompaggio

Sulle acque nere il costo è affrontabile mentre per acque bianche cioè diventa molto oneroso.

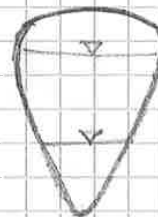
I collettori di genere sono elementi che funzionano a gravità e hanno di solito geometrie circolari, ma non solo. La geometria circolare, può portare a problemi quando acque nere e bianche sono insieme, quando aumenta molto la portata.

CIRCOLARE



Per portate troppo ridotte si ha sedimentazione

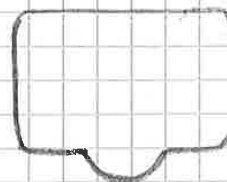
OVOIDALE



Tale forma risponde meglio + o - in tutte le situazioni

Per acque miste perché dovendo fare grandi diametri talvolta la portata può essere molto ridotta in caso di pioggia

DI ALTRO TIPO



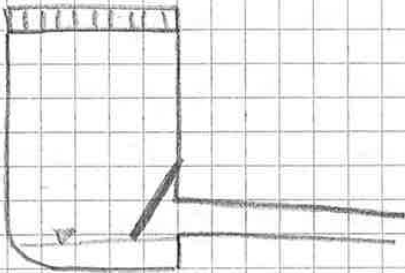
I collettori a cassa fatti con acque nere sono rivestiti da strato protettivo

- MATERIALI → CALCESTRUZZO (BIANCHE)
- MAT. CERAMICI (NERE) [GRES] → risponde bene alla corrosione
- PLASTICI (PVC, PE) (")
- MISTE (CLS + RIVESTIMENTO)

Per dimensionare il collettore vediamo che portate con diametri piccoli e via via sempre crescente perché vanno a intercettare portate sempre maggiori, con via anche per evitare problemi di intasamento (sigarette, mat, vegetale, lattine...)

- CADITOIA A GRIGLIA
- CADITOIA A BOCCA DI LUPO
- CADITOIA A GRIGLIA E BOCCA DI LUPO
- CADITOIA A FESSURA

Possiamo avere SIFONATI, il fante a imboccatura dello esodo e c'è una griglia e il fondo è ribonato dallo vie di fuga, per evitare odori sgradevoli



Possiamo anche essere defuiti dei costi grazie al grado di tratteneere i residui + grossolani (non si usano per vie delle fessate manutenzione)

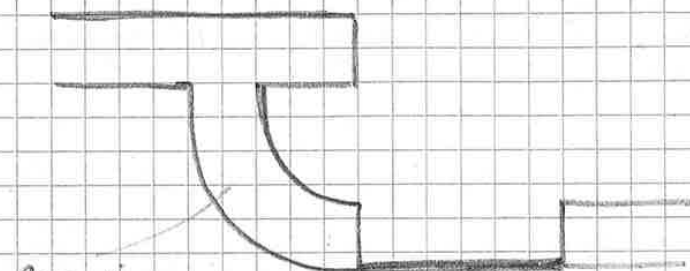
COLLEGAMENTI CON POZZETTI

I pozzetti non devono distare più di 95 m in quanto otherwise dei problemi di controllo e manutenzione.

Quando i pozzetti sono vicini possono collegarsi ogni caditoia al pozzetto. Via via i pozzetti sono più lontani e invece più caditoie collegate assieme e poi collegate al pozzetto

POZZETTI DI SALTO

Utilizzato per dissipare l'energia cinetica del getto d'acqua può essere rinforzato sul fondo per evitare di danneggiarsi nell'urto (ovale)



Zona in cui si dissipa gran parte dell'energia

Esistono a rischio di ostruzione si lascia uno secondo via

◦ DIMENSIONAMENTO RETI NERE

$$Q_{MAX} = K_S R^{3/8} \sqrt{A R \cdot L} \quad [CHEZY]$$

\swarrow AREA \searrow PENDENZA
 \swarrow RAGGIO IDRAULICO



Si fissa un rapporto di riempimento fra il 50 e il 70% per limitare i rischi di ostruzione dovute da materiale flottante

↳ TROVO Δ - TRAMITE CHEZY

PORTATA MINIMA: → VERIFICA VELOCITÀ $\left\{ \begin{array}{l} \text{RETE NERE} \\ \text{RETE MISTA} \end{array} \right.$

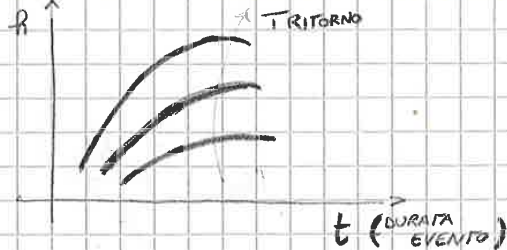
◦ DIMENSIONAMENTO RETI BIANCHE = MISTE

- APPROCCI → MODELLI FISICAMENTE BASATI
- MODELLI CONCETTUALI

Se come le foglie si trasportano i portate nella rete
 (APPROCCIO FLUSSO - DEFLUSSO)

• ELEMENTI

→ CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA (C.P.P)



$$h = a t^m$$

$m < 1$

$$i = \frac{h}{t} = a t^{(m-1)}$$

Al crescere della durata dell'evento, l'intensità diminuisce

Micro inquinanti organici → Composti organici ad elevato tossicità
pesticidi idrocarburi

CARATTERISTICHE BIOLOGICHE

Ciò che conta è rimuovere i microrganismi tramite processi di disinfezione. Siede trattamenti in sequenza

Possiamo compiere un certo OBIETTIVO seguendo una o più
OPERAZIONI UNITARIE (a seconda del costo

STRIPPAGGIO: Processo per provocare un trasferimento in caso di
una inquinante di scarto in acque (ammoniacale, utiliz-
zato per le sostanze volatili)

DUREZZA: Ricca di Calcio e Magnesio

[...]

IMPIANTI DI POTABILIZZAZIONE

Il costo è un fattore importante e le dimensioni dell'impianto e
secondo della quantità d'acqua da trattare.

Inoltre a seconda se dobbiamo trattare acque profonde o superficiali
le strutture di falda richiedono impianti diversificati ma più semplici.

Somolmente sono impianti che potabilizzano acqua per 50000
100000 persone. Per impianti superficiali il funzionamento è a
spontanea mentre per impianti per acque profonde necessitano di
pompe.

SISTEMI PER ACQUE SUPERFICIALI

Le acque superficiali hanno una velocità più elevata di quella
di falda e ciò produce turbolenza che provoca presenza di solidi
sospesi

ACQUE SUPERFICIALI: TRATTAMENTI DI CHIAVI FLOCCULAZIONE

La torbidità di un'acqua è dovuta alla presenza di colloidali. I colloidali presentano una carica elettrica sulla superficie, che impedisce che questi si possano avvicinare ed aggregare, sedimentando.

ACQUE SUPERFICIALI: FILTRAZIONE

Obiettivo: separazione quantitativa dei solidi sospesi non colloidali dell'acqua - eventuale a valle della CFC

Si distinguono:

- Filtrazione di superficie → microstaccatura

[Vedi slide]

CICLO DI INTASAMENTO (slide)

Il filtro viene lavato con acqua in pressione per lavarlo dalle impurità. Si montano botte di filtri (---)

SCHEMI PER ACQUE PROFONDE (slide)

Schemi più semplici rispetto al trattamento di acque superficiali

(Vedi slide)

[---]

METODO DELLA CORRIVAZIONE

Si concentra sulla corivazione ossia sul movimento dell'acqua, importante è il TEMPO DI TRASPORTO DELL'ACQUA NELLA RETE.

È un METODO CONCETTUALE per il calcolo di $Q_{BIANCA,MAX}$ che si concentra sul processo di trasporto di H_2O

Ipotesi:

- 1) Risposta del bacino invariante nel tempo
- 2) Risposta del bacino di tipo lineare (Ogni goccia non influenza il comportamento delle altre - validità del PRINCIPIO DI SOVRAPPOSIZIONE DEGLI EFFETTI)

$$\rightarrow Q(t) = \int_0^t u(t-\tau) I(\tau) d\tau$$

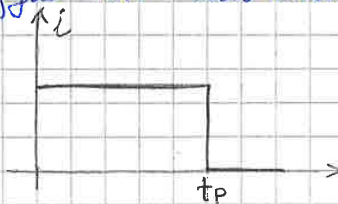
$I(t)$ = Rappresenta la portata in m^3/s di pioggia mette sul bacino

Si considererà un INTENSITÀ DI PIOGGIA costante, assunto un valore medio

Idrogramma costante: $I = \varphi \cdot l(t_p) \cdot S$

COEFFICIENTE DI AFFLUSSO O DEFUSSO

SUPERFICIE DEL BACINO A MONTE DEL COLLETORE INTERESSATO



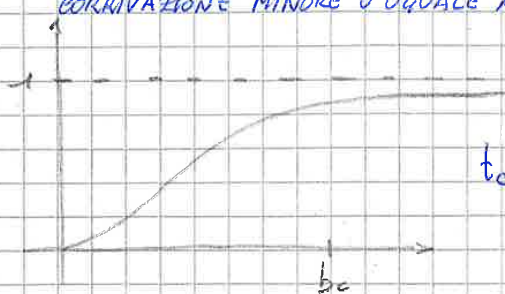
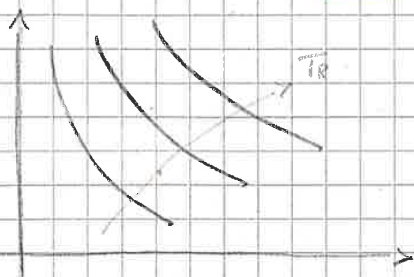
$u(t)$: IDROGRAMMA ISTANTANEO UNITARIO (IUH)

$[u(t) dt$: % Area bacino con tempo di corivazione compreso tra t e $t+dt$]

Se associi:

$$Q(t) = \varphi l(t_p) S \cdot \int_0^t u(\tau) d\tau = \varphi l(t_p) S \lambda(t_p)$$

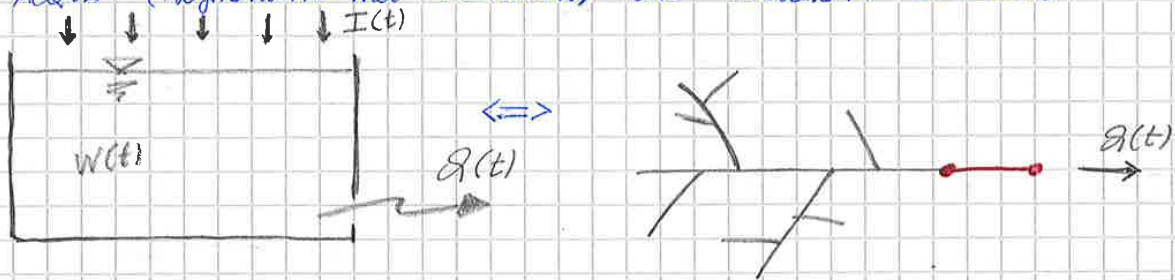
$\lambda(t)$: % DI SUPERFICIE CON TEMPO DI CORRIVAZIONE MINORE O UGUALE A t



t_c = TEMPO DI CORRIVAZIONE

- METODO DELL' INVASO LINEARE -

• Il BACINO viene concettualizzato come un INVASO di ACCUMULO ACQUA (non tutto nei collettori) che causano il DEFUSSO



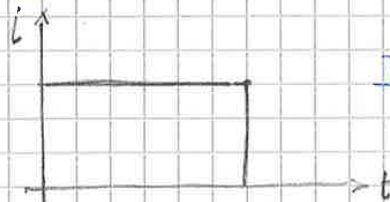
$$\frac{dW(t)}{dt} = I(t) - Q(t)$$

Si ipotizza la legge tra Q e W come LINEARE
 $Q(t) = \frac{W(t)}{K}$ K = COSTANTE INVASO

$$K \frac{dQ(t)}{dt} = I(t) - Q(t) \rightarrow Q(t) = \frac{1}{K} \int_0^t e^{-\frac{t-\tau}{K}} I(\tau) d\tau \quad (1)$$

È una risposta esponenziale infatti quando si ha un impulso unitario (di Joppie) provoca un aumento esponenziale dello scolo

• IETOGRAMMA COSTANTE



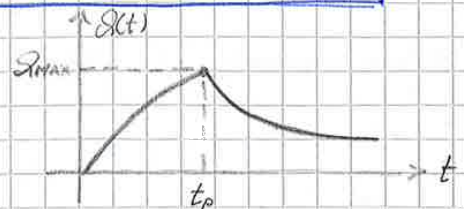
$$I(t) = \begin{cases} \varphi \cdot i \cdot S & (t < t_p) \\ \varphi & (t > t_p) \end{cases} \quad (2)$$

(1) + (2)

$$\rightarrow Q(t) = \varphi \cdot i \cdot S \left(1 - e^{-\frac{t}{K}} \right) \quad \text{Risolviendo l'integrale}$$

Per $t = t_p$ $Q_{MAX} = \varphi \cdot i \cdot S \left(1 - e^{-\frac{t_p}{K}} \right)$

(per $t > t_p$ $Q_t = Q_{MAX} \cdot e^{-\frac{t-t_p}{K}}$)



• $t_p \uparrow$ $i(t_p) \downarrow$ $(1 - e^{-\frac{t_p}{K}}) \uparrow$

Deve trovare qual è il t_p che mi permette di ottenere la Q_{MAX} maggiore. Studiando la Q_{MAX} e cercando il massimo ricaviamo il t_p entico

PROCEDIMENTO: (per ogni collettore, MONTE-VALLE)

- 1) Calcolo: Superficie Bacino (S)
Coefficiente deflusso (φ)
Tronco → a, m [h = at^m]
- 2) Calcolo: COSTANTE D'INVASO (K)
- 3) " DURATA EVENTO CRITICO (t_p)
- 4) " Q_{MAX} [ES.1]
- 5) DIMENSIONE (D) CON CHEZY $Q_{MAX} = KA\sqrt{Ri}$ con $\frac{1}{D} = 0,5 \Rightarrow 0,7$

VERSIONE ITALIANA DEL METODO DELL'INVASO LINEARE

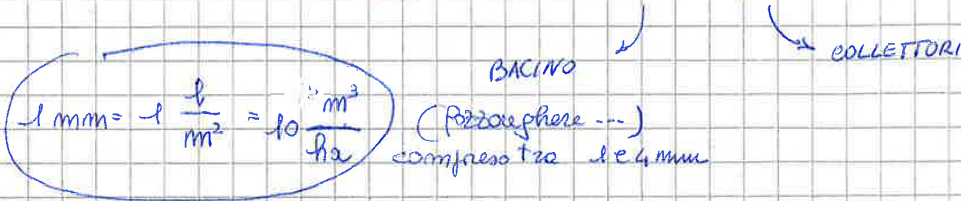
$K = \frac{W(t)}{Q(t)} = \text{costante} \rightarrow$ Assumo il k di picco! $K = \frac{W_{MAX}}{Q_{MAX}}$

* COEFFICIENTE UDOMETRICO: $\frac{Q_{MAX}}{S} = \mu$

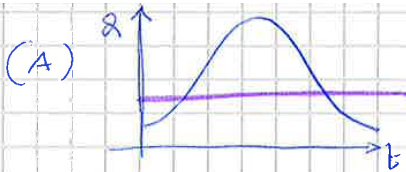
$\mu = 2163 \frac{m(\varphi \cdot a)^{1/4}}{W_{MAX}^{1-1/4}}$

con $W_{MAX} = \frac{W_{MAX}}{S}$ [m]; a [$\frac{m}{h \cdot m}$]; $\mu = \left[\frac{h}{S \cdot h^2} \right]$

° VOLUME INVASATO: $W_{MAX} = W_0 + \sum_i W_i$



$1 \text{ mm} = 1 \frac{h}{m^2} = 10 \frac{m^3}{ha}$ (Pozzanghera...)
compreso tra 1 e 4 mm



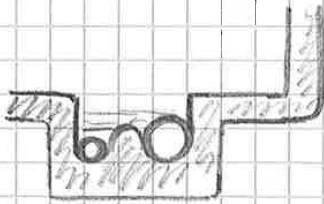
$Q_D = 3 \div 5 \text{ m}^3/\text{s}$
(media omnia)

A queste portate entra in funzione lo sbrinatori.

Se per queste portate divide le portate mentre sotto fatto tutto in deeuratore

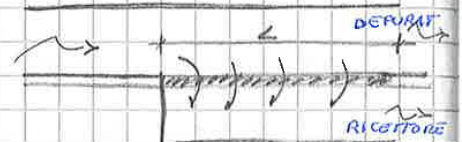
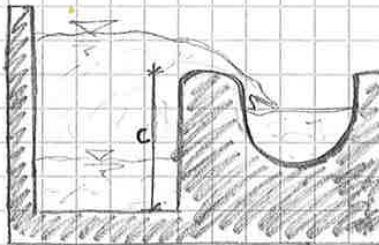
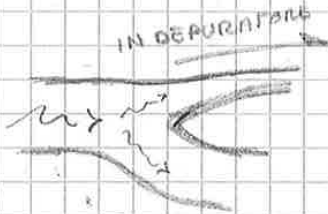
(B) $Q_{\text{PRIMA PIOGGIA}} = 3 \div 5 \text{ mm}$

SCOLMATORI LATERALI (slide)



Fino a una certa portata l'acqua rimane nello stesso sedile e va in deeuratore,

Se la portata aumenta "scolma e si divide"

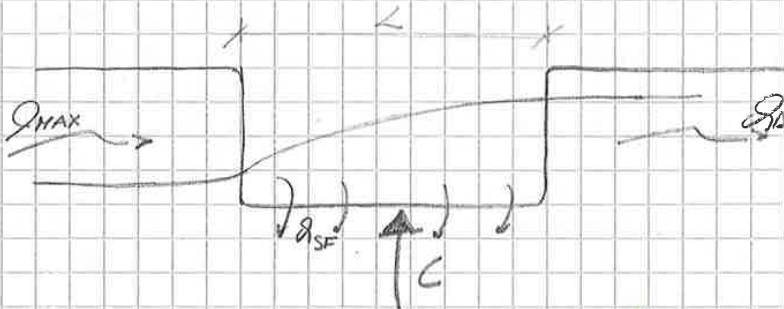


DEEURATORE (Q_D)

RICETTORE ($Q_{\text{MAX}} - Q_D$)

PORTATA DA SFORARE: $Q_{\text{MAX}} - Q_D$

$C \rightarrow$ ALTEZZA MOTO UNIFORME PER Q_D (Chézy)



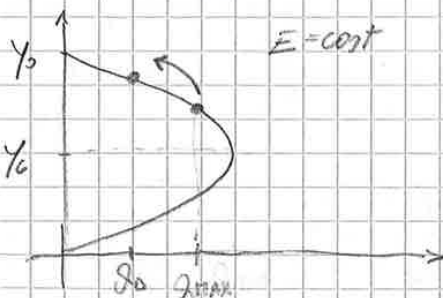
L'obiettivo è capire quanto vale L

$Y_0 = \text{Nofo} \rightarrow$ imposta mediamente il letto

NO DISSIPAZIONE $\rightarrow E = \text{cost}$

$$E = \text{cost}$$

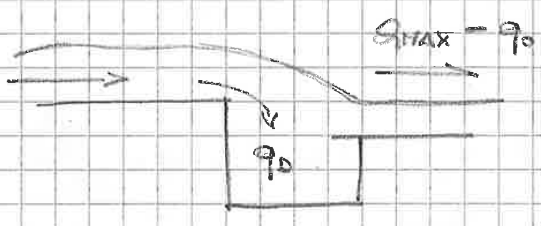
$$E = Y + \frac{U^2}{2g} = Y + \frac{Q^2}{2gA^2}$$



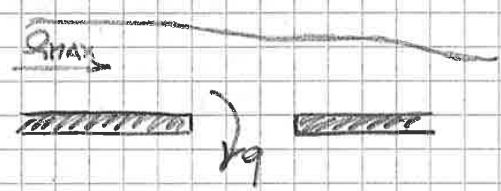
Si parte da Q_{MAX} e si cerca di arrivare a Q_D

problemi legati al funzionamento x gravità

Quanto quando ho la Q_{MAX} la condotta va in pressione e dunque la portata derivante inizia a dipendere dal valore del tratto
 → rischio di derivare portate maggiori di Q_0 . x questo motivo alle volte si realizzano SCOLMATRI A SALTO BRUSCO



In tal modo q_0 ha una portata più costante anche quando ho forti portate a monte



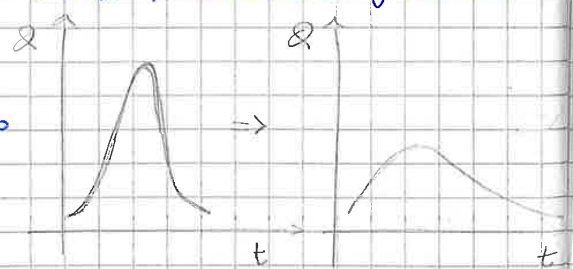
$$q = \mu A \sqrt{2gR}$$

$$\mu < \begin{cases} 0,69 & F_2 < 1 \\ 0,69 - 0,09 F_2 & F_2 > 1 \end{cases}$$

VASCHE VOLANO

Funzione: laminazione picco di portata max, ridurre il picco di portata a un valore minore.

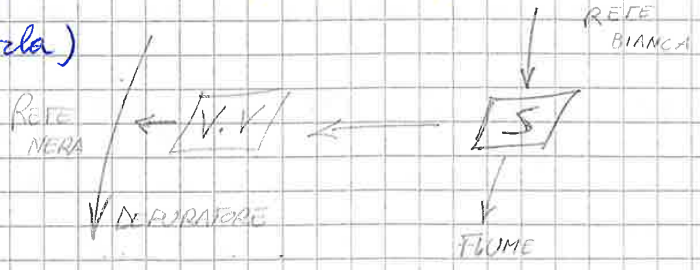
Perché in certi casi tali portate possono dare problemi.



Per le FOGNATURE BIANCHE, significa

ridurre la Q_{MAX} al corpo idrico ricevente (dimensionato in base all'organo che dovrà riceverla)

Per le FOGNATURE NERE



o CARICHI

- Reintegro (R_r)
- Sovraccarichi veicolari (Q_v)
- Azione laterale falda (H_f)
- Azione laterale terreno (H_r)
- Peso proprio dell'opera (G_w)
- Peso proprio delle condotte (G_c)

vediamo come calcolare tali azioni agenti;

Reintegro



TRINCEA STRETTA

TRINCEA CARICA

REINTERRO INDEFINITO

$B \leq 2D$ e $H \geq 1,5B$
oppure
 $2D \leq B \leq 3D$ e
 $H \geq 3,5B$

TRINCEA STRETTA
CON REINTERRO
INDEFINITO

A) TRINCEA STRETTA:

$$S_r = c \gamma_f B^2 \text{ (COND. RIGIDA) } \frac{KN}{m}$$

$$S_r = c \gamma_f B D \text{ (" FLESSIBILE)}$$

c = coef. di Marston (Dipende dalle tipologie di terreno, H/D) (colide)

all'aumentare del rapporto H/B aumenta il valore di c e α

variano le varie curve a seconda delle tipologie di terreno. Per

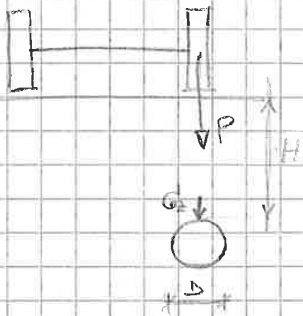
$H \rightarrow$ grandi il c non aumenta di molto (rende ad esultato)

più facile a grandi profondità entra in gioco l'attrito terreno

trincea e non c'è più come predominanza il terreno sulla

tubazione

- CARICHI VEICOLARI -



P : CARICO RUOTA (KN)

G_2 : TENSIONE VERTICALE SU SOMMITÀ CONDOTTA (KN/m²)

$$\frac{G_2}{P} = \frac{a}{H^b}$$

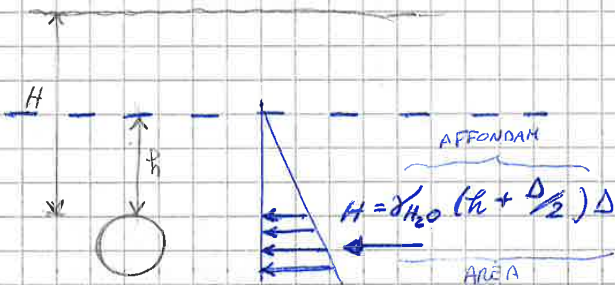
$$S_v = G_2 \cdot D \cdot \psi$$

Il fattore ψ , FATTORE DINAMICO, $\psi = 1$ CARICO STATICO

$$\psi = 1 + \frac{0,3}{H} \quad (\text{CARICO STRADALE})$$

$$\psi = 1 + \frac{0,6}{H} \quad (\text{CARICO FERROVIARIO})$$

AZIONE DELLA FALDA



$$\begin{cases} H_0 = \gamma_{H_2O} h \cdot D \\ H_b = \gamma_{H_2O} \frac{D}{2} \cdot D \end{cases}$$



$$\begin{cases} H_0 = \gamma_{H_2O} h \cdot D \\ H_b = \gamma_{H_2O} \frac{D}{2} \cdot D \end{cases}$$

AZIONE LATERALE TERRENO

$$\begin{cases} H_0 = K_a \gamma_t H \cdot D \\ H_b = K_a \gamma_t \cdot \frac{D}{2} \cdot D \end{cases}$$

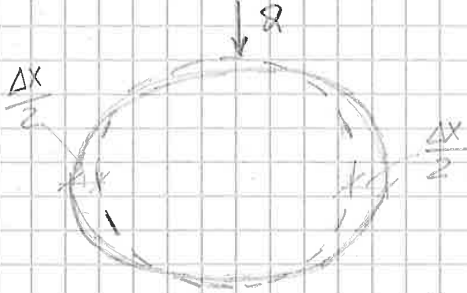


Sono disponibili tabelle (slide) le quali a seconda del fatto che sto considerando mi danno i valori di M e N rispettivi alle azioni.

Quella da tabella $\rightarrow G_e$ G_i in 0, 1, 2 \rightarrow Usa il valore + maggiore

$$\Rightarrow P_0 = \frac{21615}{\Delta} \rightarrow P_N = P_0 + P_E \quad (\text{Pressioni nominali})$$

2 - QUALIZZAZIONE



OBBIETTIVO:

$$\frac{\Delta x}{\Delta} < 4 \div 8\%$$

$$\Delta x = \frac{Q R^3}{EI} \cdot \frac{K F}{1 + 0,061 \frac{E F \cdot R^3}{EI}}$$

I = Momento d'inerzia della condotta calcolato in funzione del suo spessore

$$I = \frac{s^3}{12}$$

$$K = \begin{cases} 0,083 & 2\alpha = 180^\circ \\ 0,090 & 2\alpha = 120^\circ \\ 0,096 & 2\alpha = 90^\circ \end{cases}$$



3 - INSTABILITÀ DI EQUILIBRIO ELASTICO

È una perdita che subiamo quando la pressione esterna è superiore di quella interna

$$(P_{EXT} - P_{INT}) + \frac{E t + \nu v}{\Delta} < \frac{P_{CR}}{2,5}$$

$$P_{CR} = \frac{2E}{1-\nu^2} \left(\frac{s}{D}\right)^3$$

(ν = MOD. DI POISSON)
CONDOTTA

Sigillato è possibile che le acque in A forni in B con perdite di qualità dell'acqua

Come faccio a sapere che acquifero è? Confinato, libero...

Eseguo le PROVE DI FALDA! MUNGIMENTI a seconda del comportamento delle falde sono fermi nei idee

Sappiamo che:

$$V_{DARCY} \neq V_{FILTRAZ.}$$

$$V_{DARCY} = KJ$$

$$V_{FILTRAZIONE} = \frac{V_{DARCY}}{K}$$

$$V_{DARCY} = \frac{Q}{A} \quad \text{area della superficie totale (VUOTI + PIENI)}$$



$$h = H$$

$$H = h + \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

MOLTO PICCOLO

$$V = 1 \div 2 \text{ m/s}$$

$$h = ?$$

Dovremmo PARTIRE DALL' EQ. DI CONTINUITA', dalle LEGGE DI DARCY per le pareti sono ovunque all' EQUAZIONE DI DIFFUSIONE

FALDA CONFINATA

- Mezzo omogeneo - isotropo
- Mezzo indefinito

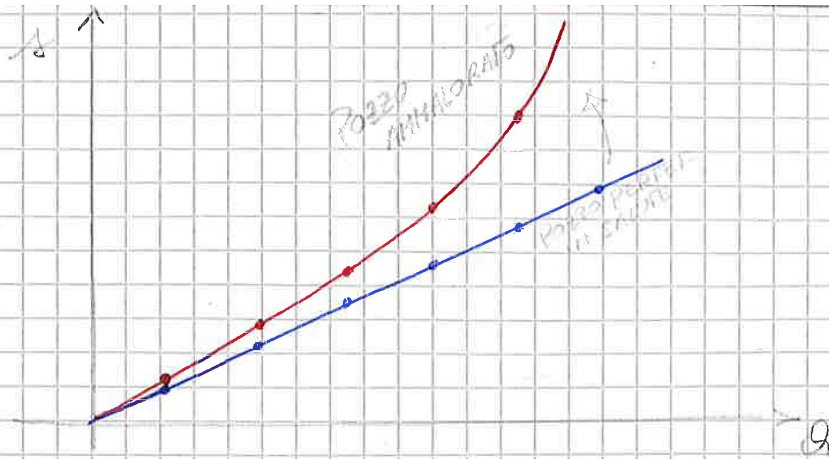
COEFF. DI IMMAGAZ. SPECIFICO

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[K \cdot B \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[K \cdot B \frac{\partial h}{\partial y} \right] = S_s \frac{\partial h}{\partial t} + q$$

SPESSORE DELLA FALDA CONFINATA

PORTATA IMMESA PER UNITA' DI VOLUME

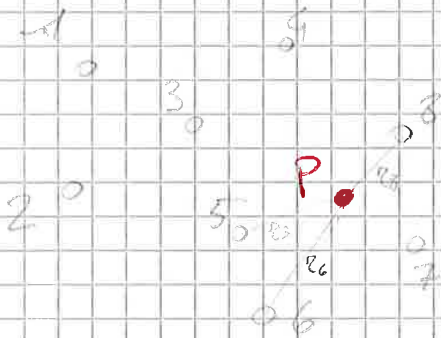
Se l' equazione è LINEARE in h vale il PRINCIPIO DI SOVRAPPOSIZ. DEGLI EFFETTI



NON DEVE SUCCEDERE CHE UNA FALDA CONFINATA, PER EMUNGIMENTO VADA SOTTO IL CONFINAMENTO SUPERIORE



immaginario un numero di pozzi:



$S_p = \sum$ degli abbassamenti indotti da ciascun pozzo come se fosse l'unico

Dove

$$S_i = H - h_i = \frac{Q_i}{2\pi B K} \ln \frac{R_{ps}}{r_i}$$

Il R_{ps} dipende dal terreno

$T =$ trasmissività dell'acquifero
[m²/s]

Comunque un errore sul coppia di

influenza non da primi problemi fatti come fare al Cooper-Tinsley

Pozzi

PERCUSSIONE, ROTAZIONE o un MISTO TRA LE DUE

↓
Materiale granulone

Si predilige un PERFORO in cui si inserisce una tubazione esterna per garantire stabilità alle pareti

Ricordando che: $S = BR + CR^2$ Troncate i criteri di Walton

allora possiamo dire:

$C < 1900 \text{ } \frac{\text{S}^2}{\text{m}^5}$ ottimo stato del pozzo

$1900 < C < 3800 \text{ } \frac{\text{S}^2}{\text{m}^5}$ pozzo leggermente intasato o danneggiato

$3800 < C < 15000 \text{ } \frac{\text{S}^2}{\text{m}^5}$ pozzo molto intasato o danneggiato

$C > 15000 \text{ } \frac{\text{S}^2}{\text{m}^5}$ pozzo ~~non~~ irreversibile

TERMINOLOGIE:

- PERFORAZIONE → DRILLING
- INFILAZIONE DEL TUBO FORMA → CARRING
- COLLOCAZIONE DEI FILTRI → WELL SCREEM
- POSA DEL MATERIALE FILTRANTE → FILTER PACK
- CEMENTAZIONE → GROUTING

DIMENSIONI DEI POZZI

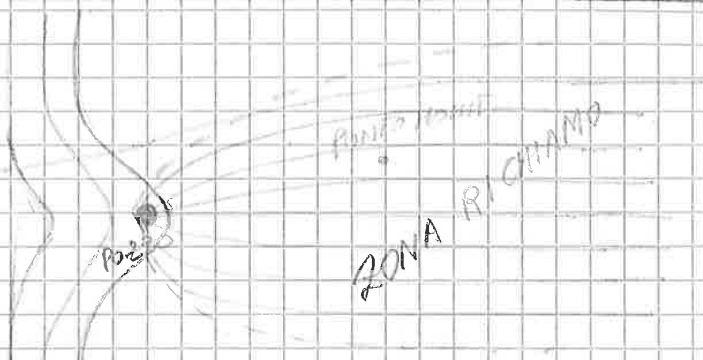
\varnothing (1/4)	d (mm)
< 10	200
10 ÷ 50	200 ÷ 350
50 ÷ 100	350 ÷ 400
100 ÷ 200	400 ÷ 500

Attenzione se la \varnothing è elevata serve ~~una~~ esclusione rispetto di materiale fine con conseguenti cedimenti

$$V_{\text{FILTR}} < \frac{\sqrt{K}}{15}$$

$$V_{\text{FILTR}} = \frac{\varnothing}{2\pi R_w B \cdot m}$$

RAGGIO DEL POZZO \uparrow
 \uparrow Porosità



TEMPI DI ARRIVO AL POZZO

Se la velocità non è costante è necessario ricorrere al integrale:

$$T_1 = \int_0^{R_1} \frac{dz}{V_e}$$

← VELOCITÀ EFFETTIVA DELLA PARTICELLA IDRICA ATRAVERSO I PORI

Portiamo dall'equazione che descrive le variazioni del carico indotte dal pozzo.

$$h = \frac{Q}{2\pi T} \ln(r) + b$$

Ricordiamo la LEGGE DI DARCY: $v_r = -K \frac{dh}{dr}$
 Il modulo della VELOCITÀ EFFETTIVA:

$$V_e = \left| \frac{v_r}{m} \right| = \frac{Q}{2\pi B m} \cdot \frac{1}{r}$$

E dunque il TEMPO DI ARRIVO

$$T_1 = \int_0^{R_1} \frac{dz}{V_e} = \int_0^{R_1} \frac{2\pi B m}{Q} r \, dz = \frac{2\pi B m}{Q} \left[\frac{r^2}{2} \right]_0^{R_1}$$

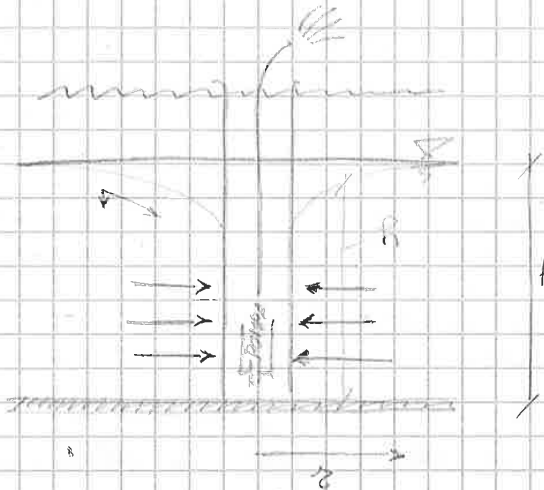
$$= \frac{\pi B m}{Q} R_1^2$$

Viceversa se voglio sapere t e trovare il RAGGIO basta porre la formula:

Il caso più frequente è che LA FALDA ABIA UN MOTO PROPRIO all'incirca una VELOCITÀ DEL FLUIDO + IL MOTO DEL POZZO LUNGO X e LUNGO Y (qo moto proprio della falda)

Del caso dunque l'abbassamento di un pozzo dovuto da un campo pozzi NON è più la somma degli abbassamenti del pozzo.

Il termine hk fuò in certi casi essere preso come valore medio e quindi linearizzare l'equazione se tale valore non è fortemente dipendente dallo scorcione di h .



H_0 = livello misurato a falda indisturbata

$$Q = v_{DARCY} A$$

troviamo la componente verticale della velocità

$$A = 2\pi r h$$

$$v_{DARCY} = k \frac{dh}{dz}$$

$$\rightarrow Q = 2\pi r h \cdot k \frac{dh}{dz}$$

$$\Rightarrow 2\pi r h = \frac{Q}{\pi r k} dz$$

$$h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln z + const$$

Imponendo $\begin{cases} h = H_0 \\ z = R_{10} \leftarrow \text{RAGGIO DI INFLUENZA} \end{cases}$

$$H_0^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln R_{10} + C$$

Sempre

$$C = H_0^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln R_{10}$$

$$h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln z + H_0^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln R_{10}$$

$$h^2 = H_0^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R_{10}}{z} \rightarrow h(z)$$

Se vorrò l'ABBASSAMENTO

$$H_0^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R_{10}}{z}$$

conetto livello del fozzo. Resta un po' errato all'esterno ma non comunque calcolare i dati che mi interessano.

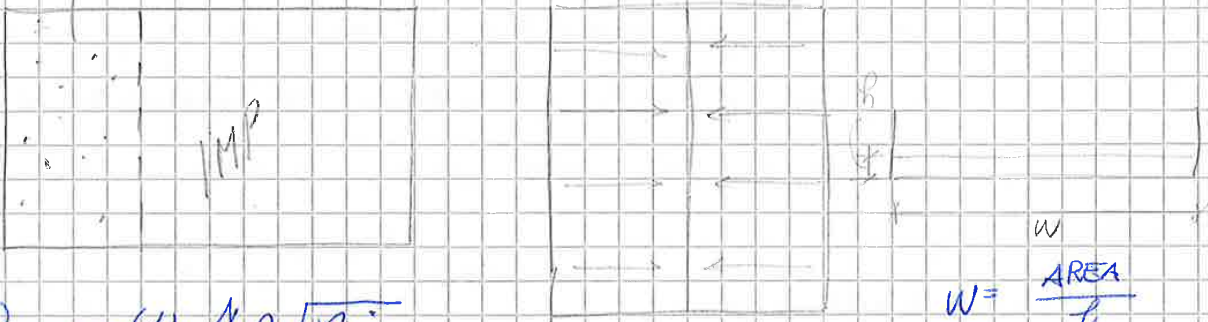
$$H_0^2 - h_w^2 = \frac{Q^2}{\pi K} \ln \left(\frac{R_{in}}{R_{out}} \right) \rightarrow \text{Nota } R_{in}, R_{out}, H_0 \text{ e } h_w$$

RICAVO \downarrow
K

L'abbassamento massimo in falda freatica non deve essere superiore di $H_0/2$

MANCA 1,5 B EPA SWMM

PERM. (INFILTRATION)

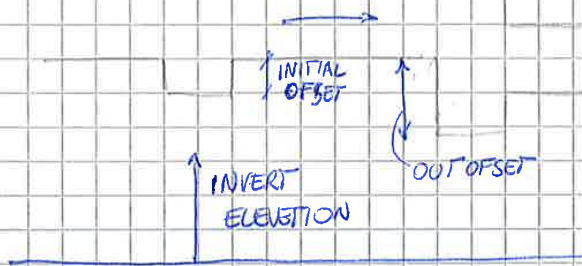


$$Q_{RUN,OFF}(t) = K A \sqrt{R i}$$

\uparrow
 $A = W \cdot B(t)$

$$W = \frac{AREA}{L}$$

Da sempre MANNING



Analogamente definiremo la **PORTATA GIORNALIERA** come -2- il prodotto di una costante per la PORTATA ANNUALE:

$$Q_g = K_g Q_a$$

K_g : 1,2 → 1,3 ÷ 1,5 → 2 ÷ 3
(GRANDI CENTRI) (PICCOLI CENTRI)

La scala può ingrandirsi fino alle portate orarie in cui si motano le richieste di fisco intorno a colazione, pranzo e cena

$$Q_h = K_h Q_a$$

com valori di K_h → 1,3 ÷ 1,4 → 2,5 → 4 ÷ 6

Grazie ai serbatoi posso dimensionare la rete per portate inferiori rispetto ai picchi di richiesta

LEGE 36-1994
(DISPOSIZ. IN MATERIA DI
RISORSE IDRICHE)

- P. GENERALI - Le acque pubbliche vanno salvaguardate
- PRIORITÀ - La priorità deve essere quella civile
- ESUBILIBRIO - Bisogna mantenere equilibrio all'interno delle falde
- ENTI TERRITORIALI - Enti delegati alla gestione delle risorse idriche
- SERVIZIO IDRICO INTEGRATO - Chi stabilisce le tariffe

PERDITE [DMLP 99/1997]

- PERDITE REALI sui punti di commessione (pressioni elevate)
- ERRORI NEI CONTATORI
- ALLACCI NON MONITORATI
- VOLUMI PERSI PER SFIORO DEI SERBATOI

LE ACQUE PER IL CONSUMO UMANO

Sul piano dei controlli che possono essere di ROUTINE se fatto in vari ed effettuati spesso; mentre possono essere di VERIFICA se più massicci, magari l'analisi in laboratorio di campioni prelevati
I parametri sono:

MICROBIOLOGICO, BIOLOGICO (form. di alghe), VIROLOGICO, RADIOLOGICO e FISICO e CHIMICO (odore, colore, pH, nitrati...)

In ordine di preferenza, le possibili fonti di approvvigionamento possono essere: le SORGENTI, le FALDE

- Artesiane (confinate naturalmente e ininterrottamente)
- Freatiche (nessun contorno fisico superiore e ⇒ ricaricate dall'acqua meteorica)

OPERE DI PRESA

Per le acque che scaturiscono da fessure nella roccia, è possibile tramite una struttura definita BOTTINO DI PRESA convogliare le acque di sorgente in un unico punto. Deve essere una struttura ben ancorata nella roccia per recuperare affatto tutte le acque sorgive.