

Dispense di **COSTRUZIONI IDRAULICHE**

redatte dal
prof. Ing. Ignazio Mantica
17-10-1946 † 04-08-1995

il materiale presente in questo file viene riportato così come lasciato da Ignazio Mantica alla data della sua scomparsa, pertanto può risultare incompleto.

Questo materiale viene pubblicato nella speranza che il frutto di anni di lavoro svolto con passione ed impegno non vada perso e possa essere ancora utile a quanti lo vorranno.

Siete liberi di usare i testi e le immagini presenti in questo documento come meglio credete, vi chiediamo soltanto di citarne la fonte.

- GRAZIE -

Universita degli Studi di Ancona
Istituto di Idraulica

prof.ing. Ignazio MANTICA

Lezioni di:
COSTRUZIONI IDRAULICHE

Cap VIII
Gli impianti idroelettrici

appunti tratti dalle lezioni tenute nella A.A. 1987/88

ARGOMENTI TRATTATI

Cap. I- Cenni di idrologia ed idrografia

1. Cenni di meteorologia e genesi delle precipitazioni
2. La misura delle precipitazioni
3. La rappresentazione delle piogge
4. Cenni sull' evapotraspirazione
5. Idrografia, i corsi d'acqua, l' idrometria, le max piene
6. Le acque sotterranee
7. Il bilancio idrologico

Cap. II- I Materiali per le Costruzioni idrauliche

1. Generalità
2. Classificazione
3. Le murature ed i calcestruzzi
 - 3.1 Le murature in pietrame
 - 3.2 Le murature in laterizio
 - 3.3 Le malte, la boiaccia ed il jet-grouting
 - 3.4 I calcestruzzi
 - 3.5 I betoncini
4. Le tubazioni;
5. Il pietrame, le terre, i materiali sciolti in genere;
6. I gabbioni e consimili;
7. Le fascinate, viminate, opere in legno e corda in genere
8. I geotessili;
9. La carpenteria metallica
10. I materiali plastici
11. altri (riv. di gres)

Cap. III- Sistemazioni montane, torrentizie e fluviali

1. Generalità
2. Corsi d'acqua naturali
3. Portate di piena
4. La difesa delle piene
5. Pendenza di compensazione e velocità limite di trascinamento - Forza di erosione
6. Imbrigliamento del torrente
7. Struttura delle briglie e loro stabilità
8. Dettagli costruttivi delle briglie e cenno su particolari opere di sistemazione montana
9. Cenni sulla sistemazione dei fiumi torrentizi
10. Criteri generali per la sistemazione dei fiumi
11. Opere di sistemazione fluviale
12. Danni e rotte arginali

Cap. IV - Le opere idrauliche singole

1. La costruzione dei canali;
2. La costruzione delle condotte;
3. Gli impianti di sollevamento;
4. Gli incili

Cap. V - Cenni sulle bonifiche idrauliche

1. Generalità, metodi di bonifica, canoni fondamentali, franco
2. Calcolo della portata di massima piena di un comprensorio di bonifica - Metodo della corrivazione
3. Calcolo della portata di massima piena di un comprensorio di bonifica - Metodo dell'invaso

4. Dimensionamento dei collettori di bonifica

Cap. VI- Fognature urbane

1. Generalità, e cenni storici
2. Sistemi di fognatura
3. Quantitativo delle acque nere
4. Quantitativo delle acque di pioggia
5. Canali fognari, naturali e sezioni
6. Disposizioni delle reti di fognatura
7. Calcolo delle reti di fognatura
8. Struttura delle fogne, calcoli statistici. Accessori e manufatti.

Cap. VII - Acquedotti

1. Generalità e cenni storici
2. I materiali per le condotte acquedottistiche
3. Il fabbisogno d'acqua
4. L'approvvigionamento
5. L'adduzione
6. I serbatoi
7. Le reti di distribuzione
8. Le opere complementari
9. La realizzazione degli acquedotti
10. I problemi di gestione e manutenzione degli acquedotti

Cap. VIII - Gli impianti idroelettrici

1. Generalità
2. I vari tipi di impianti
3. Gli impianti con serbatoio - Le dighe
4. Cenni sul dimensionamento delle dighe
5. Gli scaricatori di piena
6. Le opere di presa e di derivazione (presa, galleria, pozzo piezometrico, condotte forzate)
7. Gli impianti ad acqua fluente
8. Cenni sulle centrali e sui macchinari (le turbine)

Cap. IX- Cenni sull'irrigazione

1. Generalità
2. Quantità d'acqua necessaria ed elementi che influiscono nella sua determinazione
3. Captazione e adduzione delle acque irrigue
4. Sistemazioni di irrigazione
5. Relazioni di uso pratico per calcolo inerenti agli impianti irrigui
6. Misura delle acque irrigue - Cenno sui regolatori e partitori

Capitolo VIII

Gli impianti Idroelettrici

indice del Capitolo VIII

1. Generalità
2. I vari tipi di impianti
3. Gli impianti con serbatoio - Le dighe
4. Cenni sul dimensionamento delle dighe
5. Gli scaricatori di piena
6. Le opere di presa e di derivazione (presa, galleria, pozzo piezometrico, condotte forzate)
7. Gli impianti ad acqua fluente
8. Cenni sulle centrali e sui macchinari (le turbine)

1 - Generalità	7
2.- Richiami di idrologia	10
Gli impianti con serbatoio di integrazione.....	13
Impianti ad acqua fluente	22

1 - Generalita

L'uomo da tempo immemorabile ha utilizzato l'energia posseduta dai corsi d'acqua per trarne dei benefici, dapprima accontentandosi di trasformarla in energia meccanica e quindi interponendo tra le due forme, quella meccanico idraulica a quelle meccanico motrice lo status di energia elettrica, trasformazione che permette non solo il ritorno ad energia meccanica ma anche la successiva trasformazione verso altre forme energetiche

Per renderci conto di come é possibile trarre energia dai corsi d'acqua fissiamo l'attenzione sul profilo fluviale seguente:

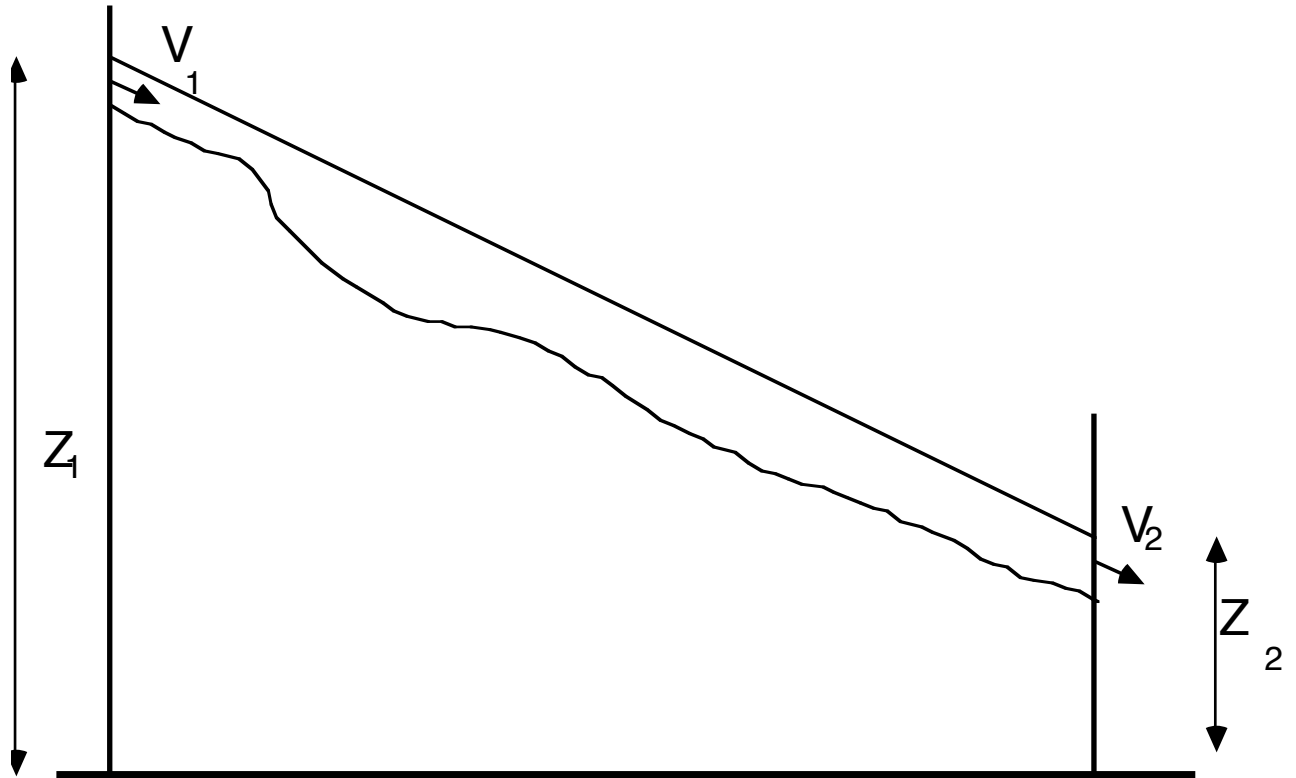


Fig 1- schema di un profilo fluviale tra due sezioni

La potenza posseduta dalla corrente idrica nelle due sezioni 1 e 2 di figura é rispettivamente data dalle:

$$w_1 = \omega Q \left(z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad (1')$$

$$w_2 = \omega Q \left(z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \right) \quad (1'')$$

La potenza dissipata per vincere l'attrito é , ovviamente:

$$W = W_1 - W_2 \quad (2)$$

Se anziché far scorrere l'acqua nel suo alveo naturale la deviamo, tra le dette sezioni 1 e 2 tutta (od una sua grande parte) in un canale artificiale meno scabro e più corto avremo che allo sbocco di questo canale (cioé alla

reimmissione dell' acqua nell' alveo naturale) ad essa competerà una potenza $W'_2 > W_2$ pertanto l'energia

$$W'_2 - W_2 \quad (3)$$

è l'energia residua che noi possiamo con opportune apparecchiature trasformare in energia elettrica.

Chiamiamo potenza teorica lo potenza ottenibile nel caso ideale che $W'_2 = W_1$ e supponendo, come in pratica spesso si verifica che $V_1 = V_2$ la potenza espressa dalla

$$W_1 - W_2 = WQ (z_1 - z_2) \quad (4)$$

e chiamando con H il salto $z_1 - z_2$, avremo

$$W_1 - W_2 = \omega Q H \quad (4')$$

Questa quantità è detta appunto **potenza teorica o nominale**

Il coefficiente ω assume i valori di:

13,33 se la potenza viene spessa in Hp (cavalli)

o di

9,81 se espressa in Kw.

Sempre con riferimento alla figura precedente possiamo concepire, in estrema sintesi, due diverse tipologie di impianto idroelettrico rappresentate dalle figure seguenti

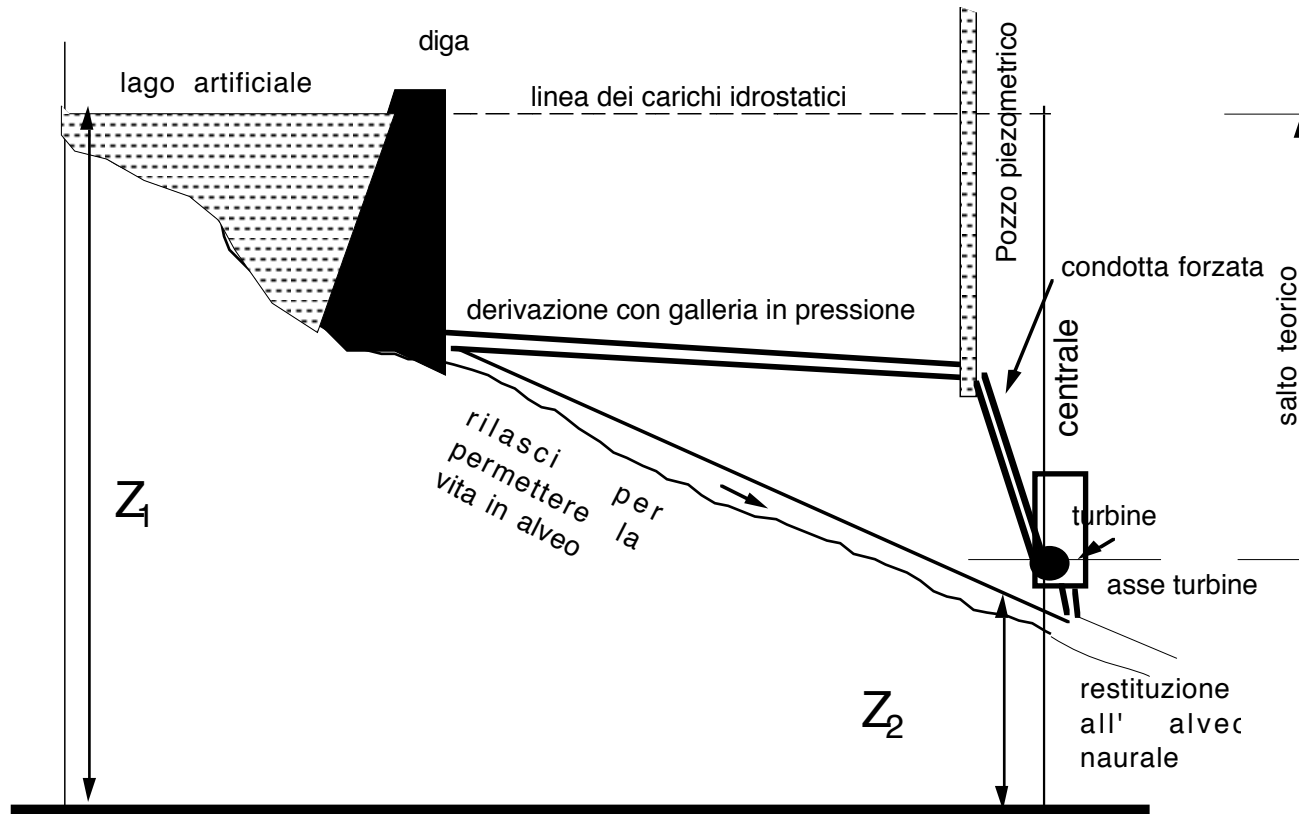


Fig 2- schema di un impianto idroelettrico con serbatoio di integrazione

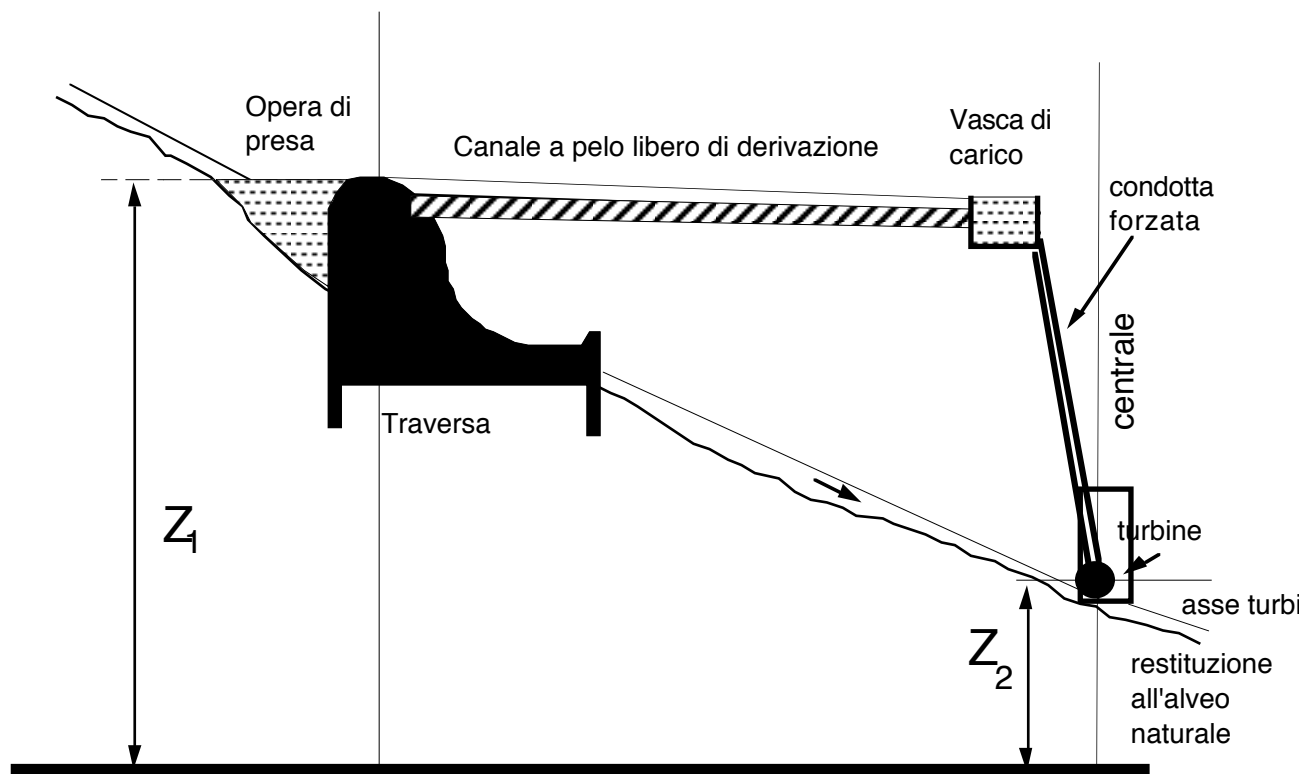


Fig 3- schema di un impianto idroelettrico senza serbatoio di integrazione

cioé impianti :

- 1) con serbatoio di integrazione
- 2) senza serbatoio di integrazione, detti ad acqua fluente

Il primo caso è tipico delle zone montane dove si può creare un lago artificiale e la funzione di questo impianto è di mantenere costante la portata che nei corsi naturali varia durante l'anno.

Il secondo tipo non prevede questo serbatoio di integrazione e si usa quando non si può fare il lago, in questo caso si devia una parte della portata. In generale anche in tali casi si crea a monte dell'opera di presa un piccolo lago, ma questo ha solo capacità modestissime e serve unicamente a favorire la derivazione dell' acqua tramite la realizzazione di un tirante più o meno fisso

In generale avremo dunque, per gli impianti con serbatoio le seguenti opere:

- diga e lago artificiale
- opera di presa,
- galleria di derivazione (in pressione),
- pozzo piezometrico,
- condotta forzata,
- centrale (turbina, alternatore, trasformatore).
- scarico e restituzione dell' acqua

La funzione del pozzo piezometrico è quella di non fare ripercuotere il colpo di ariete nella galleria che di norma è in roccia a volte con rivestimenti molto modesti. nonché di assicurare acqua alle condotte forzate anche durante la fase di apertura repentina degli organi di intercettazione a monte delle turbine.

Mentre per gli impianti senza serbatoio le opere necessaria, sono, di massima:

- traversa (fissa o mobile) e realizzazione di un modesto tirante d'acqua;
- opera di presa,
- canale di derivazione (in pressione),
- vasca di carico,
- condotta forzata,
- centrale (turbina, alternatore, trasformatore).
- scarico (sovente con diffusore) e restituzione dell' acqua

La funzione della vasca di carico è analoga a quella del pozzo piezometrico, in tal caso è quella di non fare ripercuotere il moto ondoso nel canale di derivazione e di assicurare acqua alle condotte forzate anche durante la fase di apertura repentina degli organi di intercettazione a monte delle turbine.

2.- Richiami di idrologia

Le basi di idrologia necessarie sono già state trattate nel Cap I, tuttavia qui di seguito verranno ripresi talune parti di specifico interesse per gli impianti in questione.

Per poter stimare la potenza di un impianto occorre, come si è visto, conoscere la portata, ma non per tutti i corsi di acqua e per le varie sezioni di esse, tale grandezza, peraltro variabile col tempo, quindi la funzione $Q = Q(t)$ è nota

Quindi per sarà necessario stimarla a partire dalla conoscenza:

- o delle precipitazioni, cosa possibile dato che la rete pluviometrica italiana.é ben estesa e funzionante;
- o delle portate in un'altro corso d'acqua"simile" che potrebbero essere un diverso sottobacino del corso d'acqua in esame
- o di entrambi i sopramenzionati elementi.

In quanto segue facciamo riferimento al caso che si abbiano entrambe le conoscenze di cui sopra.

Supponiamo in particolare di conoscere la portata del corso di acqua che ci interessa in una data sezione e proponiamoci di risalire al valore della portata in un'altra sezione dello stesso corso. Tale problema si verifica spesso non trovandosi in genere, nelle sezioni di nostro interesse, una stazione di misura.

Per risolverlo detta:

- A la sezione in cui é presente la stazione di misura
- e
- B (p.es a monte di A) la sezione in cui vogliamo effettuare lo sbarramento.

si applica il cosí detto metodo delle "altezze di pioggia medie ragguagliate".

Tracciati sia per la sezione A che per la B i relativi bacini imbriferi.e calcolate:

-sia le aree S_A ed S_B tali aree.

-che gli afflussi corrispondenti H_A ed H_B relativi ad un arco di tempo Δt

tenuto quindi conto che non tutte le acque piovane vanno a finire nel corso di acqua (evaporazione, assorbimento da parte della terra) e detto k un coefficiente di deflusso, ammesso identico per entrambi i bacini, avremo che:

$$Q_B = \frac{H_b S_b}{\Delta t} k ; \quad (5)$$

$$Q_a = \frac{H_a S_a}{\Delta t} k \quad (5')$$

Facendo il rapporto avremo:

$$\frac{Q_b}{Q_a} = \frac{H_b S_b}{H_a S_a} \quad (6)$$

da cui

$$Q_b = Q_a \frac{H_b S_b}{H_a S_a} \quad (7)$$

che risolve il problema propostoci.

Nel caso non esista una stazione di misura lungo il corso d'acqua in esame seppure in una sezione diversa da quella di nostro diretto interesse o comunque in una zona tale che il relativo bacino sotteso possa considerarsi simile con quello in esame si deve far ricorso ad un bacino che presenti le stesse caratteristiche geografiche idrografiche e morfologiche del caso che a noi interessa e che abbia stazione di misura.

Anche in tal caso si ammette valga la (7)

Gli impianti con serbatoio di integrazione.

Lo scopo del serbatoio di integrazione (cioé del lago artificiale) é quello di accumulare l' acqua nei periodi di piena per disporla nei periodi di magra.

Qualunque sia lo scopo del serbatoio, purché il suo fine sia quello sopra dichiarato, vale a dire di un compenso tra periodi di disponibilità e di siccità, si presenta il problema di determinare la capacità da assegnargli al fine di pervenire allo scopo suddetto.

In particolare, conto tenuto del regime a ciclo annuale delle precipitazione e delle portate fluviali, l' optimum dei serbatoi a scopo idroelettrico si raggiunge allorquando sarà possibile derivare una portata costante pari alla portata media annua¹.

Un calcolo di prima approssimazione di tale volume necessario per la compensazione annuale lo si ottiene tramite la conoscenza dei valori medi pluriennali della portata media mensile relativi alla sezione che vogliamo sbarrare, eventualmente calcolati tramite la (7).

La tabella I che segue riporta le portate medie mensili per la stazione di misura del S.I.I. di ponte Lucchio, sul torrente Lima (affluente del f. Serchio in Toscana) per il periodo 1935-1957 (mancano i dati relativi agli anni dal 1941 al 1948 a causa degli eventi bellici)

fig.

In un diagramma riportiamo sulla ascisse i tempi (e mesi) e sulle ordinate la portata media. Noi vogliamo dare alla centrale una portata pari a quella data dalla retta in figura.

fig.

Possiamo calcolarci, mese per mese il volume complessivo di acqua che arriva a costruirci una tabella. In una successiva tabella ci calcoliamo sempre i valori che affluiscono, sommandoli progressivamente, così fino alla colonna del mese di dicembre dove avremo la quantità d'acqua affluita in tutto l'anno.

Possiamo riportare questa tabella in diagramma (tale diagramma lo si poteva ottenere direttamente dal precedente mediante integrazione grafica).

1 In tal caso il macchinario da installarsi in centrale potrà essere sempre utilizzato al massimo della potenza installata e quindi con il più alto possibile dei rapporti benefici/costi

fig.

La tangente al diagramma in un punto ci dà la portata affluente istantanea. La portata media che noi vogliamo derivare ogni anno è data dal coefficiente angolare della retta congiungente le estremità della curva. Purchè si possa fare una derivazione, come sopra detto, occorre fare un serbatoio di capacità pari alla distanza (misurata prallelamente alle ordinate) delle due rette parallele a quella congiungente le estremità della curva (e cioè indicante la portata da derivare) più acqua di quando non se ne manda in centrale e quindi immagazzineremo più acqua; la quantità di acqua immagazzinata è data, per ogni istante, da C' . Dal punto A al punto B il serbatoio si svuota; dal punto B a C possiamo al più mandare in centrale tanta acqua quanta ce ne arriva; (in B il serbatoio era vuoto) da C ad O' arriva più acqua di quella che mandiamo in centrale e C'' ci dà il volume da immagazzinare. Ora ripartendo da gennaio avremo già in serbatoio la quantità di acqua C'' . Segue da queste considerazioni che appunto la capacità da dare al serbatoio è appunto $C' + C''$.

Dobbiamo ora vedere che altezza dare alla diga per avere la capacità $C'' + C'$. Abbiamo il nostro corso di acqua sulle carte al 25.000 con le curve di livello. Se faccio la diga di altezza pari a 10 possiamo invasare soltanto la superficie racchiusa dalla curva di livello di quella quota.

Possimo costruire per le varie altezze un grafico che ci dà la variazione della superficie.

fig.

Per integrazione grafica, od assimilando la conca da invasare ad un cono si può calcolare il volume in funzione dell'altezza della diga.

fig.

Quindi si può costruire un'altro diagramma nel piano h, V .

fig.

Conosciamo il volume utile di acqua che vogliamo invasare, sia esso C ; vogliamo calcolare l'altezza della diga. Dobbiamo tener conto dell'apporto di materiale solido da parte delle acque. Questi materiali si fermano e vengono a depositarsi diminuendo il volume dell'invaso. La parte depositata si chiama deltazione, tale deposito è dovuta alla brusca diminuzione di velocità, dei materiali pesanti che si depositano subito. I materiali leggeri si arrestano dopo provocando l'interrimento. O si conosce il trasporto solido e si calcola o si

prende come volume di interrimento + deltazione, precauzionalmente il 10% della capacità utile (cioè il 10% si perde per deltazione ed interrimento, cioè $C/10$).

L'opera di presa è messa a circa 0,5 metri al di sopra del livello del massimo interrimento.

fig.

La quota di minimo invaso si stabilisce tenendo conto che l'imbocco della galleria di presa non deve essere mai scoperta per non far entrare aria nella galleria stessa.

fig.

Inoltre l'acqua in galleria deve avere una certa velocità (3 m/sec)

per questo motivo il livello dell'acqua deve essere al di sopra della opera di presa sempre di almeno 0,5 metri; anche questa quantità deve essere riportata in ordinata sul grafico e dal punto ad essa corrispondente sulla curva si legge in ascisse la capacità che si perde; da questo punto si riporta la capacità utile $C = C' + C''$.

Questa altezza deve essere ulteriormente aumentata perchè parte dell'acqua viene persa per evaporazione, cosa che rende necessario misure dirette su evaporimetri e pluviometri; con questo metodo però si può procedere solo durante l'esecuzione dell'opera. In fase di progetto l'altezza suddetta si ricava dalla: $e_a = \sum e_i = \sum \tau_{si} c_i$; dove τ_{si} è la tensione del vapor saturo alla temperatura media del mese; c_i sono coefficienti, tabellati dal Conti, e variano al variare del mese (Colombo - Ruggiero), l'indice i si riferisce al mese, il valore delle temperature medie mensili sono date dagli annali idrografici. Questo nel caso che la pressione sia quella al livello del mare, altrimenti dovremo introdurre nella formula p_o/p rapporto tra la pressione sul livello del mare e quella che si verifica all'altezza della diga; cioè

$$e_a = \sum p_o/p \tau_{si} c_i$$

Nel caso che volessimo determinare l'evaporazione dal terreno dobbiamo introdurre opportuni coefficienti. Tale evaporazione si verifica durante la pioggia perciò è necessario calcolare il numero dei giorni effettivi di pioggia (indichiamolo con n') in un mese avremo:

$n'/n e_i$ che ci rappresenta l'evaporazione nel mese i , n è il numero dei giorni del mese. Bisogna tener conto che è a meno di 10 cm. di profondità evapora per questo motivo occorre maggiorare il suddetto valore. Per i terreni a notevole pendenza la formula su scritta viene moltiplicata per 3 mentre in

pianura per 4 per i valori intermedi della pendenza abbiamo la seguente legge di variazione:

$$\left(1 - \frac{f}{100}\right) \quad o \quad \leq f \leq 100$$

espressa in millimetri;

Per procedere così occorre un pluviometro registratore che ci dia n' (cioè la durata di ogni singola pioggia in modo da avere n' per somma) cosa che spesso non si verifica. Quindi quando mancano questi dati si prende in esame il numero dei giorni piovosi e si mette nella formula al posto di n' e quindi viene moltiplicato per 0,6. Se nella zona in esame mancano del tutto i pluviometri si può accettare in via del tutto approssimativa che l'evaporazione annua sia eguale ad 1. metro.

Quindi occorre aumentare l'altezza della diga della altezza di evaporazione. Per bacini artificiali, in zone particolarmente esposte al vento occorre tener conto del moto ondosio e quindi aumentare l'altezza dell'onda. Elemento di fondamentale importanza di cui bisogna tener conto è il caso in cui si verifica una portata di massima piena (a lago completamente pieno). Dobbiamo fare che tale portata venga smaltita attraverso gli sfioratori laterali e che non avvenga la trascimazione della diga stessa. Per tale motivo occorre aumentare l'altezza della diga di un valore pari all'altezza dello stramazzo.

Essendo:

$$Q_{\max} = 1 h_s m \sqrt{2 g h}$$

dove h_s è l'altezza dello stramazzo.

L'altezza così ottenuta si chiama altezza teorica della diga. L'altezza effettiva la si ottiene da questa aggiungendovi un certo franco, variabile a seconda della importanza della diga (3-4-5 metri).

Mettiamoci ora nel caso che, per le condizioni orografiche e geografiche, non si possa realizzare una diga dell'altezza prevista come dal procedimento prima visto. Evidentemente non potremo immagazzinare quella capacità C e quindi non potremo derivare una portata costante pari alla portata media annua.

Quindi il problema che ci proponiamo è: avendo a disposizione una capacità $C' < C$ (che permetteva la regolazione totale dell'afflusso) vogliamo determinarci quale è la legge di erogazione che meno si discosti dall'ideale (portata costante pari alla portata media annua); Si costruisce il diagramma (solito) del volume complessivo previsto per un certo periodo dell'anno.

fig.

Supponiamo che sia $C' < C$ la capacità che si può realizzare e riportiamo su tutti i punti della nostra curva un segmento pari a C' cioè trasliamo la nostra curva verso l'alto. Purchè si possa fare una derivazione conveniente è evidente che la legge di derivazione deve essere una curva contenuta tra le due curve

su dette; tra queste quella che meno si discosta dall'ideale la si ottiene immaginandoli prendere un filo e tenderlo tra il punto O ed il punto O' impedendogli di uscire dalla striscia limitata dalle due curve. (Metodo grafico del Conti o del filo teso);

Quindi leggendo sul grafico degli afflussi e sul filo possiamo vedere quale è la portata da erogare a seconda della tangente di quest'ultimo

Supponiamo il serbatoio pieno: dal punto O al punto A tutta la portata pervenuta viene erogata ed il serbatoio rimane pieno; dal punto A al punto B il serbatoio da più acqua di quella che ad esso perviene; al punto B il serbatoio si è svuotato completamente.

Nell'intorno di B il serbatoio rimane vuoto ma si eroga tutta l'acqua che ad esso perviene. Da B ad O' si accumula acqua; infatti eroga una quantità di acqua minore di quello che ad esso perviene.

I serbatoi possono essere costituiti anche per scopo agricolo o per acquedotto o per scopo misto.

Per determinare la capacità del serbatoio in questi casi dobbiamo sempre basarci sulla linea integrale degli afflussi e ci dobbiamo stabilire noi la legge dei deflussi. Sia per esempio un serbatoio per irrigazione agricola (periodo di irrigazione aprile settembre) costruiamo il diagramma rappresentato:

fig.

La legge dei deflussi (tracciata a matita) sarà nulla tra gennaio ed aprile e tra settembre e dicembre, mentre supponiamo di distribuire uniformemente il volume d'acqua accumulata nel periodo aprile - settembre;

Abbiamo così le due leggi di afflusso e di deflusso; ci proponiamo ora di calcolare la capacità di assegnare al nostro serbatoio.

Il procedimento più esatto è quello di tralciare la linea degli afflussi facendola passare una prima volta per A ed una seconda per B.

La distanza tra queste due curve ci dà la capacità del serbatoio.

Il procedimento è eguale se l'erogazione segue una legge diversa da quella presa in considerazione o se il serbatoio è per uso misto o per acquedotto.

Impianti ad acqua fluente

(o senza serbatoio di integrazione).

Tali impianti si trovano sul Po, Tevere, Arno, Pescara ecc.

Essi si realizzano costruendo delle paratoie sui fiumi, questi in genere, per costringerci ad opere di questo tipo devono essere di notevoli portate e con basse perdite. L'opera di presa è superficiale.

fig.

Si deriva ad una certa portata dal corso di acqua che però ha una portata variabile, quindi il nostro problema (dal punto di vista economico è quello della determinazione delle leggi di prelievo dell'acqua.

Inizialmente il calcolo veniva fatto in base alla portata minima (che è resa disponibile per tutto l'anno) facendo sfiorare quelle in eccesso. Ora invece, ci pone il problema della portata più conveniente per il dimensionamento del nostro impianto. In questo caso, mancando il serbatoio, dobbiamo fare riferimento alle portate giornaliere.

Chiameremo frequenza di una portata il numero di giorni n in cui si verifica la portata stessa; chiameremo durata di una portata il numero di giorni in cui si verifica o quella portata o una portata superiore.

fig.

Nel grafico sopra riportato la frequenza è 4 essendo quattro i giorni dell'anno in cui si verifica quella portata; mentre la durata è data dalla somma dei giorni tra il punto 1 ed il punto 2 più i giorni tra il punto due ed il punto quattro.

Vogliamo costruirci il diagramma della durata delle portate: sulle ordinate riportiamo le portate Q e sulle ascisse i giorni (da 0, a 365).

fig.

Questo si ottiene dal diagramma precedente ed avrà la forma di gradinata (ad ogni numero di giorni, letti sull'asse dell'ascisse, corrisponde la portata che in un anno sarà assicurata per quel dato numero di giorni) per la costruzione di tale grafico vedere le lezioni di Costruzioni Idrauliche.

Raccordando la gradinata (curva in rosso) avremo una curva che ci dà l'andamento delle portate. Il nostro problema è ora quello di scegliere una portata di acqua da mandare in centrale in modo tale che le spese siano almeno proporzionali agli utili.

fig.

Facciamo le seguenti considerazioni:

se dimensioniamo il nostro impianto in base alla portata massima avremo le spese proporzionali alla portata massima, la potenza che si riuscirà a sfruttare è data da: $P = \gamma * Q * H * \eta = 9,8 * Q * H * \eta$ (η = rendimento) dove H è il salto che viene sfruttato. Segue che l'energia ottenibile è:

$$E = 9,8 Q H \eta T$$

dove :

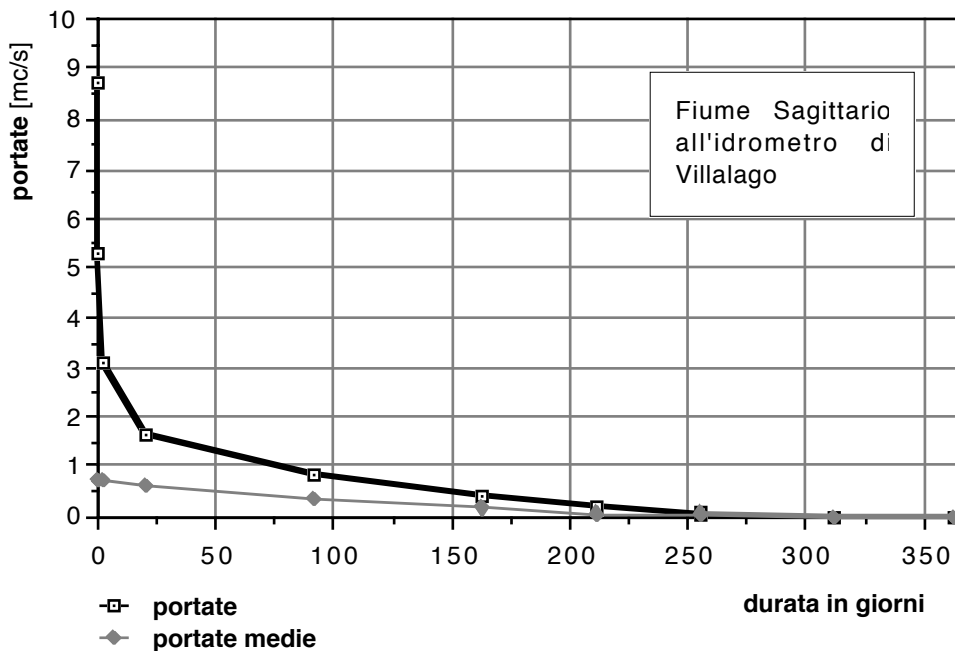
(T è il tempo di utilizzazione in un anno)

Il Q che compare in questa formula è la portata media, si dovrebbe quindi che le spese sono proporzionali alla portata massima mentre gli utili sono proporzionali alla portata media.

Riferendoci al grafico le spese sono proporzionali ad OA e gli utili ad OB. Se ora prendiamo in considerazione la portata Q_E le spese saranno proporzionali ad OE e gli utili saranno proporzionali ad OG'.

CURVA DELLA DURATA DELLE PORTATE E DELLE PORTATE M

su base del periodo di osservazione 1951-1974 e rapportato ad un anno



Essendo G' corrispondente alla portata media del corso di acqua quando si siano fatte sfiorare le portate superiori a Q_E . Unendo tutti i punti del tipo G (cioè i punti rappresentativi delle portate medie successive al decrescere della portata massima utilizzata) avremo il diagramma della portata media utilizzabile (in nero sul grafico).

fig.

Costruiamoci ora un nuovo diagramma dove riportiamo sulle ascisse le portate massime utilizzabili (quelle in base alle quali occorre dimensionare l'impianto) cioè i segmenti del tipo OE e sulle ordinate le portate medie cioè i segmenti del tipo OG' (sulle ascisse le spese, sulle ordinate gli utili).

fig.

Verrà fuori una curva con un primo tratto pressochè rettilineo al quale seguirà un ginocchio e poi la curva si abbasserà, cioè fino al ginocchio si manterrà una certa proporzionalità tra spese ed utili.

Quindi con questa curva si può stabilire quella che è la portata più conveniente da utilizzare.

E' importante notare che questa curva non è indipendente ma dipende dalle caratteristiche dell'impianto stesso. Questo ora visto è un consigliare dimensionamenti diversi.

fig.

fig.

Vediamo ora come varia la potenza effettiva nell'anno in quanto i salti non si mantengono costanti. Quando la portata è maggiore di Q_E occorre far sfiorare la portata eccedente. In genere questi sbarramenti sono costituiti da parte fissa e parte mobile.

fig.

Questi sbarramenti sono costituiti da una paratoia a ventola.

Quando la portata è inferiore alla portata Q_E la ventola è chiusa mentre per portate maggiori di Q_E la ventola deve essere abbassata.

fig.

fig.

L'altezza della ventola deve essere tale che lo stramazzo che essa genera lasci fluire la portata pari a $Q_{\max} - Q_E$;

Quando deriviamo la portata minima a valle avremo una certa altezza di acqua con un certo salto disponibile pari alla differenza tra le due quote del pelo libero a mano a mano che si deriva maggiore acqua il salto diminuisce a causa dell'innalzamento del pelo libero a valle, la potenza è data dal prodotto $Q * h$.

E' quindi possibile tracciare il grafico di $Q * h$ che ha un minimo in corrispondenza della portata massima e minima (in nero in figura)

fig.

Vediamo come si può studiare a tavolino un piano di utilizzazione integrale dell'energia posseduta da un corso d'acqua.

E' antieconomico fare un unico impianto di derivazione del corso di acqua principale e dei suoi affluenti.

Immaginiamo di avere un corso di acqua principale ed i suoi affluenti.

fig.

Evidentemente l'opera di restituzione conviene farla prima dell'arrivo di un'affluente di una certa importanza in modo da poter eventualmente fare un'altro sbarramento e relativa centrale. Supponendo che il seguente disegno sia in scala,

fig.

il lato più importante è sempre secondo il nostro disegno il lato destro quindi conviene fare sul lato destro un'unica galleria che riunisca le portate degli affluenti facendo quindi convergere le acque della galleria in una condotta forzata e quindi in centrale. Poi si può fare un nuovo sbarramento sul corso principale sfruttando le acque già sfruttate dalle precedenti centrali e quindi una nuova centrale.

Questo studio si fa sulle carte 1:25.000 ed è un lavoro del tutto approssimativo, poi viene integrato da rilievi sul posto e dallo studio delle carte geologiche.

L'ottimo di sfruttamento di un corso di acqua è dato dalla curva idrodinamica. In un diagramma si riportano in ascisse le superfici S del bacino

imbrifero relativo alle varie sezioni (in Km²) ed in ordinate le altezze h in metri sul livello del mare.

fig.

Tale curva ci dà le superfici scolanti in funzione dell'altezza. Tutta la superficie racchiusa dalla curva è pari al prodotto $S \cdot h$ (per convincersene basti pensare al significato geometrico di integrazione). Ora in via di approssimazione il prodotto $S \cdot h$ è proporzionale alla portata e quindi l'area del diagramma ci rappresenta la risorsa idrodinamica del corso di acqua stesso. Immaginiamo di fare l'opera di presa in un punto generico, sia esso all'altezza h_{n-1} , tiriamo la parallela all'asse delle ascisse. L'acqua che sfrutterò è quella corrispondente all'area della parte superiore del diagramma. Stabiliamo ora la quota alla quale restituiamo l'acqua sia h_n tale quota; il salto disponibile è dunque $h_n - h_{n-1}$. Tracciamo da h_n la parallela all'asse delle ascisse, la quantità di acqua sfruttata da un secondo salto all'altezza h è data dall'area dei rettangoli ARMN, CDIL, EFGH.

La potenza è data dall'area del rettangolo e deve essere uguale a $S \cdot \Delta h$, evidentemente il caso in cui lo scarto tra la possibilità dell'intero bacino, rappresentata dall'area del diagramma, e quella che noi sfruttiamo è minimo è quello di migliore sfruttamento del bacino.

Da quanto visto sopra per trovare questo caso ottimale bisogna procedere per tentativi.

Una volta fatto questo studio occorrerà trovare la sezione in cui si può fare questo sbarramento, a seconda delle condizioni geofisiche e geologiche locali.

Stabiliti questi dati si può stabilire che tipo di impianto fare, in genere dei corsi di acqua nei quali si fanno impianti questi sono di carattere diverso anzi in genere non essendo sufficienti a soddisfare le punte di richiesta di energia si connettono tra di loro quanti più impianti è possibile.

Questa interconnessione è possibile anche tra impianti idroelettrici, termoelettrici e nucleari. Un altro motivo che ci spinge a questa interconnessione è la possibilità del verificarsi di periodi di magra di più anni, a causa dei quali un singolo impianto fornirebbe una energia molto minore di quella che in fase di progetto si era prevista, mentre in altre zone potrebbe contemporaneamente il corso di acqua sbarrato essere in piena e quindi l'impianto fornirebbe energia in esuberanza.

Il problema che vogliamo affrontare è: supposto di avere un diagramma dei consumi quale parte di questo diagramma deve essere soddisfatta da impianti ad acqua fluente, quale da impianti termici e quale da impianti con serbatoio di integrazione?

In generale in una giornata abbiamo un diagramma dei consumi con due massimi (ore 10 ed ore 16-18) e con minimi alle 12 e nell'intervallo della giornata non lavorano. Lo stesso diagramma riferito alla settimana porta un minimo nei giorni festivi e riferito all'anno ha un massimo invernale ed un minimo estivo. Quindi l'energia che occorre fornire è data dal diagramma dei consumi.

fig.

Bisogna dire che gli impianti ad acqua fluente hanno un piccolo serbatoio di integrazione per sopperire alle escursioni giornaliere del fabbisogno di energia.

La base di esercizio (base del diagramma) viene fatta fornire da impianti ad acqua fluente e da impianti termici.

Il corpo del diagramma è fornito da impianti ad acqua fluente dotati di serbatoio di integrazione giornaliera, la parte rimanente, quella con brusche variazioni di potenza può essere fornita solo da impianti con bacino di integrazione (dove le velocità sono notevoli) perchè in questi facilmente, mediante chiusura ad apertura delle saracinesche si adeguano alle punte di richiesta.

Le dighe

Il tipo di diga da adottare in un dato impianto è funzione dell'impianto stesso.

Nel caso di serbatoi di integrazione avremo le dighe propriamente dette od "alte dighe"; negli impianti ad acqua fluente, quando cioè non occorre creare un invaso e basta uno sbarramento si ricorre a paratoie.

fig.

Sia che si tratti di un impianto ad acqua fluente che di uno con serbatoio di integrazione occorre stabilire la posizione dove vogliamo creare il nostro sbarramento.

Negli impianti ad acqua fluente con lo sbarramento creiamo un rigurgito, bisogna verificare che tale rigurgito non ci provochi ostacoli a monte (per esempio potrebbe affogare gli scarichi di altre centrali o di fognature). Altre considerazioni riguardano il trasporto solido, già si è visto che negli impianti con serbatoio una parte dell'invaso doveva considerarsi per detrazione ed interrimento, analoghe considerazioni vanno fatte per gli sbarramenti degli impianti ad acqua fluente. L'acqua a valle dello sbarramento è più chiara (minore trasporto solido) quindi ha maggiore energia di conseguenza erode maggiormente, provocando escavazioni, cedimenti e crolli delle opere di presa stesse, quindi sono necessarie delle opere di presa molto curate.

Un'altro elemento che deve prendersi in esame, sempre nei riguardi della scelta della posizione della diga è il bacino a monte della diga stessa, bacino che andiamo ad invasare. Evidentemente tale bacino deve essere impermeabile.

Supponiamo di aver trovato una zona che abbia le caratteristiche cercate, passiamo a progettare la diga che deve creare questo invaso.

Opere di presa

Possono essere a pelo libero od impressione.

Normalmente negli impianti con serbatoio l'opera di presa è in pressione essa dovrà essere protetta mediante griglie che si devono dimensionare in modo tale che la velocità delle acque attraverso la griglia non superi 0,5-1/m/s. Quindi una volta dimensionata la galleria di derivazione occorre raccorderla con le dimensioni della griglia. Si presenta il problema della eccessiva pressione sulla paratoia: si risolve con il sistema già visto con lo scarico di fondo oppure con una serie di luce a diversa profondità che danno in una torre di presa in modo da avere una suddivisione del carico idrostatico. Dalla presa parte la galleria in pressione: in passato queste gallerie avevano le stesse caratteristiche di quelle stradali (a ferro di cavallo) e senza alcun rivestimento interno; si è visto però davano luogo a diversi inconvenienti. Lungo l'asse della galleria vi sono infatti pressioni notevoli, ora questa forma (cioè a ferro di cavallo) non trasmettono uniformemente le pressioni sulla roccia.

La sezione più idonea è dunque quella circolare. Bisogna tener conto anche della resistenza fisica e meccanica della roccia stessa e delle sue caratteristiche elastiche e plastiche. Quindi oggi si fanno, gallerie a sezione circolare e con opportuno rivestimento che può essere portante oppure può servire solo a ridurre l'attrito interno.

Se la roccia è perfettamente sana il rivestimento serve solo a ridurre la resistenze di attrito, tale rivestimento può essere o in malta di cemento iniettando l'impasto scelto di cemento e sabbia a 2-3 atmosfere ed inoltre dell'acqua sempre in pressione nello stesso punto (questa malta ha lo spessore di 3-4 cm. questo rivestimento rende perfettamente liscia la superficie della galleria) o con struttura portante in cemento armato. Infatti trovare una roccia con notevoli doti di resistenza è raro, occorre allora fare delle prove sulle rocce che attestino tale resistenza o mediante dei martinetti idraulici o flessimetri che ci permettono la determinazione della più conveniente è fare un recipiente cilindrico che si adatti alla parete della galleria. Si inietti in esso acqua in pressione e dalle deformazioni del cilindro possiamo risalire alle caratteristiche della roccia. Un'altro sistema è quello di provare e la roccia ed i rivestimenti attraverso tratti di galleria sperimentale.

Si opera facendo aumentare la pressione dell'acqua fino a rottura della roccia o del rivestimento.

fig.

Se la roccia non ha una compattezza tale occorre fare un tubo in cemento autoportante, cioè non facciamo alcun affidamento sulla roccia stessa, esso può essere o in cemento normale od in cemento armato od in cemento armato pre-compresso. La pre-compressione si ottiene con un filo metallico a spirale (di acciaio armonico) che crea uno stato di coazione che riduce od annulla la pressione dell'acqua stessa. L'armatura può essere costituita da una anima di lamiera di acciaio. Bisogna stare attenti che la sezione sia perfettamente circolare. Si sono verificati casi in cui a causa di imperfezioni geometriche della galleria le portate erano inferiori a quelle progettate e quindi con grave danno

economico: cioè la sezione deve essere perfettamente circolare e le sue generatrici rette. Per qualche riguarda i calcoli di tali tubazioni le formule di Kuter è Bazin non sono valide; le perdite di carico sono calcolabili tramite la $V = 125 \cdot R^{0,65} \cdot J^{0,53}$ ricavata sperimentalmente. Come valore massimo della velocità ammesso in galleria è intorno ai 2,5 m/s. Se la superficie è stata eccezionalmente resa liscia si può arrivare ai 5 m/s.

Per il calcolo del diametro della galleria per portate notevoli si può ricorrere al criterio di economia. Dobbiamo determinare quel diametro che renda minimo la somma fra il costo dello scavo e del rivestimento ed il costo dell'energia persa per attrito.

Il costo dell'energia persa per attrito è sempre riferito all'anno, per questo motivo il costo dello scavo del rivestimento deve essere moltiplicato per il tasso r (interesse, manutenzione, ammortamento) che riporta all'anno tale costo. Si costruisce quindi la tabella:

	V_{scav}	V_{riv}	C_{sca}	C_{riv}	$Ct = 12(C_{sca} + I_{riv})$
D_i	D_e				

$$V_{riv} = \sqrt[4]{(F(\pi D_c^2, 4) - F(\pi D_i^2, 4))} \cdot 1m \quad i = r \quad 12 \div 16$$

dove D_i = diametro interno; $D_e = D_i + 30$ = diametro esterno (esso = spessore = 1/10 ÷ 1/20 del diametro interno).

Ora calcoliamo l'energia persa per attrito dalla:

$$E = 9,8 Q \gamma \eta T C_{kw}$$

dove C_{kw} = costo energia; T = tempo di funzionamento; Y = perdita di carico, che si calcola tramite la formula precedente.

Su un grafico ci riportiamo in ascisse i diametri e sulle ordinate i costi; basta fare la curva somma delle due e vedere dove si trova il minimo: quello è il diametro più conveniente.

fig.

Dobbiamo sempre verificare che la velocità sia nei limiti già visti. Alla galleria si danno pendenze molto piccole ($1^\circ/100$) che serve solo a far scolare l'acqua durante la lavorazione. Nel punto in cui la galleria sbocca all'aperto si adopera le condotte forzate, realizzate in acciaio (per basse pressioni anche in cemento armato ed in cemento armato pre-compresso).

Evidentemente la portata che noi deriviamo dall'impianto è funzione del diagramma di consumo essa ha un massimo invernale, nelle giornate lavorative

e nelle ore di maggior lavoro. Tutte le volte che abbiamo una variazione di portata abbiamo una variazione di velocità e quindi il fenomeno del colpo d'ariete, ora mentre per il dimensionamento della condotta, nella galleria non lo possiamo fare quindi dobbiamo fare in modo che questa non risenta delle variazioni di portata: introduciamo quindi un pozzo piezometrico.

fig.

Il quale ha la funzione di impedire che le variazioni stesse si propaghino nella galleria, cioè la galleria sarà soggetta solo ad oscillazioni di massa ma non di pressione. Un'altro vantaggio del pozzo piezometrico è quello di ridurre il valore delle sovra-pressioni stesse (indipendentemente dall'effetto che ha sulla galleria).

$$\Delta p = \Delta p_0 + \gamma L V_0^2 / 2g T_c$$

Evidentemente con valore di L dovremo prendere quello della condotta più quello della galleria se non vi fosse il pozzo piezometrico, mentre per la presenza di quest'ultimo L è solo il valore della lunghezza della condotta quindi Δp viene più piccolo.

Affrontiamo ora il problema del dimensionamento del pozzo piezometrico. Faremo un primo dimensionamento in funzione di una chiusura brutale brusca e trascureremo i fenomeni di attrito. Praticamente si tratta di assegnare al pozzo la sezione in modo che l'oscillazione non superi un determinato valore da noi prefissato. Fatto questo dimensionamento introduciamo le resistenze di attrito.

Indichiamo con L la lunghezza della galleria con f la sezione della galleria e con W la velocità dell'acqua in galleria, con F la sezione (incognita) del pozzo piezometrico e con w la velocità dell'acqua nel pozzo stesso.

Il lavoro compiuto dalle forze applicate è uguale alla variazione dell'energia cinetica nel pozzo piezometrico (possibile a causa della breve lunghezza di quest'ultimo confronti della galleria).

Supponiamo di essere in un certo istante di regime, la piezometrica parte ad una quota più bassa del livello dell'acqua del bacino di $1,5 W^2/2g$ (dove 0,5 sono perdite di carico ed 1 è dovuto alla trasformazione di energia potenziale in cinetica), durante la galleria la piezometrica si abbasserà di $IL = Y$ dove I è la piezometrica della pendenza. Si chiuda bruscamente la condotta, l'acqua tende a risalire nel pozzo piezometrico portandosi al disopra del livello idrostatico, immaginiamo che ad un dato istante generico t dopo la chiusura il livello liquido si sia portato alla quota z.

Il nostro problema è: fissata la sezione determinare z oppure fissato z determinare la sezione F. Appliciamo il principio che il lavoro compiuto dalle forze applicate sia uguale alla variazione di energia cinetica. Le forze che agiscono sono le forze di attrito e di pressione. In una generica sezione possiamo scrivere forze di pressione in galleria = $-\rho g f z$ la resistenza di attrito sia $\tau = \gamma_a R_m J$ dove $R_m = \sqrt{f, 2}$

per unità di superficie, se la vogliamo per tutta la superficie basterà moltiplicare per l'estensione superficiale; quindi:

$$\tau = \gamma_a \int (f, z) \int L = \gamma_a \int L = \gamma_a \int z_0$$

segue che avremo che le forze si riducono alle $-(\rho g f z + \rho g f z_0)$

il lavoro di queste forze è dato dal loro prodotto per $w dt$.

$-(\rho g f z + \rho g f z_0) w dt = \int (1, 2) g z f dw^2$ (variazione dell'energia cinetica)

Le condotte forzate sono in acciaio per cui possono resistere al colpo d'ariete; in galleria invece non si ammettono sopra-pressioni e proprio per questo che interponiamo il pozzo piezometrico, un dimensionamento di prima massima lo otteniamo dalla formula precedente trascurando gli attriti. Il valore della sopra-pressione è $\int (\Delta \rho, \omega) = \int (2L V_0, g T_c)$. Vogliamo determinare la sezione per cui una massima sopra-elevazione da noi scelta si verifica e viceversa. Le oscillazioni avvengono nell'intorno del piano idrostatico. Abbiamo già applicato il principio di conservazione dell'energia trascurando le variazioni di quest'ultima nel pozzo piezometrico in quanto il volume di acqua in esso contenuto è minimo in confronto con quello della galleria. Con opportuni sondaggi si perviene alla:

$$\int (2L, 2g) w dw + (z + z_0) w dt = 0 \Rightarrow \int (L, g) \int (dw, dt) + z + z_0 = 0$$

$$\Rightarrow \int (L, g) \int (dQ, dt) + z + k Q = 0$$

Associamo a questa l'equazione di continuità sempre per lo stesso intervallo t ; $Q dt = F dz$ cioè $Q = F \int (dz, dt) \Rightarrow \int (dQ, dt) = F \int (d^2z, dt^2)$

$$\text{ed ancora } \int (LF, g) \int (d^2z, dt^2) + z = 0$$

z_0 è trascurabile. Nel caso di chiusura brusca supponiamo anche le perdite di attrito trascurabili almeno nella fase in progetto mentre ne terremo conto in sede di verifica.

$$\int (d^2z, dt^2) + \int (LF, g) z = 0 \text{ da cui se } z^k + kz^1 + az = 0 \text{ posto } a = \sqrt{\int (gf, Lt)}$$

abbiamo $Z = e^{kt}(c_1 \sin at + c_2 \cos at)$ ma $K = 0$ segue $z = c_1 \sin at + c_2 \cos at$

all'istante $t = 0$ $z = 0$ avremo $c_2 = 0 \Rightarrow z = c_1 \sin at$ e da $t = 0 \int (dz, dt) =$ velocità

avremo $c_1 = - \int (v_0, a)$ e di continuità:

$$w_0 f = v_0 F \Rightarrow C_1 = - \frac{w_0 f}{F} \sqrt{\frac{Lt}{gF}} \sin \sqrt{\frac{gt}{LF}} t$$

da cui $z_{\max} = -w_o \sqrt{R(LF, gF)}$

quindi l'oscillazione è tanto maggiore quanto maggiore è w_o .

In genere si assume z_{\max} da 3-6 m. e ci si calcola il valore di F.

Verifichiamo quindi questo dimensionamento tenendo conto dell'attrito: troveremo nuovo valore di z_{\max} inferiore a quello prima visto e sarà questo, quello che andremo ad analizzare

$\sqrt{L;gf} \sqrt{dQ;dt} + z + z_o = 0$ ora $z_o = 1,5 \sqrt{w^2;2g} + \sqrt{w^2L;\chi^2 R_m}$
ponendo $\mu = \sqrt{1.5,2g} + \sqrt{L,\chi^2 R_m}$

segue $z_o = \mu w^2 \Rightarrow \sqrt{L,gf} dQ + (z + \mu w^2) dt = 0$ associandovi l'equazione di continuità $Qdt = Fdz \Rightarrow dt = \sqrt{F,Q} dz$ avremo:

$\frac{L}{gf} dQ + (z + \mu w^2) \frac{F}{Q} dz = 0$ e sostituendo al posto di dQ $f d w$ avremo:

$\frac{L}{g} dw + (z + \mu w^2)F \frac{dz}{fw}$ ed ancora:

$\frac{L}{2g} d(w^2) + (z + \mu w^2) \frac{Fdz}{f}$

Indicando ora con $\tau = \sqrt{2Fg,Lf}$ la nostra espressione finale diventa:

$\frac{d(w^2)}{dz} + \tau z + \tau \mu w^2 = 0$

equazione differenziale del 1° ordine non omogenea (trovasi svolta sul Colombo) la cui soluzione è:

$w^2 = \frac{1}{\tau\mu} [\tau \mu^2 + 1 - c^{\tau \mu(z - z_o)}]$

lo z_{\max} si raggiungerà quando il valore della velocità è nullo cioè:

$\tau \mu^2 + 1 - c^{\tau \mu(z - z_o)} = 0$ segue

$\tau \mu^2 + 1 = c^{\tau \mu(z - z_o)}$ segue (dopo aver sommato e sottratto + 1)

$\log. (\tau \mu z + 1) = \tau \mu z - \tau \mu z_o + 1 - 1$

$\log. (\tau \mu z + 1) = (\tau \mu z + 1) - (\tau \mu z + 1)$

ponendo $\vartheta = \tau \mu z + 1 \Rightarrow \log \vartheta = \vartheta - \vartheta_o$

che è l'equazione del moto oscillatorio smorzato segue:

$\vartheta_o = \vartheta - \log \vartheta$

il grafico di questa funzione è già tracciata sul testo e ci dà $\vartheta_0 = \vartheta(\vartheta)$

fig.

Vediamo come possiamo utilizzare praticamente le formule che siamo ricavate: calcoliamo prima di tutto il valore di μ successivamente il valore di τ , F lo conosciamo (dalla formula di progetto) e quindi possiamo calcolarci ϑ_0 perchè conosciamo anche z_0 ; portiamo sul grafico in ordinate ϑ_0 ed avremo in ascisse due valori di ϑ avendo assunto l'asse positivo verso il basso il valore maggiore dell'unità verrà scartato dovendo essere z^1 mx sempre negativo.

fig.

Il valore maggiore dell'unità verrà scartato dovendo effettivamente al pozzo piezometrico dopo avergli aggiunto un franco di 1/2 m. Siccome queste oscillazioni si svolgono intorno al livello idrostatico se la F è notevole si ricorre al pozzo piezometrico con espansione: raccordo cilindrico con un diametro pari a 2-3 volte il diametro della galleria. Questo va bene se la quota del serbatoio è quella del massimo invaso, vediamo ora cosa succede in caso di minimo invaso: le oscillazioni rivolte verso l'alto non ci preoccupano mentre ci preoccupano quelle rivolte verso il basso perchè andrebbero a scoprire il cielo della galleria cosa che va sempre evitata onde impedire un irregolare moto dell'acqua. Per verificare che il suddetto cielo non si scopra adoperiamo sempre la formula di verifica dove però ad F sostituiamo F' valore della sezione nel raccordo e calcolarci z^1 : se la nostra sezione non verifica queste condizioni o si fa il pozzo senza raccordo oppure si costruisce un serbatoio laterale che contenga l'espansione.

In alcuni casi invece di fare un pozzo cilindrico si può fare un serbatoio di espansione; un altro tipo di pozzo è quello con resistenze passive aggiunte, quando si progetta un pozzo di questo tipo occorre fare le prove su un modello in modo di verificare l'efficienza di tali resistenze e calcolare le sopra-pressioni che si realizzano nella condotta; un altro tipo di pozzo piezometrico è quello con sfioramento: esso porta una notevole perdita di acqua. Uno dei pozzi piezometrici che ha dato dei buoni risultati è il pozzo piezometrico differenziale: due cilindri coassiali comunicanti attraverso una serie di fori, nel caso di chiusura brusca la maggiore portata dell'acqua andrà nel cilindro interno (più basso di quello esterno) e raggiunta la quota sfiorerà nel cilindro esterno, nel caso di apertura per sopperire all'aumentata richiesta di acqua questa scende dal serbatoio interno con grande velocità mentre lentamente dal cilindro esterno così diminuisce il valore della sottopressione.

$$^1 Z_{\max} = \sqrt{F(\vartheta - L, \tau \mu)}$$

In questi casi al variare di z deve variare anche la sezione. Bisogna fare una ulteriore verifica: le oscillazioni non devono entrare in risonanza cioè non devono venirsi a sovrapporre quelle prodotte da due successive manovre. Supponiamo di avere una maggiore richiesta di energia cioè richiesta di maggiore portata quindi aumento dell'energia cinetica e diminuzione di energia potenziale allora perchè le oscillazioni non entrino in risonanza occorre che la somma delle due energie tenda verso un minimo. Scrivendo l'espressione di queste energie e calcolando il minimo il Toma ha ricavato una formula semplicissima: $\tau \mu H > 1$ dove τ sono quelle già viste in precedenza ed H è il salto utile in centrale. Unica avvertenza è che le verifiche da farsi sono due: massimo vaso, minimo vaso, nel caso che il pozzo di espansione occorre mettere nell'espressione di il valore della sezione nel raccordo.

Passiamo al calcolo, nel caso di chiusura lenta e lineare e con tempo di chiusura t_c ; si applicherà il metodo delle differenze finite che è valido anche nel caso di sezione variabile. Le equazioni che ci servono sono quelle di moto vario e di continuità

$$I = \frac{\delta}{\delta g} \alpha \frac{w^2}{2g} + \frac{\delta + \eta}{g} \frac{\delta w}{\delta t} + \frac{w}{\chi R_m}$$

Indichiamo con Q_e la portata in condotta e Q_u la portata in arrivo in galleria; l'equazione di continuità sarà: $(Q_a - Q_e) dt = F dz$

passando alle differenze finite e trascurando le variazioni di velocità nello spazio ma non nel tempo avremo: $z = \sqrt{F(1+\eta);g} L \sqrt{F(\Delta w; \Delta t)} \sqrt{F(w^2 L, \chi^2 R_m)}$

lo stesso ragionamento lo faremo per l'equazione di continuità per cui

$(w_t - Q) \Delta t = F \Delta z$ e dall'equazione di continuità

$$\Delta z = \sqrt{F(w - Q_e, F) \Delta t} \Rightarrow \Delta w = \sqrt{F(g, (1+\eta)L)} \sqrt{B(z - \sqrt{F(w^2 L, \chi^2 R_m)}) \Delta t}$$

Ricavandoci ΔW dall'equazione del moto avremo:

$$\Delta w = \frac{g}{(1+\eta)L} \left(\frac{w^2 L}{\chi^2 R_m} \right) \Delta t$$

allora immaginando di stare a regime e di derivare una portata Q_e facciamo il diagramma.

fig.

Suddividiamo il tempo T_c in tanti tempuscoli e dalla prima equazione ricaviamoci il valore di ΔZ quando la portata passa da Q_e a Q'_e e a w_0 da cui noto questo primo valore di ΔZ lo introduciamo nell'espressione di

ΔW dove al posto di z metteremo $z_0 + \sqrt{F(\Delta z; 2)}$ ed avremo: $\Delta w = \frac{g}{(1+\eta)L} \left(z_0 + \frac{\Delta z}{2} + \frac{w^2 L}{\chi^2 R_m} \right)$

sostituiamo ora tale valore nell'equazione di continuità ed avremo il valore di $\Delta z'' = \sqrt{F \left(\left[\sqrt{B(w_0 - \sqrt{F(\Delta w; 2)}) - B(\sqrt{F(Q_e - Q_e'; 2)})} \right], F \right) \Delta t}$

e procederemo così fino a che gli scarti tra due operazioni successive siano minime. Cambiando intervallo di tempo cioè lunghezza nel segmento del diagramma possiamo calcolarci in variare delle oscillazioni con il tempo. Se la sezione non è costante introdurremo nella formula il suo valore medio.

fig.

Prima di passare alle condotte forzate ritorniamo agli impianti AD acqua fluente: essi non hanno serbatoio di integrazione ma uno sbarramento che facilita la presa dell'acqua e provochi un certo salto.

Questi sbarramenti possono essere del tipo fisso oppure mobili o misti .

Dal punto di vista costruttivo il problema delle fondazioni è legato alle caratteristiche del terreno per cui occorre studiare accuratamente la posa in opera di queste strutture. Non bisogna trascurare che si ha una infiltrazione di acqua sotto il piano di fondazione il moto di quest'acqua deve essere tale di non asportare il materiale della fondazione per questo motivo conviene fare a monte un taglione fino al terreno impermeabile oppure tale che provochi delle perdite di velocità tale da evitare il suddetto pericolo, in proposito la lunghezza complessiva dello sviluppo delle fondazioni deve essere pari ad mh dove h è il dislivello tra il pelo liquido a monte ed a valle ed m è un coefficiente così stabilito:

$m = 18$	sabbia molto fine
$m = 15$	sabbia fine
$m = 12$	sabbia e ghiaia
$m = 9 + 15$	ciottoli e sabbia
$m = 4$	ciottoli.

Sempre nella progettazione stessa occorre conoscere l'andamento della sottopressione sotto il piano di fondazione: vi sono state una serie di ricerche sperimentali in proposito e si è visto che i sistemi validi sono due: un unico taglione a monte, due taglioni, uno a valle ed uno a monte. Supponiamo di avere un solo taglione a monte di larghezza pari a d ed L di lunghezza, sia ΔH

la differenza tra il livello a monte ed il livello a valle cioè la perdita complessiva di carico e δh la perdita fra una sezione qualsiasi e quella a valle

$$\text{sia } r = \frac{\delta h}{\Delta H} \quad \xi = \frac{x}{L} ; \quad \alpha = \frac{L}{d}$$

fig.

Per i diversi valori di α possiamo dedurre per punto l'andamento della sottopressione. Supponiamo di avere $L = 10 \text{ m}$ $d = 2,5 \text{ m}$. $\Delta H = 5 \text{ mp}$. segue $\alpha = 4$; dal grafico ci calcoliamo r in funzione di e quindi il δh e l'andamento puntuale della sottopressione. Se il valore di d è troppo grande possiamo ricorrere ai due taglioni: il procedimento è analogo si usano solo altri grafici. In corrispondenza di questo sbarramento noi dobbiamo fare l'opera di presa cioè deriviamo l'acqua come viene dal fiume e quindi con un certo trasporto solido

fig.

Nel punto 1 si raccoglie della ghiaia la si mette una apertura detta sghiaiatrice e che quando si apre l'acqua uscendo a velocità trasporta con sé via la sabbia. Vengono inoltre messe delle griglie nel punto 2 dove la velocità dell'acqua non deve superare il mezzo metro al secondo. Tale griglia dà luogo a perdite di carico calcolabili sperimentalmente

$$\Delta h = 2 \sqrt[4]{B(F(S,b))} \text{ sen } \alpha \sqrt{v^2, 2g}$$

fig.

dove s è lo spessore del profilato che compone la griglia, b la distanza tra gli elementi della griglia α l'angolo di inclinazione della griglia sull'orizzontale e w la velocità dell'acqua nella griglia (0,5 m/sec). Il materiale più piccolo entrerebbe lo stesso in galleria allora occorre mettere in disabbiatore(3) , per stabilire la turbina che metteremo nell'impianto per conoscere la particella che dobbiamo fermare: per turbine Kaplan dobbiamo depositare materiale superiore ad 1 + 3 mm. per la Francis da 0,4 +1 mm. e per la Pelton da 0,2 + 0,4 mm. La velocità dell'acqua è intorno ai 25 + 30 cm./sec. cosa che ci determina la sezione del disabbiatore e cioè l'altezza h e larghezza l per dimensionare la lunghezza L si impone che il tempo che l'acqua impiega a percorrere il nostro disabbiatore deve essere uguale o maggiore di quella che impiega la particella a percorrere l'altezza h cioè a cadere: $\sqrt{L,v} = \sqrt{h,u}$ $u = 10 \div 12 \sqrt{d}$

dove d è il diametro della particella che dobbiamo far depositare.

Alla fine del distributore si fa una saracinesca (scarico di fondo) in modo da poter svuotare la sabbia; si costruisce inoltre uno scarico di troppo-pieno (4). Anche il canale di derivazione è a pelo libero, in genere $0,1 + 1^{\circ}/\text{‰}$, anche in questi casi si può fare un calcolo di economia: all'aumentare della pendenza diminuisce la sezione del canale ma diminuisce pure il salto utile: si possono fare i due grafici: costo in ordinate e pendenza in ascisse, farne la somma e vedere a quale valore della pendenza corrisponde il minor costo.

La pendenza delle scarpe è funzione della natura del terreno, il rapporto tra l'altezza e base deve soddisfare la tabella:

roccia e calcestruzzo	=	1 - 0
muratura a secco	=	1,07 - 1
alluvioni compatte	=	1
ghiaia grossa	=	1 - 1,5
terreno ordinario	=	1 - 2
limo-argilla	=	1 - 3

Sempre in funzione della natura del terreno dobbiamo verificare la velocità dell'acqua: terreni non compatti velocità di 0,3 m./sec. terreni compatti minore di 0,6 m./sec. In genere i valori delle velocità sono piuttosto bassi e lo sviluppo di questi canali è notevole. Quindi un aumento di richiesta in centrale non può essere soddisfatto istantaneamente, per questo motivo alla faine del canale di derivazione viene messo un bacino di carico che è capace della integrazione giornaliera. Nel caso di questi canali a pelo libero capita di dover attraversare delle valli: l'attraversamento si può fare con un ponte-canale o mediante condotte in pressione (sifone). Sulla convenienza di fare il sifone od il ponte-canale occorre far uso del calcolo economico: cioè se il costo riportato ad un anno del ponte-canale risulti maggiore, minore od uguale del costo riportato ad un anno del sifone sempre tenendo conto delle perdite di carico in entrambi i casi.

Sia nel caso di impianto con serbatoio che in quelli ad acqua fluente il pozzo piezometrico e la vasca di carico rispettivamente sono seguiti dalla condotta forzata che essendo soggetta a pressioni piuttosto notevoli è in genere realizzata in acciaio, nel caso di basse pressioni si possono usare anche condotte in cemento armato e cemento armato pre-compresso. A titolo orientativo per carichi idrostatici inferiori a 100 m. (10 atmosfere) conviene far il diametro della condotta costante, per carichi superiori conviene restringere la condotta con diametri decrescenti da monte verso valle (rastramazione). Quando le portate sono notevoli invece di una unica condotta forzata se ne fanno due o tre a secondo la quantità.

Dal punto di vista economico risulta più conveniente una condotta unica però non dobbiamo trascurare un vincolo tecnologico dovuto al fatto che dai nostri laminatoi non escono lamiere di spessore maggiore di 40 mm., e quindi nel caso ci venga uno spessore maggiore di questo solo parzialmente possiamo provvedervi con la blindatura, in altri casi dobbiamo ricorrere ai due

più tubi. La condotta può essere doppiata sin dall'inizio oppure con una biforcazione quando si presenti la stretta necessità dello sdoppiamento.

Calcolo delle condotte forzate

Vogliamo determinare il diametro della condotta ed il suo spessore.

Si ricorre al solito calcolo di economia imponendo che la somma del costo capitalizzata per un anno della condotta stessa e dell'energia persa per attrito sia minimo dove quest'ultima è $E = 9,8 Q \eta T y C_{kwh}$.

dove $Y =$ energia persa per attrito $= \int \beta \sqrt{f(Q^2, D^5)} dl$

cioè: $E = 9,8 Q \eta T y C_{kwh} \int \beta \sqrt{f(Q^2, D^5)} dl$

il prezzo della tubazione è dato da $P = \pi D S \gamma_m$ e dalla formula del Mariotti ci possiamo ricavare lo spessore $S = \frac{pD}{2\sigma}$ mentre dalla formula di Michaud possiamo calcolarci il valore della sopra-pressione $\sqrt{f(\Delta P; w)} = \sqrt{f(2LV_o, gT_o)}$

In prima approssimazione il Δp si assume pari al 20% di h indichiamo tale maggiorazione con $\lambda =$ quindi 1,20, avremo quindi: $S = \sqrt{f(\tau h D, 2\sigma)}$

cioè il costo della condotta sarà dato da:

$$C = \sqrt{f(r l_p \pi \gamma_m \lambda, 2\sigma)} \int h D^2 dl$$

Quindi il costo totale è pari a $E + C_p$, questo costo è quello che dobbiamo minimizzare: basterà quindi fare la derivata rispetto al diametro ed eguagliarla a zero:

$$\sqrt{f(r l_p \pi \gamma_m \lambda, \sigma)} \int h D dl - 5 9,8 Q \eta T C_{kwh} \int \beta \sqrt{f(Q^3, D^6)} dl = 0$$

indichiamo con A tutte le costanti che appaiono nella precedente

$$A = \sqrt{f(-5 9.8 Q \eta T_c C_{kwh} \beta \sigma, \tau l_p \pi \gamma_m \lambda)}$$

per cui la nostra espressione si riduce a:

$$\int h D dl = A \int \sqrt{f(Q^3, D^6)} dl$$

in prima approssimazione supponiamo la condotta a diametro unico ed a portata costante avremo $D \int h dl = \frac{AQ^3}{D^6} dl$ gli estremi di integrazione sono O ed L da cui svolgendo l'operazione $\frac{1}{L} \int h dl = \frac{AQ^3}{D^7}$

vediamo ora cosa rappresenta l'integrale che ci è rimasto: $h \, dl$ è il valore dell'areola tratteggiata in figura quindi $\frac{1}{L} \int h \, dL$ ci rappresenta l'altezza media dal piano idrostatico che indichiamo con H_m . Possiamo quindi scrivere $D = \sqrt[7]{7, \frac{AQ^3}{H_m}}$

fig.

Se nel nostro impianto possiamo considerare la portata costante non sempre possiamo fare realizzare il diametro costante, anzi viene di solito a restringersi come già fatto notare; in questi casi occorrerà adoperare nella formula degli H_m diversi uno per ogni livelletta :

fig.

evidentemente in questo modo abbiamo la rastremazione del diametro.

Ammettiamo ora che si abbiano anche variazioni di portata, allora l'espressione che ci permette di calcolare il diametro di massima economia è $D = \sqrt[7]{7, \alpha Q_o^3, H_m}$ dove Q_o è la portata media annua che deriviamo ed α il

valore medio $\alpha = \frac{\frac{1}{T} \int q^3 dt}{Q^3}$

immaginiamo di avere un diagramma dei consumi sia giornaliero che settimanale che mensile

fig.

fig.

fig.

$$\alpha_1 = \frac{\frac{1}{24} [33 \cdot 8 + 17^3 \cdot 8 + 10^3 \cdot 8]}{\frac{[3 \cdot 8 + 17 \cdot 8 + 10 \cdot 8]^3}{24}}$$

$$\alpha_2 = \frac{\frac{1}{7} [9 \cdot 3 - 6]}{\left(\frac{9 \cdot 6.7}{3}\right)^3}$$

$$\alpha_3 = 1$$

Il valore di α è uguale al prodotto di $\alpha = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3$ cioè avremo

Se possiamo prendere il conto anche il diagramma annuo dei consumi ove questo non sia costante il valore di è dato dal prodotto di quattro fattori.

Sia nel caso della galleria che della condotta forzata abbiamo fatto i calcoli separatamente uno dall'altro sempre basandoci su criteri di economia, conviene anche fare anzi far precedere a questi calcoli un calcolo di economia globale cioè considerare insieme la galleria la condotta forzata ed eventuale il ponte-canale od il sifone.

Il costo è funzione del diametro e quindi della pendenza piezometrica perciò possiamo esprimere il tutto in funzione di J ($C = C(J)$)

$$C_T = \int C(J) dl + \lambda \int J dl$$

Il secondo membro tiene conto delle energie perse per attrito; questo costo totale deve come al solito essere minimo, basterà dunque fare la derivata del costo rispetto a J ed eguagliare a 0 cioè:

$$\int \nabla(\delta C, \delta J) dl + \lambda y = 0$$

Questa espressione è verificata quando $\nabla(\delta C, \delta J) - \lambda$

Vediamo come possiamo sfruttare praticamente questa relazione per ottenere i diametri della galleria e della condotta, ecc..

Cominciamo a costruirci delle famiglie di curve riportando sulle

fig.

ascisse i valori di J e sulle ordinate i valori dei costi (una curva per la galleria, una per il sifone, una per la condotta chiodata, una per la condotta saldata, ecc.) , conosciamo il valore delle portate e partendo da un diametro a piacere ci calcoliamo tramite le formule sperimentali prima viste o con quella di Chezi o con altre il diametro in funzione della pendenza. Ci si calcola per ogni diametro e per i vari casi il valore del costo in funzione della pendenza allora tracciamo a piacere una tangente ad un punto qualsiasi della curva (per esempio della galleria) e le parallele a questa tangente alle altre curve il parallelismo di queste rette ci assicura che è soddisfatta la relazione di economia; in corrispondenza di questo tentativo ci andiamo a leggere in ascisse le J e sulle ordinate i costi della galleria, della condotta, ecc., il costo complessivo riportato all'anno sarà dato da:

$$C_T + \text{energia persa per attrito} = \lambda [C_{gal} L_{gal} + C_{sig} L_{sig} + C_{cond} L_{cond}] r + [J_{gal} L_{gal} + J_{sig} L_{sig} + J_{cond} L_{cond}]$$

allora per quel valore di λ' abbiamo un dato valore del costo; fissando un'altra pendenza cioè un altro λ ci tracciamo le parallele tangenti alle varie curve e quindi, nuovamente il valore del costo.

Possiamo tracciare un altro grafico con in ascisse i valori di λ e in corrispondenza di ogni λ il costo totale più l'energia persa per attrito, dove questa curva presenta un minimo avremo il valore di massima economia e quindi il λ di massima economia, da tale valore risaliamo tramite il primo grafico al valore di J e quindi di D.

L'errore che si commette facilmente è: se la galleria ha un diametro maggiore della condotta e quindi una perdita minore allora nella rappresentazione del grafico costo-pendenza per comodità si fanno o curve in scala diversa oppure due grafici distinti con scale diverse evidente che in questo caso l'eguaglianza di un valore della derivata prima non coincide con il parallelismo geometrico! Queste operazioni si possono fare quando le condizioni dell'impianto sono tali che ci diano una notevole libertà di scelta delle opere dell'impianto in casi più limitativi dovremo contentarci di dimensionare solo quello che ci è lasciato libero dalla natura dell'impianto.

Conosciamo ora i diametri dei diversi tratti applicando la formula del Mariotti avremo gli spessori dei tubi $S = \frac{P D}{200 \sigma \phi}$

a questo spessore dobbiamo aggiungere uno spessore s_0 come spessore minimo necessario per proteggere lo spessore esistente dalla erosione e dalla corrosione; nella precedente formula del Mariotti bisogna porre le grandezze con le seguenti dimensioni s in mm., in Kg./cmq, D in mm., σ in Kg; su mmq. ed ϕ è il rendimento della giunzione, dimensionalmente puro che assume i seguenti valori:

0,57 = chiodatura semplice

0,70 = chiodatura doppia

0,80 = saldatura

1,00 = blindatura

Per la chiodatura semplice dobbiamo tenerci con un diametro non superiore a 20 mm., per diametri superiori e fino a 30 mm. adotteremo la chiodatura doppia, dai 30 ai 40 mm. si adopererà la saldatura ed oltre i 40 mm. la blindatura. Può capitare che all'inizio del pozzo vi siano pressioni basse perciò onde evitare schiacciamento dall'esterno verso l'interno (colpo d'ariete negativo) dobbiamo dare alla condotta uno spessore minimo $S_m = (0,006 + 0,008) D$ e da questa aggiungere il solito spessore s_0 (spessore di sicurezza di 3-4 mm.).

fig.

Riportiamo su un diagramma la scala degli spessori e per ogni diametro riportiamo in ordinate il valore dello spessore calcolato con il Mariotti per ciascun tipo di condotta, congiungiamo tra loro i vari punti relativi allo stesso tipo di condotta. Dal nostro spessore iniziale tracciamo una parallela all'asse dell'ascisse fino ad incontrare la curva più alta (quella della chiodatura semplice) a questo punto la chiodatura semplice per questo spessore non va più bene, abbiamo due scelte possibili: aumentare lo spessore oppure passare alla chiodatura doppia. Con questo procedere progettiamo tutta la tubazione; nel caso si dovesse arrivare allo spessore di 40 mm. e non volessimo ricorrere alla blindatura possiamo convenientemente sdoppiare la condotta, operazione che tra l'altro ci porta un'altro vantaggio infatti a seconda del tipo di centrale se volessimo mettere in queste due macchine avremo già una facilitazione nella loro installazione e una facilitazione ulteriore nell'adeguamento alla richiesta di energia. Si disse che si aumentava lo spessore teorico oltre che per la sopra-pressione perchè la condotta non poggia direttamente sul terreno ma su un certo numero di sellette di cemento armato

fig.

poste ad interasse di sei metri munite di una guaina di acciaio (per facilitare lo scorrimento) ed aventi altezza minima pari a 40 cm. in modo di poter effettuare ispezioni e riparazioni anche nella parte inferiore della condotta. Le condotte forzate seguono l'andamento del terreno e quindi si avranno dei cambiamenti di pendenza e sulla stessa verticale ed anche sul piano orizzontale. In questi casi si vengono ad esercitare delle spinte idrodinamiche che tenterebbero a trascinare verso valle la condotta stessa: occorre quindi introdurre un blocco di ancoraggio, questi sono realizzati normalmente in calcestruzzo che con il suo peso serve a controbilanciare la spinta idrodinamica.

fig.

Passiamo al dimensionamento del blocco di ancoraggio: facciamo riferimento all'asse della condotta e precisamente al punto di vertice tra le due condotte, conosciamo il carico idrostatico aumentato dalla sopra-pressione e lo riportiamo nella nostra sezione, applichiamo quindi il teorema della quantità di moto $S = 1 - P_2 + M_1 - M_2 + G$.

Dove G è il componente del peso della direzione della spinta. P le pressioni aumentate delle sopra-pressioni ed M la quantità di moto; nel nostro caso la spinta S si riduce alla $S_1 = \frac{\pi D^2 \gamma_a}{4} h + \rho Q k$

Una spinta uguale e contraria in modulo agirà sull'asse S_2 (sempre che il diametro si mantenga costante).

A valle di ogni ancoraggio va posto un giunto di dilatazione. Se indichiamo con α l'angolo di inclinazione della condotta a monte dobbiamo aggiungere alla S_1 la componente del peso nella direzione della S_1 stessa dell'acqua più la condotta nel tratto che va tra il blocco di ancoraggio ed il giunto più vicino. Interviene un'altro fenomeno cioè quello delle forze di attrito tra sellette e tubazione: le sellette esercitano per reazioni una forza sulla condotta, tale forza è data dal prodotto del peso della condotta più l'acqua per il coseno di

cioè $(P_1 + P_2) f \cos \alpha$ alla fine avremo che il blocco di ancoraggio dovrà sopportare la reazione R calcolata graficamente:

fig.

fig.

Dimensioniamo in modo arbitrario il blocco di ancoraggio, sia T il suo peso applicato al suo baricentro, determiniamo la risultante totale tra il peso T e la spinta R, dei punti estremi dell'ancoraggio stesse tracciamo due parallele alla risultante totale π . In una sezione generica tracciamo una normale a queste parallele: se la risultante complessiva passa dentro il terzo medio allora il blocco di ancoraggio è stabile, se cade fuori dobbiamo aumentare le dimensioni del blocco nel caso che esca dalla parte superiore mentre avremo di eccesso di stabilità se cadrà fuori dalla parte inferiore. Evidentemente nel caso in figura questa risultante R tenderebbe a far saltare in alto la condotta allora dobbiamo armare il calcestruzzo con degli staffoni in modo da mettere il calcestruzzo da poter lavorare. Occorre un ulteriore accorgimento: dobbiamo impedire che si abbia lo scorrimento tra blocco e condotta, non ci possiamo fidare dell'aderenza avendo la condotta un diametro molto grande, per questo si fanno degli ulteriori ancoraggi inserendo degli angolari che cingono la condotta e ne impediscono lo spostamento. Questi angolari devono vincere la somma delle $S_1 + S_2 + S_3$. Per regolamento la tensione ammessa sugli angolari è di 4 - 5 kg./ cmq. ne segue che la pressione normale sull'ala è:

$$P = \frac{T}{n \frac{\pi}{4} (D_1^2 - D_2^2)} = \frac{T}{nA}$$

dove n è il numero degli angolari, A è la superficie dell'angolare che sposta al calcestruzzo; con questa formula possiamo ricavare il numero degli angolari. Se indichiamo con ρ lo spessore dell'angolare è stato dimostrato che il valore massimo della tensione si ha ad una distanza 2δ dalla base per cui il valore del momento flettente massimo è

$$\frac{1}{2} \rho (b - 2\delta)^2$$

Noto il valore di detto momento e calcolatoci il W ci possiamo calcolare la tensione che non deve superare i 5 - 6 Dg/mmq.

Se la tensione risulta eccessiva si può raddoppiare l'area dell'angolare affiancandole due oppure aumentare il numero. Lo stesso procedimento vale anche nel caso di cambiamenti di direzione in piani diversi al verticale.

Nel caso che la componente della spinta sia verso il basso si può far a meno di mettere gli staffoni.

fig.