



COSTRUZIONI IDRAULICHE – 2° PARTE

 POLITECNICO DI MILANO



Dighe e traverse - Introduzione

Prof. Gianfranco Becciu



Sbarramenti fluviali

Gli sbarramenti permanenti di un corso d'acqua si distinguono in DIGHE e TRAVERSE. La distinzione tra i due tipi, indipendentemente dall'importanza dell'opera, è essenzialmente di tipo funzionale.

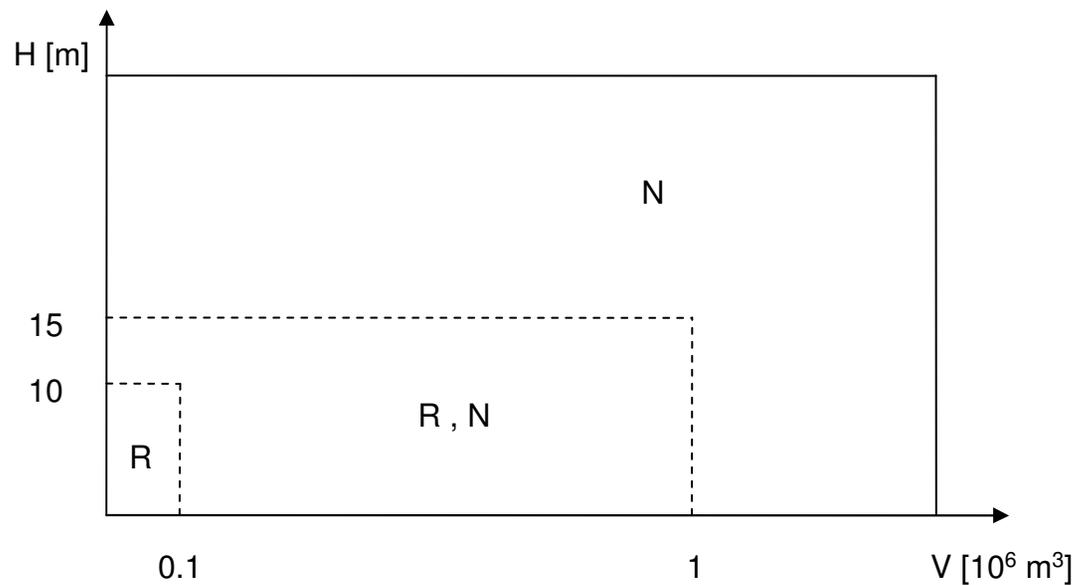
Con il termine **DIGA** si intende uno sbarramento volto alla creazione di un invaso artificiale a monte, destinato all'accumulo temporaneo (di una parte) delle acque defluenti nel corso d'acqua.

Con il termine **TRAVERSA** si intende uno sbarramento volto principalmente a regolare il livello dell'acqua a monte, anche se esso determina comunque un invaso a monte, solitamente di volume modesto. Generalmente la regolazione del livello è necessaria per il funzionamento ottimale di un'opera di presa realizzata a monte o direttamente nello sbarramento stesso.



Normativa

La progettazione, la costruzione, l'esercizio e la vigilanza degli sbarramenti sono regolate da norme e regolamenti emanati a livello nazionale o regionale, in relazione alle dimensioni dell'opera.



Legenda:

N = norme nazionali [D.P.R. n. 1363 del 1/11/59 (parte I) e D.M.LL.PP del 24/3/82]

R = norme regionali [per la Regione Lombardia L.R. n. 8 del 23/3/98]

H = altezza dello sbarramento

V = volume d'invaso

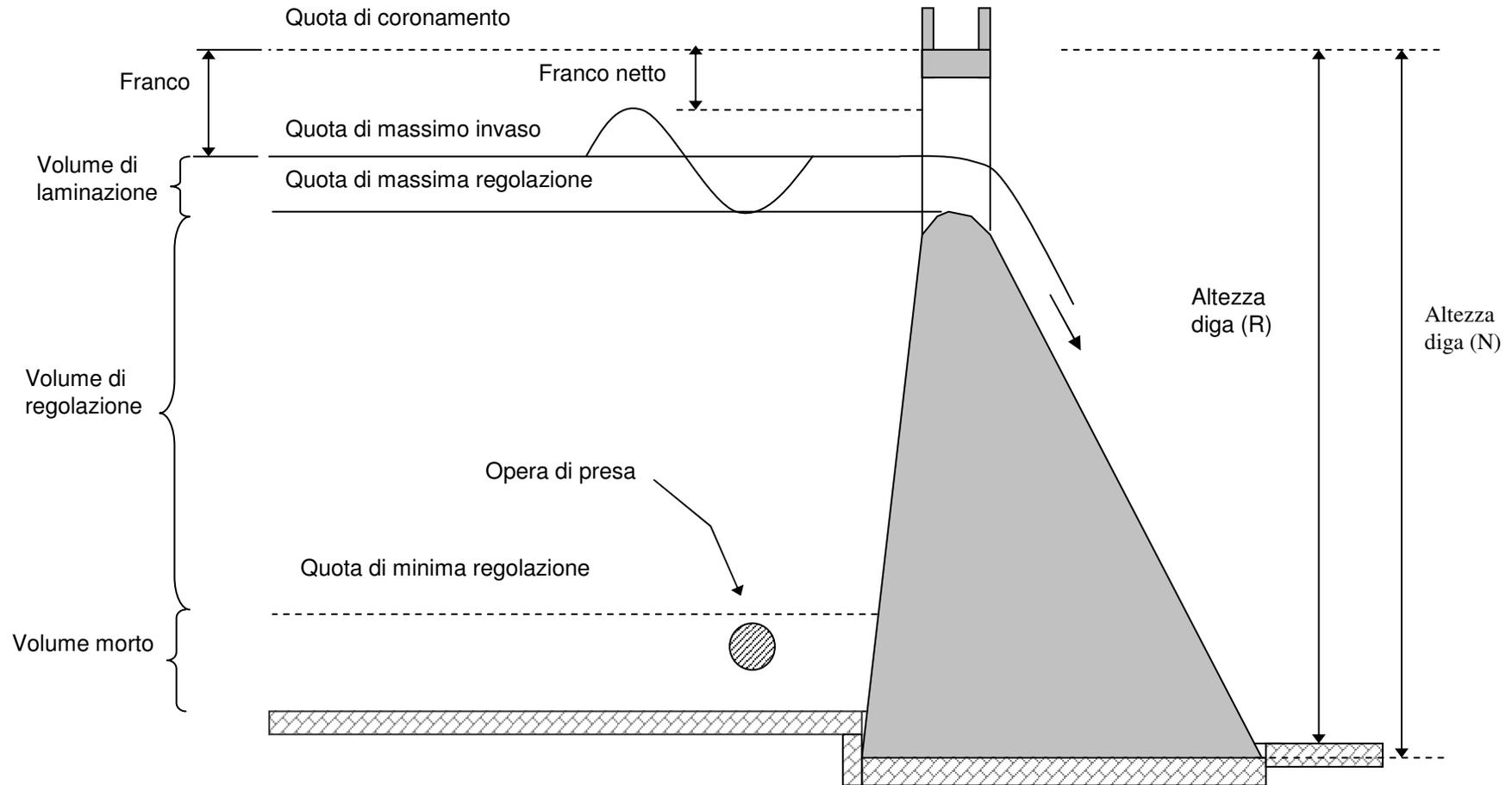


Normativa – Definizioni

H = altezza della diga, definita come: **(per N)** il dislivello tra la quota del piano di coronamento (esclusi parapetti ed eventuali muri frangionde) e quella del punto più basso della superficie di fondazione (escluse eventuali sottostrutture di tenuta); **(per R)** la differenza fra la quota del piano di coronamento, ovvero del ciglio più elevato di sfioro nel caso di traverse prive di coronamento, e quella del punto più depresso dei paramenti da individuare su una delle due linee d'intersezione tra paramenti e piano di campagna.

V = volume d'invaso, definito come: **(per N, "volume totale d'invaso")** la capacità del serbatoio compresa tra la quota di massimo invaso e la quota minima di fondazione; per le traverse fluviali è il volume compreso tra il profilo di rigurgito più elevato indotto dalla traversa ed il profilo di magra del corso d'acqua sbarrato; **(per R)** la capacità del serbatoio compresa fra la quota più elevata delle soglie sfioranti degli scarichi, o della sommità delle eventuali paratoie (quota di massima regolazione), e quota del punto più depresso del paramento di monte, da individuare sulla linea d'intersezione tra detto paramento e piano di campagna.

VC = volume complessivo d'invaso definito come: **(per R)** somma del volume d'invaso, valutato fino alla quota del piano di coronamento (esclusi i parapetti e gli eventuali muri frangionde) e dei volumi d'acqua contenuti in strutture artificiali di qualunque tipo, a cielo aperto o in sotterraneo, che siano idraulicamente connesse con il serbatoio e siano liberamente affluenti in esso, inclusi i volumi contenuti nei canali adduttori. Nel caso di sbarramenti totalmente tracimabili, il volume complessivo d'invaso è determinato con riferimento alla quota di massimo invaso anziché alla quota di coronamento.





Altezza della diga: è il dislivello tra la quota del piano di coronamento (esclusi parapetti ed eventuali muri frangionde) e quella del punto più basso della superficie di fondazione (escluse eventuali sottostrutture di tenuta).

Quota di massimo invaso: è la quota massima a cui può giungere il livello dell'acqua dell'invaso ove si verifichi il più gravoso evento di piena previsto escluso la sopraelevazione da moto ondosso.

Quota massima di regolazione: è la quota del livello d'acqua al quale ha inizio, automaticamente, lo sfioro dagli appositi dispositivi.

Altezza di massima ritenuta: è il dislivello tra la quota di massimo invaso e quella del punto più depresso dell'alveo naturale in corrispondenza del paramento di monte.

Franco: è il dislivello tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso.

Franco netto: è il dislivello tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso aggiunta a questa la semiampiezza della massima onda prevedibile nel serbatoio.

Volume totale di invaso: è la capacità del serbatoio compresa tra la quota di massimo invaso e la quota minima di fondazione; per le traverse fluviali è il volume compreso tra il profilo di rigurgito più elevato indotto dalla traversa ed il profilo di magra del corso d'acqua sbarrato.

Volume utile di regolazione: è il volume compreso fra la quota massima di regolazione e la quota minima del livello d'acqua alla quale può essere derivata, per l'utilizzazione prevista, l'acqua invasata.

Volume di laminazione: è il volume compreso fra la quota di massimo invaso e la quota massima di regolazione, ovvero, per i serbatoi specifici per laminazione delle piene, tra la quota di massimo invaso e la quota della soglia inferiore dei dispositivi di scarico.

Traverse: sbarramenti che determinano un rigurgito contenuto nell'alveo del corso d'acqua.



Classificazione dighe (D.M.LL.PP del 24/3/82)

7

A) DIGHE MURARIE: sbarramenti in muratura di CLS convenzionale. A seconda del comportamento statico si dividono in:	a) a gravità	1) ordinaria
		2) a speroni, a vani interni
	b) a volta	3) ad arco
		4) ad arco-gravità
		5) a cupola
c) a volte o solette, sostenute da contrafforti		
B) IN MATERIALI SCIOLTI: a seconda dei materiali si dividono in:	a) in terra omogenei	
	b) in terra e/o pietrame, zonati, con nucleo di tenuta in terra	
	c) in terra e/o pietrame, con manto di tenuta a monte o con nucleo di tenuta in materiali artificiali	
C) SBARRAMENTI PER LA LAMINAZIONE DELLE PIENE		
D) TRAVERSE FLUVIALI		



Le **dighe a gravità** sfruttano il peso proprio della struttura per opporsi alla spinta idrostatica esercitata dall'acqua invasata nel lago artificiale da loro creato a monte. L'effetto di tale peso è quello di indirizzare la risultante delle forze agenti verso il basso, in modo che la stabilità della struttura sia garantita.

Le **dighe spingenti** scaricano invece la spinta idrostatica sulle sponde della valle, sfruttando la curvatura della struttura. Tale curvatura può interessare solo le sezioni orizzontali o anche quelle verticali. Nel primo caso si parla più propriamente di **dighe ad arco**; nel secondo di **dighe a volta o a cupola**.

Esistono poi dighe ad azione combinata, in cui la resistenza è affidata sia al peso proprio che all'effetto arco, che vengono chiamate **dighe ad arco-gravità**.



COSTRUZIONI IDRAULICHE – 2° PARTE

 POLITECNICO DI MILANO



Dighe e traverse – Dighe a gravità

Prof. Gianfranco Becciu



Le dighe a gravità sfruttano il loro peso per opporsi alla spinta idrostatica. Si dividono in:

dighe a gravità ordinaria (dette anche dighe massicce)

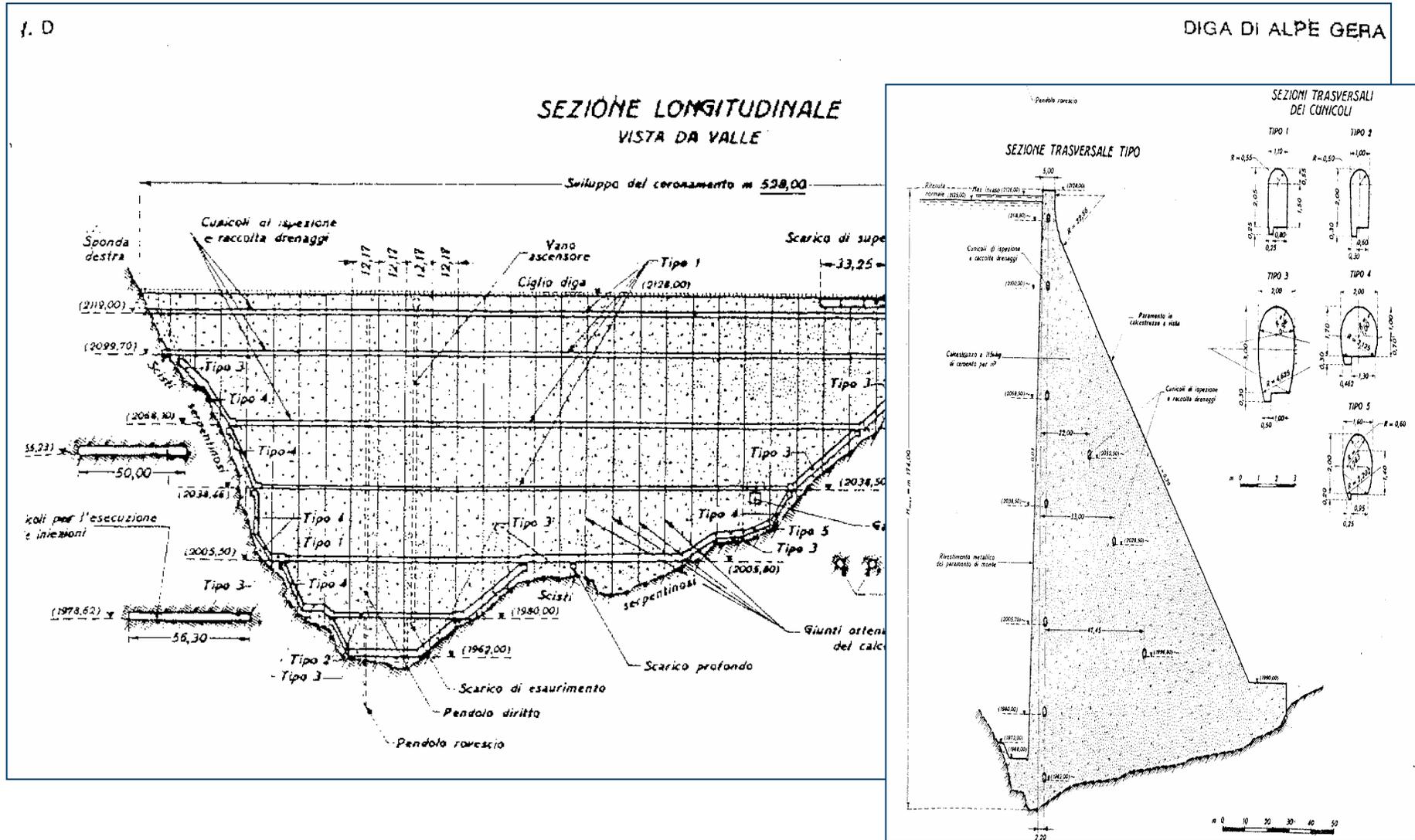
dighe a gravità alleggerite.

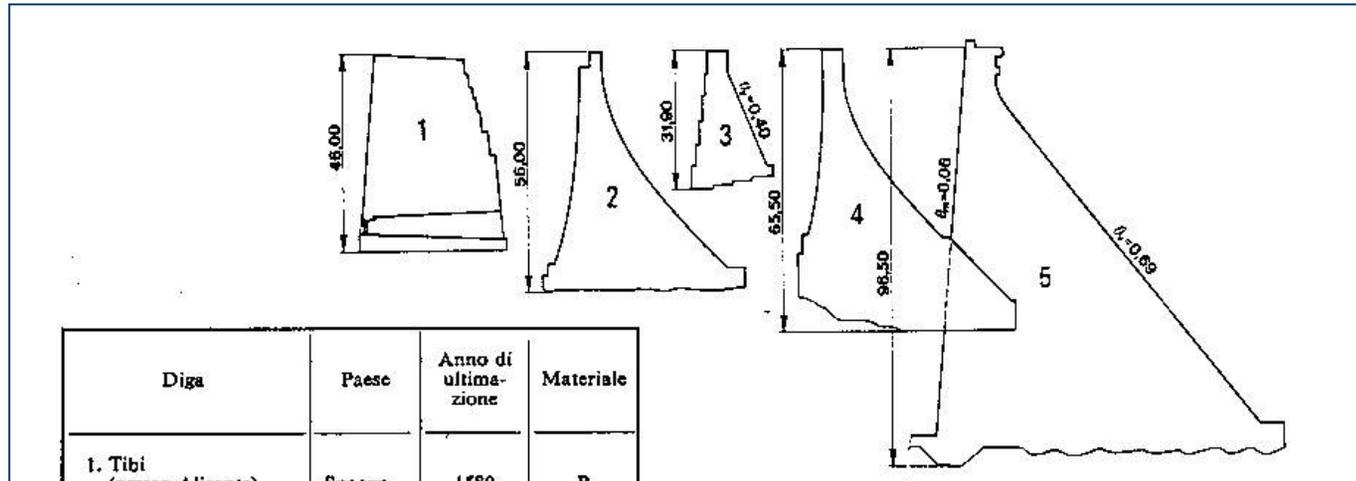
Nel primo caso la struttura è composta da elementi massicci affiancati e indipendenti, detti conci, costruiti in muratura o in CLS e separati da giunti permanenti secondo piani verticali.

Nel secondo caso i conci sono sagomati in modo da ricavare all'interno della struttura dei vani più o meno ampi. Nella maggior parte dei casi i conci diventano dei contrafforti con espansioni a monte e/o a valle.

L'andamento planimetrico di queste dighe è generalmente rettilineo, più raramente leggermente arcuato con la concavità verso valle.

La forma della sezione trasversale è tipicamente triangolare con la pendenza del paramento di valle minore di quella del paramento di monte, che in molti casi è assunto verticale.

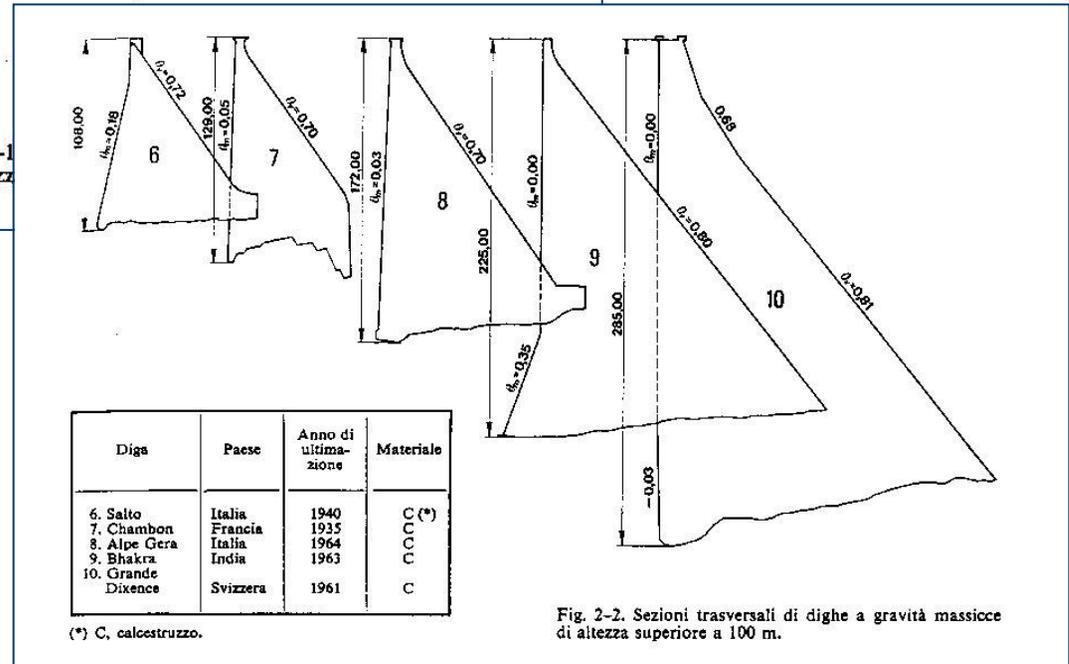




Diga	Paese	Anno di ultimazione	Materiale
1. Tibi (presso Alicante)	Spagna	1580	P
2. Gouffre d'Enfer (presso Furens)	Francia	1866	P
3. Bunnari	Italia	1879	P
4. La Mesce	Italia(*)	1917	C
5. Suviana	Italia	1932	C

P, muratura di pietrame con malta; C, calcestruzzo.
 (*) Passata alla Francia dopo la II guerra mondiale.

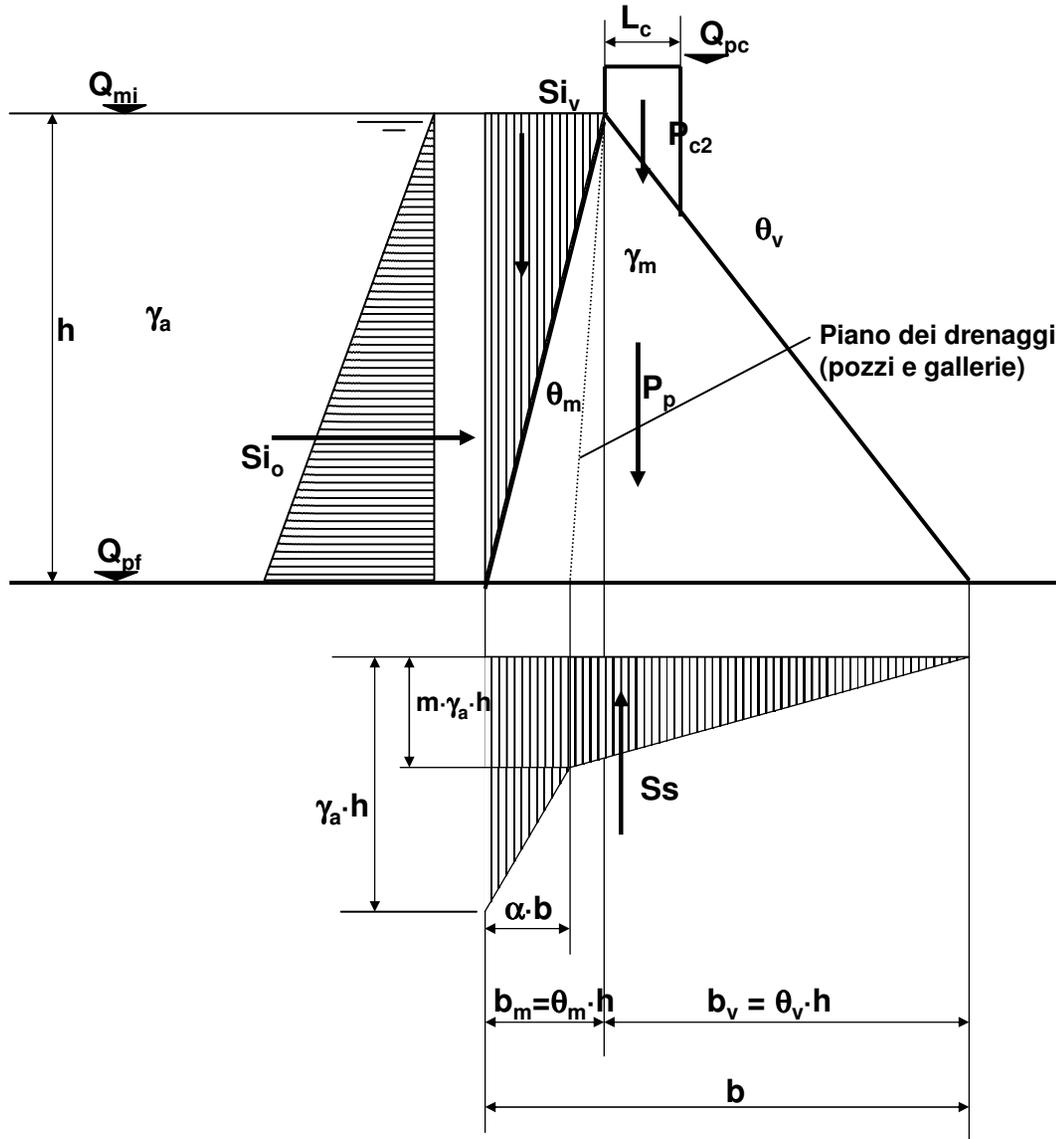
Fig. 2-1 di altezze



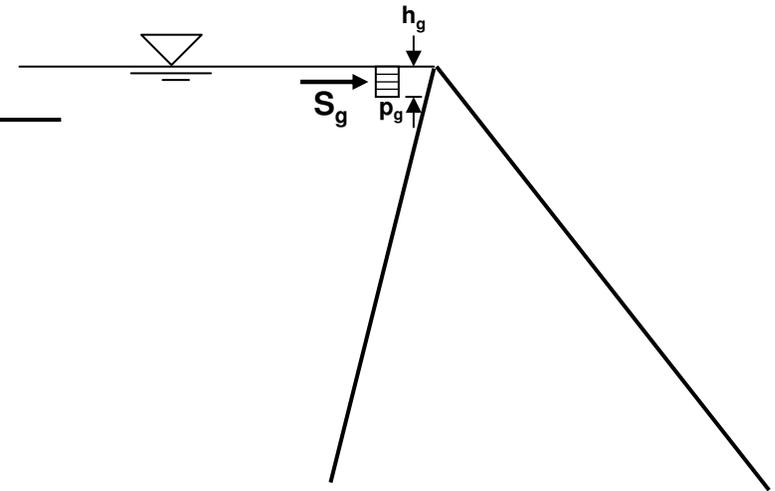
Diga	Paese	Anno di ultimazione	Materiale
6. Salto	Italia	1940	C (*)
7. Chambon	Francia	1935	C
8. Alpe Gera	Italia	1964	C
9. Bhakra	India	1963	C
10. Grande Dixence	Svizzera	1961	C

(*) C, calcestruzzo.

Fig. 2-2. Sezioni trasversali di dighe a gravità massicce di altezza superiore a 100 m.



- P_p = peso proprio
- P_c = peso coronamento
- S_i = spinta idrostatica
- S_s = sottospinta
- S_g spinta del ghiaccio





Peso proprio

Assumendo che la sezione trasversale del concio abbia una forma triangolare con il vertice in corrispondenza della quota di massimo invaso, trascurando quindi in prima approssimazione il peso del coronamento e l'eventuale pendenza della fondazione, il peso della struttura, sovrastante una certa sezione orizzontale a profondità h rispetto al livello di massimo invaso e riferito all'unità di lunghezza, sarà espresso dalla

$$P = \frac{1}{2} \gamma_m \cdot b \cdot h$$

dove b è la larghezza del concio alla quota h e γ_m è il peso specifico del materiale usato per la costruzione del concio. La linea d'azione del peso proprio è verticale e passa ad una distanza dal paramento di monte pari a:

$$\frac{1}{3} (\theta_v - \theta_m) \cdot h + \theta_m \cdot h$$



Spinta idrostatica

E' dovuta all'acqua invasata nella diga. Come è noto dall'idraulica tale spinta ha due componenti, una orizzontale ed una verticale. Facendo riferimento alla sezione definita al punto precedente, la componente orizzontale è data dalla

$$S_{io} = \frac{1}{2} \gamma_a \cdot h^2$$

dove a è il peso specifico dell'acqua, e la sua linea d'azione passa ad una distanza di $h/3$ dalla sezione orizzontale considerata. La componente verticale, che svolge una funzione stabilizzante per la struttura, corrisponde al peso dell'acqua soprastante il paramento di monte fino a tale sezione ed è dunque espressa dalla

$$S_{iv} = \frac{1}{2} \gamma_a \cdot h^2 \cdot \theta_m$$

dove θ_m è la scarpa del paramento di monte. La sua linea d'azione è posta ad una distanza pari a $(2/3) \cdot hm$, dal piano verticale che passa per l'intersezione del paramento di monte con il piano corrispondente alla quota di invaso.



Sottospinta

E' dovuta alla filtrazione dell'acqua da monte a valle della struttura, non solo nel terreno sotto la fondazione, ma anche all'interno dell'ammasso murario che non può mai considerarsi assolutamente impermeabile. Per l'attenuazione dell'entità del fenomeno il R.I.D. prescrive la costruzione di opportuni drenaggi in vicinanza del paramento di monte per tutta la lunghezza del concio fino alla sezione di fondazione. In corrispondenza di tali drenaggi si ha una riduzione delle sottopressioni che presentano un andamento tipo quello riportato in Figura 12.2. La sottospinta risultante è dunque una forza verticale rivolta verso l'alto di modulo pari a

$$S_s(h_f) = \frac{1}{2} \cdot (m + \alpha) \gamma_a \cdot h_f \cdot b_f$$

dove h_f e b_f sono rispettivamente l'affondamento rispetto al livello di massimo invaso e la larghezza della sezione di fondazione, mentre il significato degli altri simboli si deduce dalla figura. In particolare il R.I.D. prescrive che il parametro m non sia inferiore ad 0.35.



Azioni sismiche

Il R.I.D. prevede che le verifiche di stabilità delle dighe costruite in zona sismica debbano tenere conto sia delle azioni inerziali della massa strutturale che di quelle dell'acqua invasata conseguenti ad un evento sismico. Tali azioni possono essere orizzontali o verticali e devono essere stimate mediante le seguenti relazioni:

a) *azioni inerziali della massa muraria*: sono assimilate a forze unitarie di volume e sono espresse dalle:

- azioni orizzontali, sia parallele che ortogonali al piano della diga

$$F_b = C P$$

- azioni verticali

$$F_v = m C P$$

dove

$$C = \frac{S - 2}{100}$$



Azioni sismiche

b) azioni inerziali dell'acqua invasata: sono assimilate ad una distribuzione uniforme di pressioni di intensità:

$$p = C c h m$$

dove hm è la differenza tra la quota di massimo invaso e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale in corrispondenza del paramento di monte della struttura, h è l'affondamento della sezione considerata rispetto alla quota di massimo invaso e c un parametro espresso dalla funzione

$$c = \frac{c_m}{2} \left[\frac{h}{h_m} \left(2 - \frac{h}{h_m} \right) + \sqrt{\frac{h}{h_m} \left(1 - \frac{h}{h_m} \right)} \right]$$

con cm = coefficiente dipendente dall'angolo di inclinazione del paramento di monte, da valutare con la tabella riportata nel R.I.D..



Il profilo teorico di un concio di una diga a gravità massiccia discende dalla volontà di avere non solo una struttura stabile al ribaltamento (il che implica che la risultante delle forze agenti cada all'interno della sezione di fondazione), ma anche che gli sforzi interni siano in ogni condizione di carico di sola compressione o al limite nulli (il che implica che la risultante deve cadere sempre all'interno del nocciolo centrale d'inerzia di tutte le sezioni considerate).

Quest'ultima condizione consente di utilizzare materiali con bassa resistenza alla trazione, come la muratura o il CLS non armato, e di limitare il rischio di fessurazioni nella struttura, soprattutto nel paramento di monte a contatto con l'acqua.

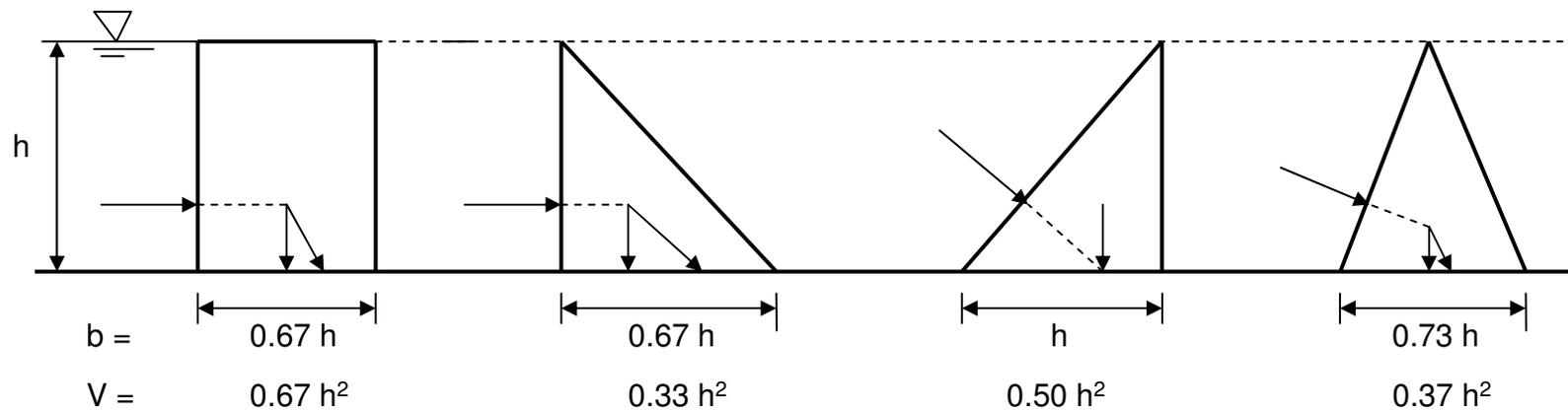
Se si considerano solamente le due forze principali agenti sulla struttura, il peso proprio P (stabilizzante) e la spinta idrostatica S (destabilizzante), ci si rende conto che i profili che garantiscono il verificarsi di queste condizioni, sia a lago vuoto (quando agisce il solo peso proprio) che a lago pieno, sono quello rettangolare e quello triangolare.



Nel caso del profilo triangolare rettangolo, la condizione di passaggio della risultante per l'estremo di valle del nocciolo centrale d'inerzia (terzo medio di valle) a lago pieno conduce alla relazione :

$$\frac{b}{h} = \theta_v = \sqrt{\frac{S}{P}} = \sqrt{\frac{0.5\gamma_a h^2}{0.5\gamma_m h^2}} = \sqrt{\frac{\gamma_a}{\gamma_m}} \quad (\text{Rankine, 1872})$$

Nel caso in cui $\gamma_a = 9806 \text{ KN/m}^3$ e $\gamma_m = 22.000 \text{ KN/m}^3$ si ottiene $\theta_v \cong 0.67$.
Facendo un confronto con gli altri possibili profili ci si rende conto che quello triangolare rettangolo comporta un minore volume del concio.





Nel caso in cui si consideri anche la sottospinta, con andamento lineare delle sottopressioni dal valore γ_a h di monte al valore nullo a valle, la relazione diventa :

$$\frac{b}{h} = \theta_v = \sqrt{\frac{\gamma_a}{\gamma_m - m \cdot \gamma_a}}$$

Il profilo pratico prevede un coronamento aggiuntivo rispetto al profilo teorico. La presenza del coronamento comporta piccole tensioni sul paramento di valle a lago vuoto. Per evitarle si considera un paramento di monte non verticale. In questo caso si può determinare la scarpa del paramento di valle con la seguente formula approssimata:.

$$\frac{b}{h} = \theta_v = \sqrt{\frac{\gamma_a}{\gamma_m - m \cdot \gamma_a}} - 0.8 \cdot \theta_m$$



Il Regolamento Italiano Dighe (R.I.D.) [D.P.R. n. 1363 del 1/11/59 (parte I) e D.M.LL.PP del 24/3/82] stabilisce precise norme per la progettazione e la verifica statica di ogni tipologia di dighe.

In particolare, per le dighe a gravità ordinaria essa prescrive due verifiche di sicurezza:

a) **Verifica a scorrimento**

b) **Verifica di resistenza**

Da effettuare sia in condizioni di **lago vuoto**, che di **lago pieno alla quota di massimo invaso**, tenendo conto di tutte le forze che agiscono sulla struttura.



La **verifica di resistenza** deve essere effettuata per le seguenti condizioni di carico:

- 1) A serbatoio vuoto, considerando le azioni del peso proprio ed eventualmente le azioni sismiche;
- 2) A serbatoio pieno, considerando le azioni del peso proprio, la spinta idrostatica, spinta del ghiaccio ed eventualmente le azioni sismiche.

Ai lembi di tutte le sezioni orizzontali dovranno risultare:

- 1) Tensioni principali di compressione non superiori al carico di sicurezza del materiale;
- 2) Tensioni principali di trazione non superiori ai 300 kPa, aumentabili a 500 kPa se il supero del precedente limite è dovuto solo alle azioni sismiche..



La **verifica allo scorrimento** deve essere effettuata per la condizione di lago pieno.

Nella sezione di fondazione e in tutte le sezioni di ripresa dei getti il rapporto tra la somma delle componenti parallele e la somma di quelle normali non deve essere superiore a 0.75. Tale limite è elevato a 0.80 per le sezioni tra il coronamento e i 15 metri al disotto di esso quando il superamento del limite precedente è dovuto alle sole azioni sismiche.

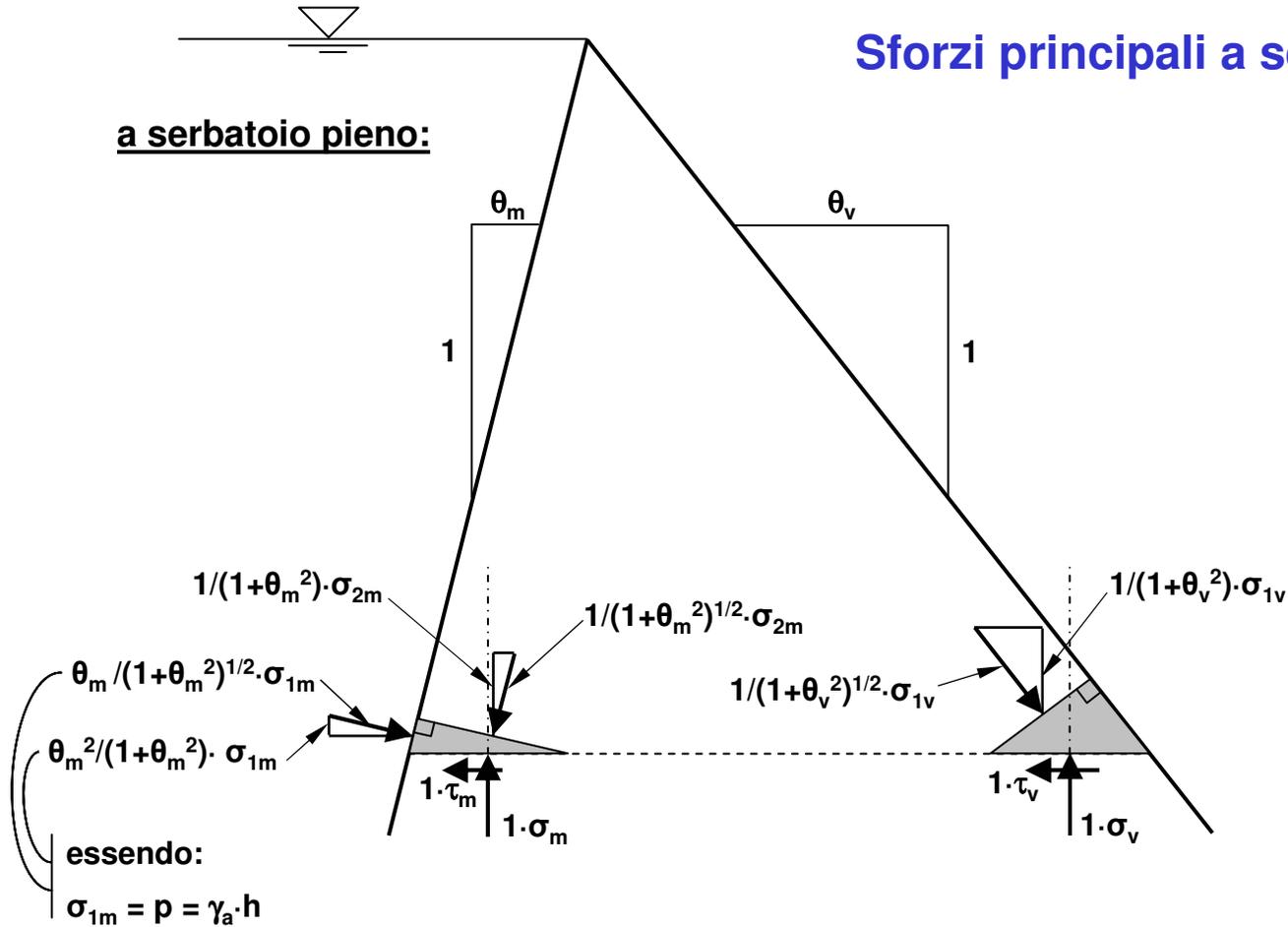
Agli effetti di tale verifica non si possono considerare pendenze vallemonte delle sezioni maggiori di 0.05.

Il limite di 0.75 è da ridurre convenientemente per la sezione di fondazione quando le condizioni della roccia siano sfavorevoli nei riguardi della sicurezza allo scorrimento.



Sforzi principali a serbatoio pieno

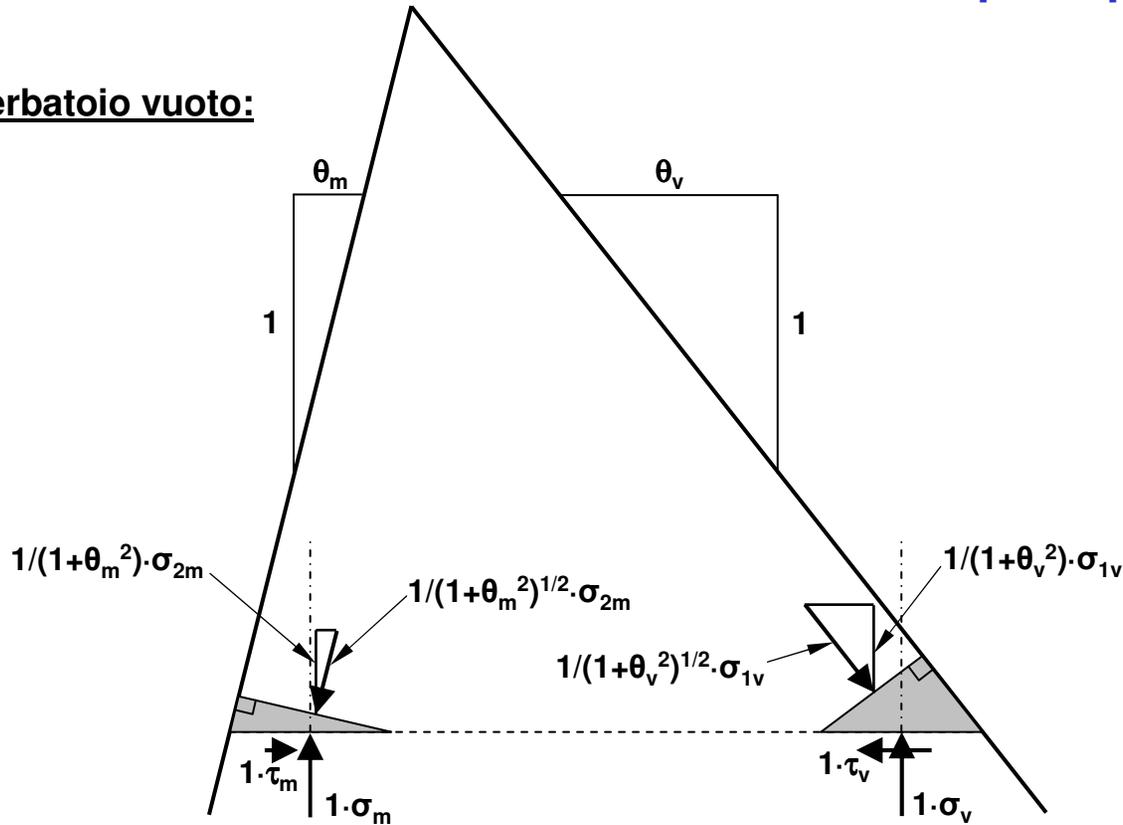
a serbatoio pieno:





Sforzi principali a serbatoio vuoto

a serbatoio vuoto:

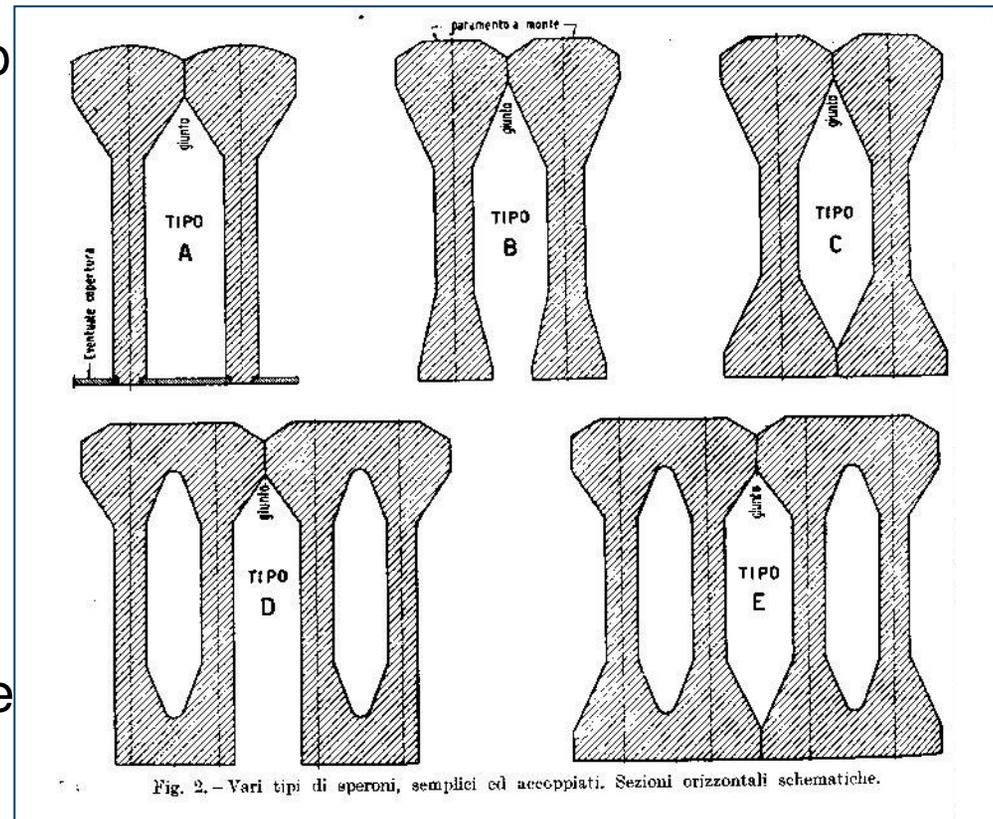




Nella **dighe a speroni**, i conci sono sagomati in modo da formare dei contrafforti con le estremità di monte che allargandosi vanno a formare il paramento di monte.

Nella **dighe a vani interni**, i conci sono alleggeriti da cavità che formano dei vani interni.

Il minor peso della struttura è compensato dalla diminuzione delle sottospinte dovuta alla presenza delle aperture tra i contrafforti.



In alcuni casi, il minor peso è anche compensato dall'aumento della componente verticale della spinta idrostatica, ottenuto diminuendo la pendenza del paramento di monte.



Dighe a speroni e a vani interni

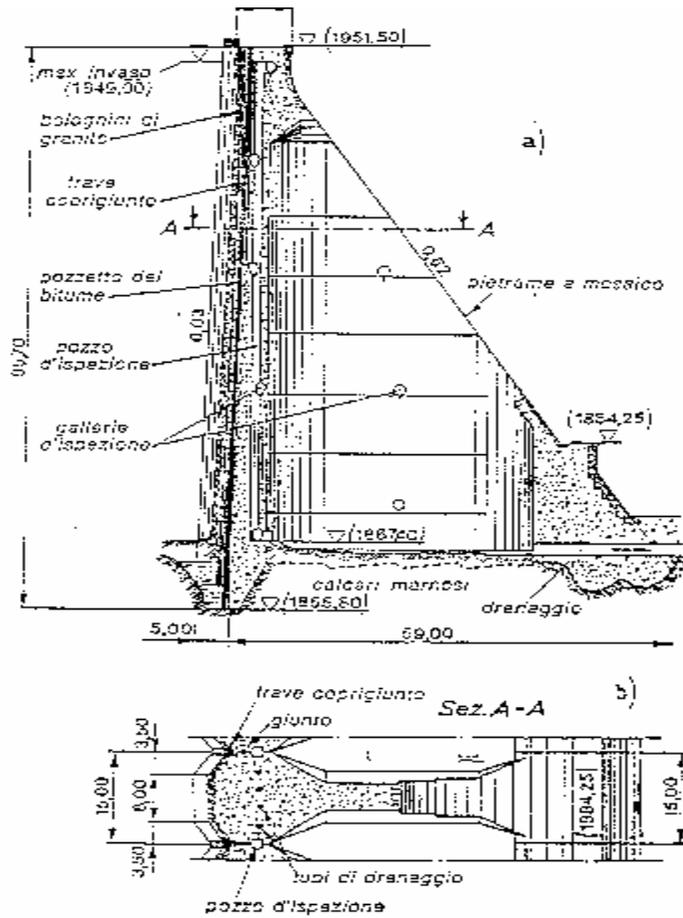


Fig. 2-14. Diga di S. Giacomo di Fracis (tipo Nicolai): a) sezione verticale e b) orizzontale.

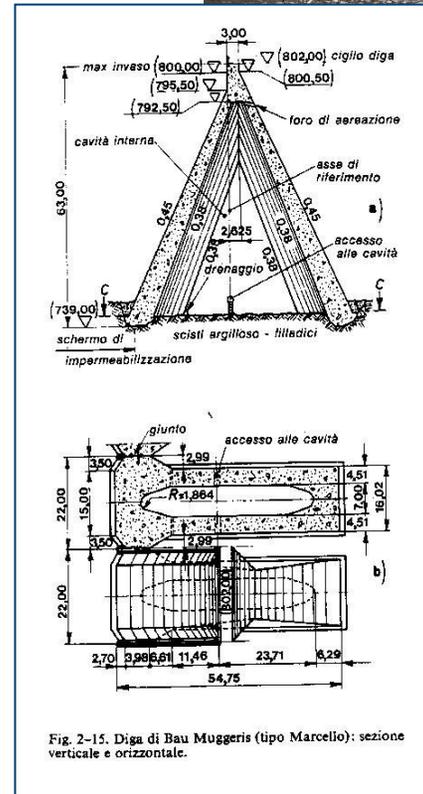


Fig. 2-15. Diga di Bau Muggerris (tipo Marcello): sezione verticale e orizzontale.





COSTRUZIONI IDRAULICHE – 2° PARTE

 POLITECNICO DI MILANO



Dighe e traverse – Dighe a volta e dighe in materiali sciolti

Prof. Gianfranco Becciu



Nella **dighe a volta** la struttura presenta una curvatura sul piano orizzontale (**dighe ad arco**) e, qualche volta, anche sul piano verticale (**dighe a volta**).

La struttura ha spessori molto sottili e generalmente il suo peso ha un effetto trascurabile sulla stabilità rispetto all'effetto arco.

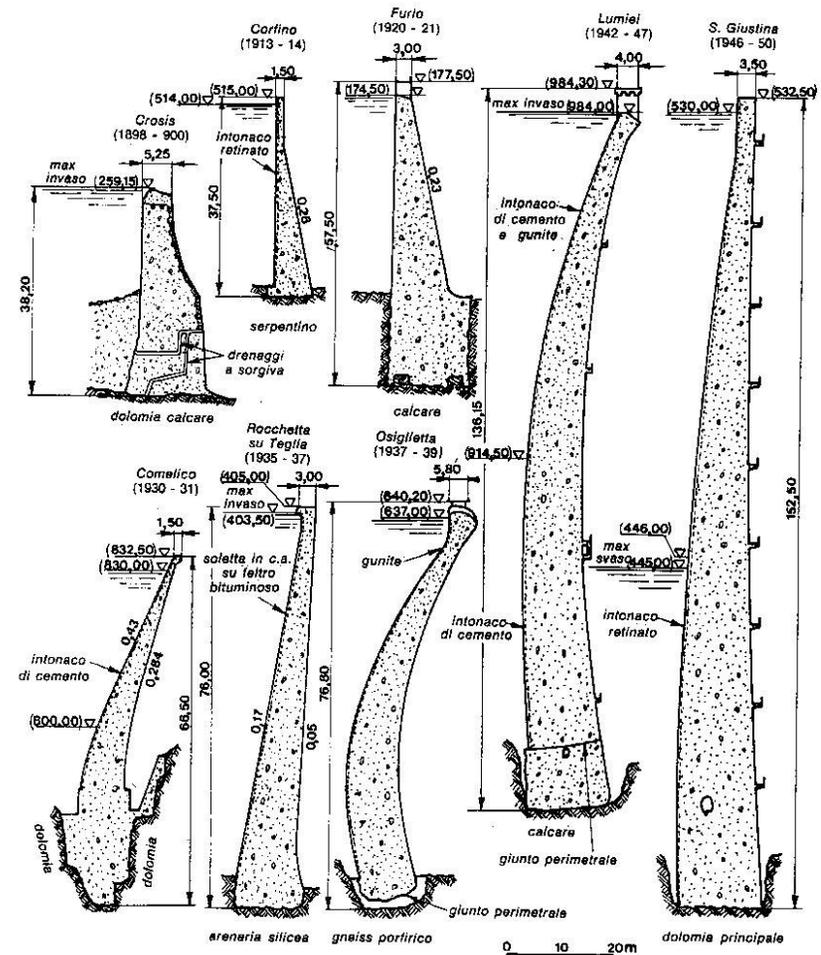


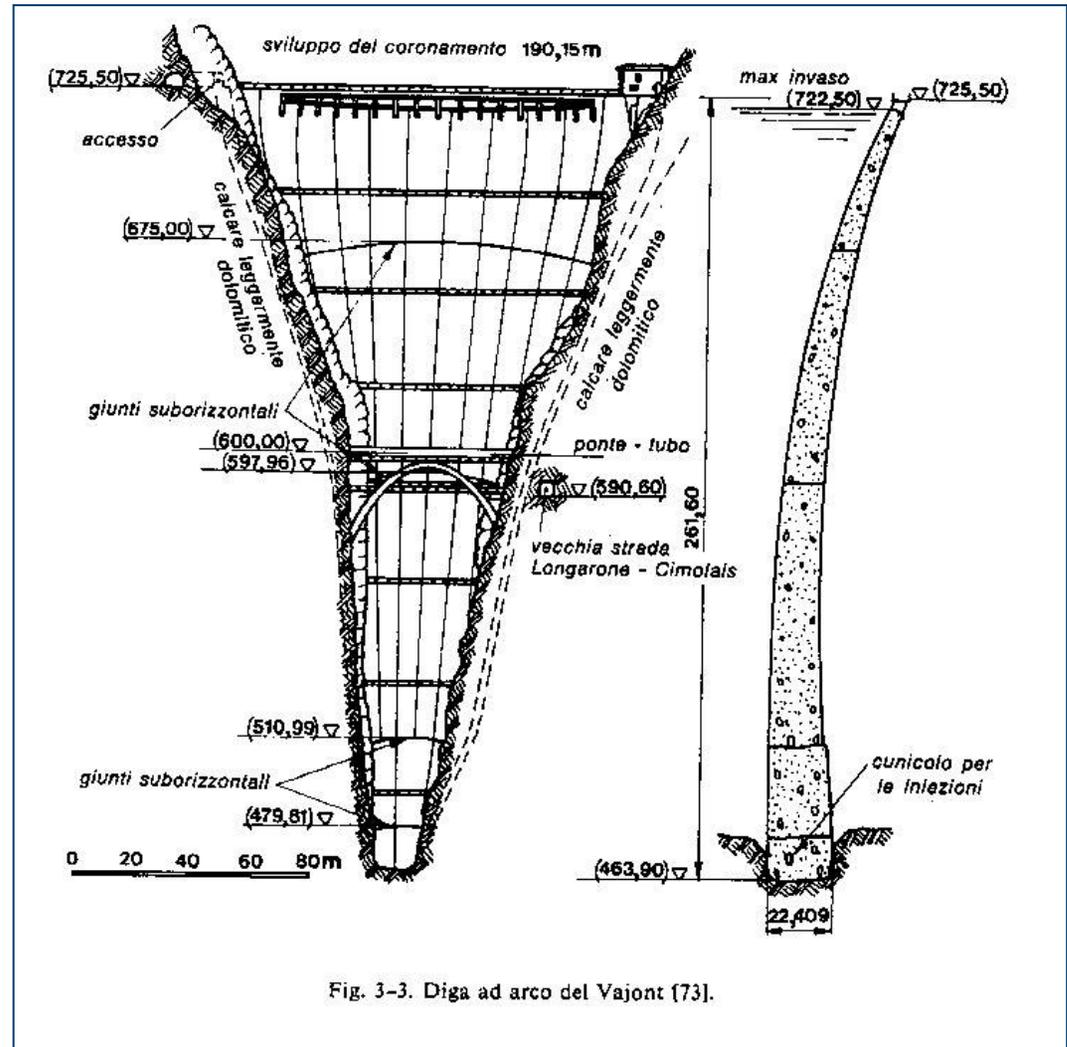
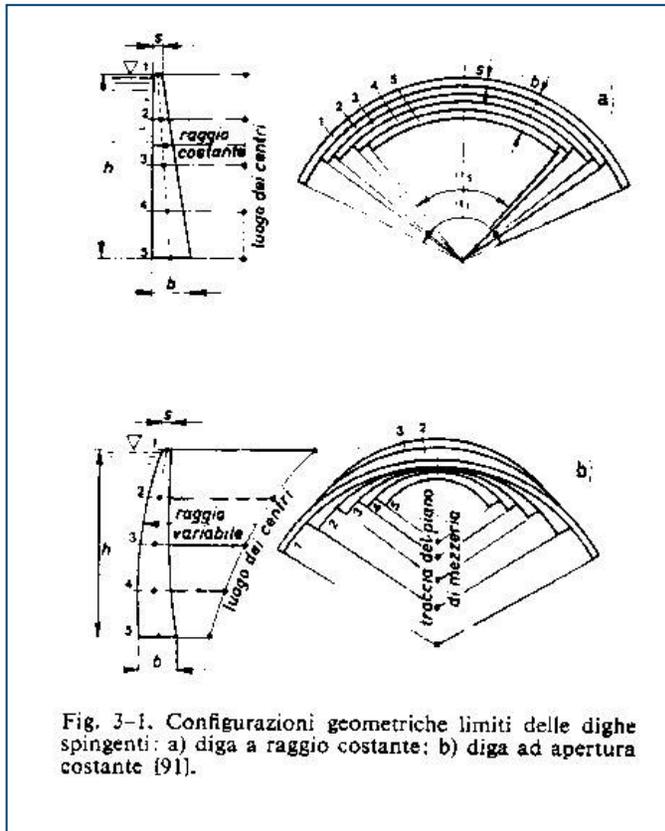
Fig. 3-2. Sezioni maestre di dighe spingenti italiane [73].



Diga di Cancano sull'Adda (Sondrio)



Le configurazioni limite sono quelle a raggio costante e quella ad apertura costante.



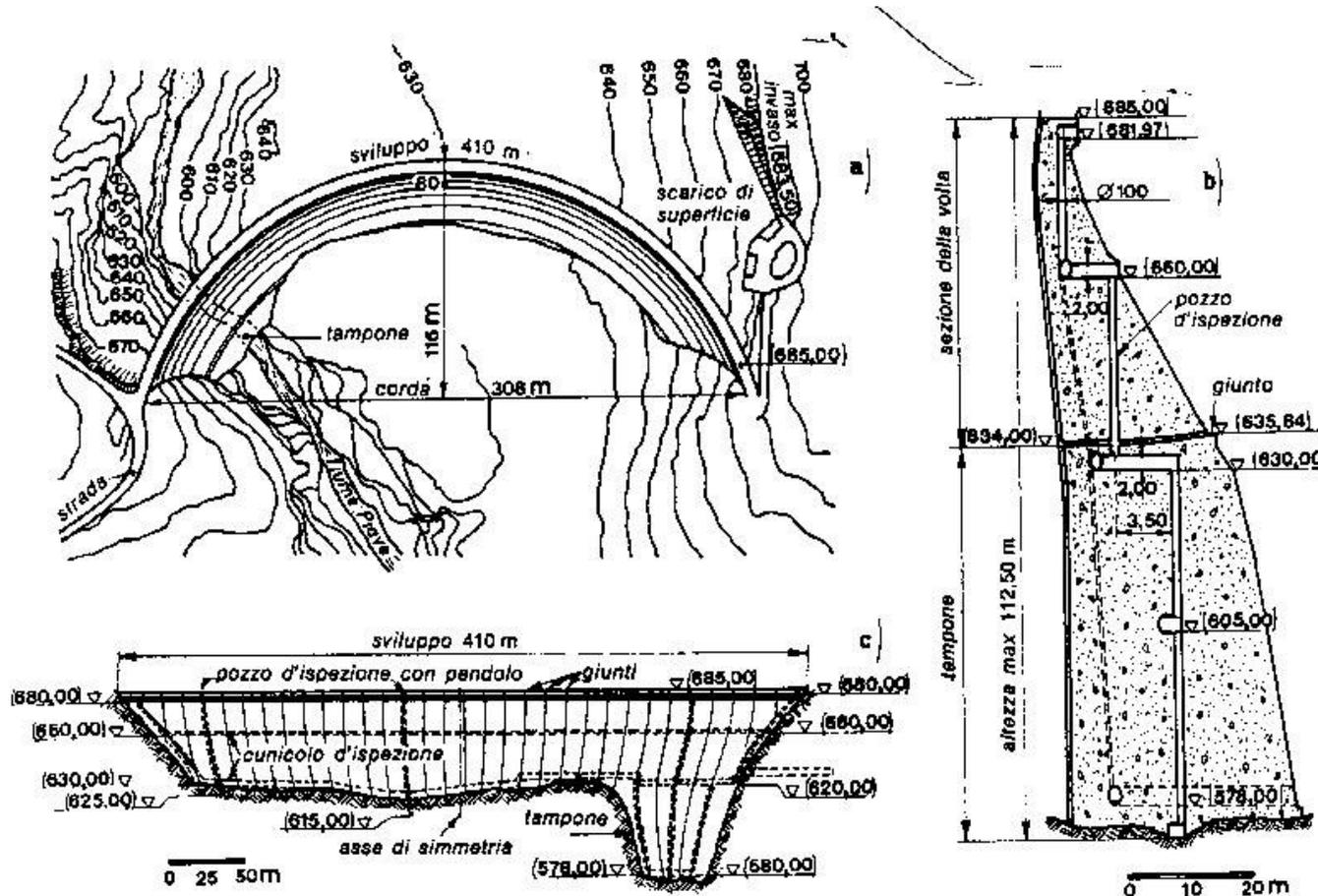
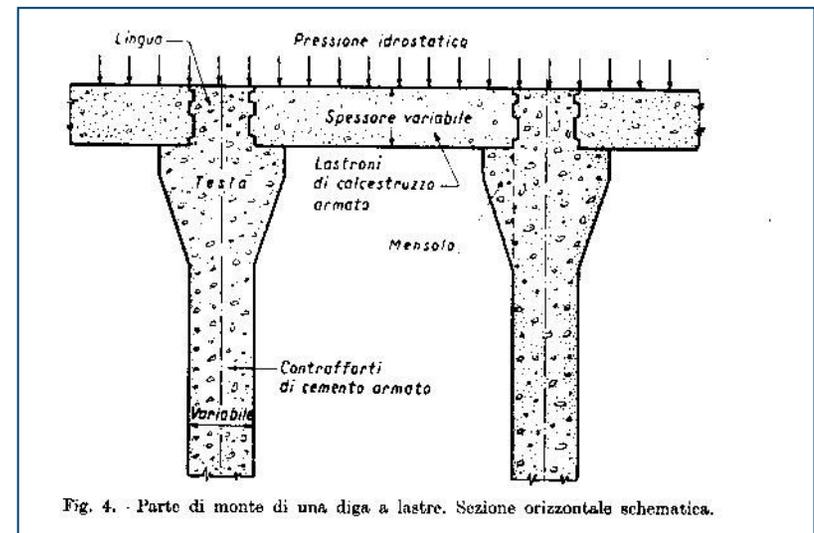
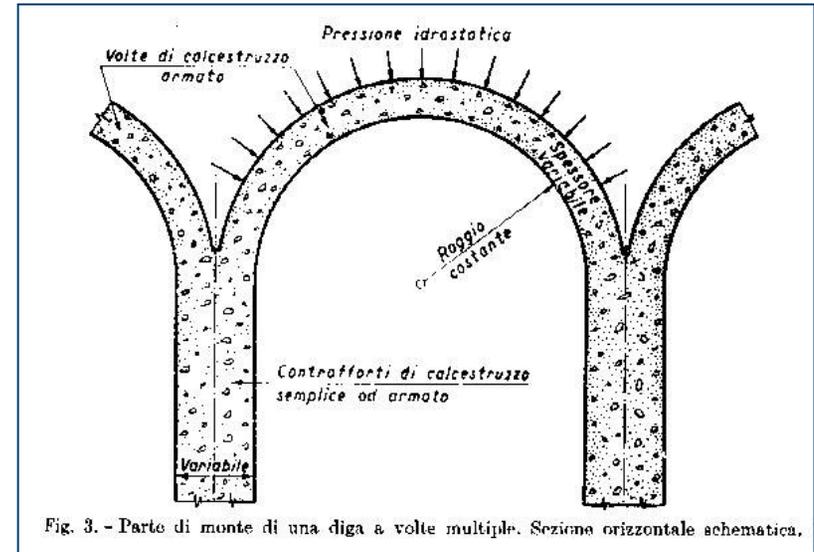


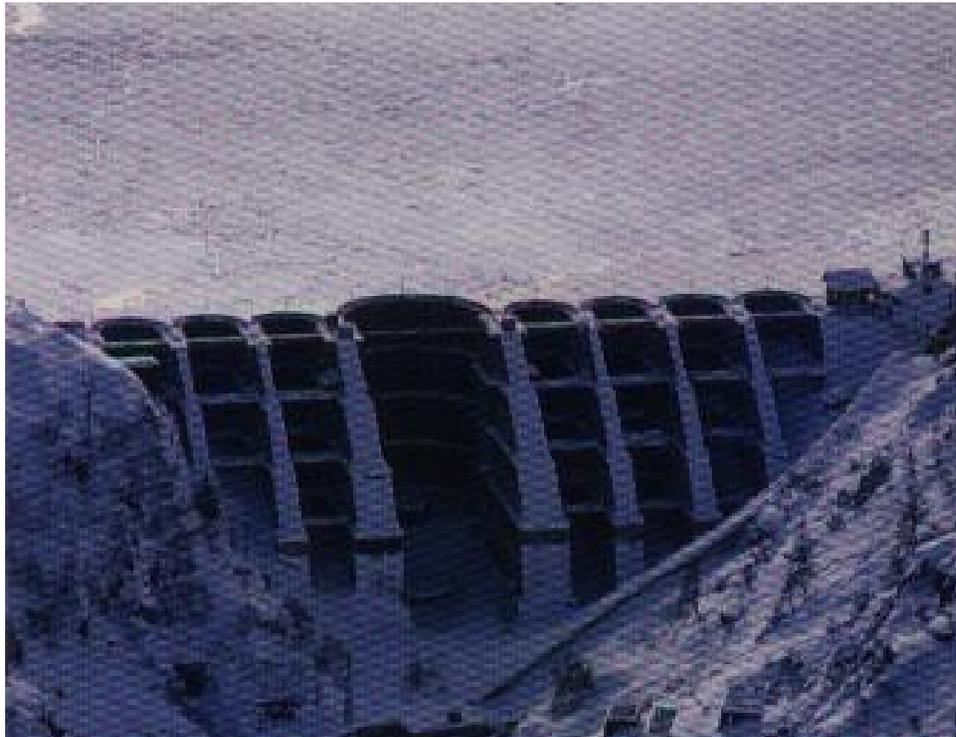
Fig. 4-2. Diga ad arco-gravità di Pieve di Cadore: a) planimetria; b) sezione longitudinale vista da monte; c) sezione trasversale in corrispondenza della massima altezza [91].



Nella **dighe a volte o a piastre**, la struttura è costituita da una serie di contrafforti affiancati, ai quali è affidata la stabilità dello sbarramento, collegati a monte da volte o da piastre.

Trattandosi di strutture molto leggere, la componente verticale della spinta idrostatica è esaltata diminuendo molto la pendenza del paramento di monte. Nei casi più estremi tale pendenza risulta uguale o anche minore di quella del paramento di valle.





Diga di Venina sul torrente Venina (Sondrio)

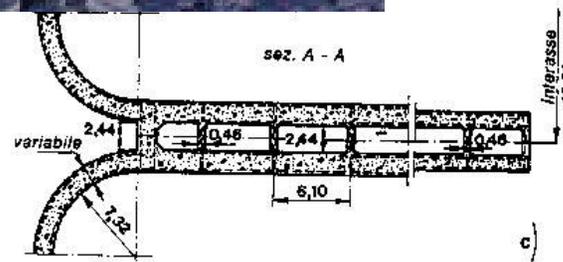
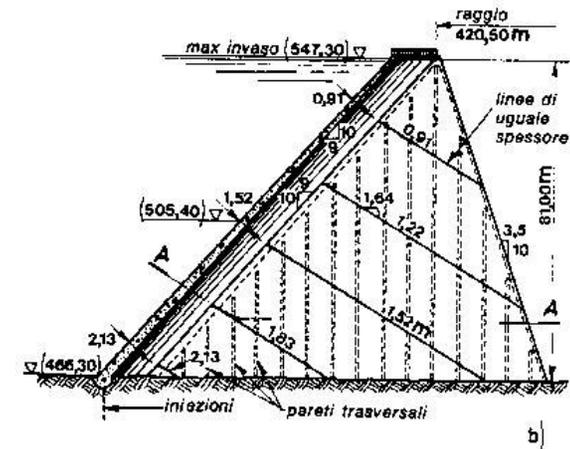
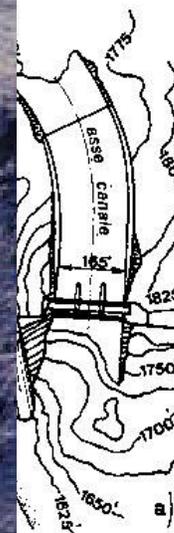


Fig. 4-4. Diga Bartlett (USA) a volte multiple: a) planimetria; b) sezione sull'asse di una volta; c) sezione di uno sperone [91].



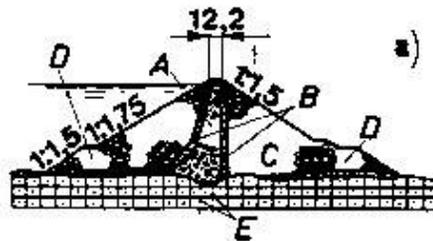
Sono costituite da un rilevato ottenuto sovrapponendo strati di terra e/o di pietrame, con un nucleo di tenuta interno, a formare una struttura di forma approssimativamente triangolare molto larga alla base rispetto all'altezza.

Possono dividersi in :

- **Dighe in terra omogenee**
- **Dighe in terra zonate**
- **Dighe in pietrame**

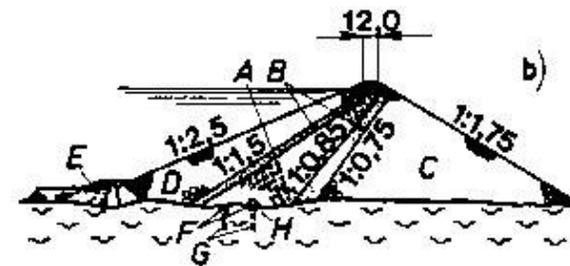
Avendo una notevole capacità di assecondare gli assestamenti della fondazione senza danni e di distribuire gli sforzi, sono indicate quando la roccia non sia compatta e particolarmente resistente.

Sono strutture che non sono tracimabili, in quanto facilmente erodibili e quindi soggette a conseguente crollo. Il R.I.D. prevede quindi franchi netti più elevati delle dighe in muratura (≥ 1.5 m) e l'assoluto divieto di disporre condotte di qualunque specie all'interno del rilevato.



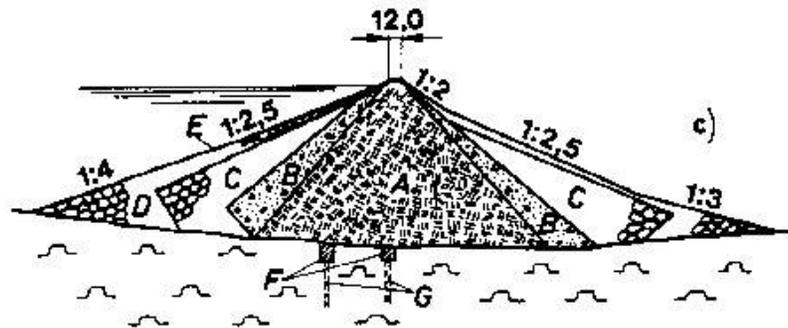
a) Akosombo (Ghana, 1965): $H = 112,9$ m; $L = 640$ m.

- A, nucleo di terra argillosa;
- B, filtri di sabbia;
- C, scogliera;
- D, avandiga e retrodiga;
- E schermo d'iniezioni.



b) Miboro (Giappone, 1960): $H = 131$ m; $L = 436$ m

- A, nucleo inclinato di limo;
- B, filtri;
- C, scogliera di granito;
- D, scogliera di grossi massi;
- E, avandiga;
- F, diaframmi in calcestruzzo;
- G, schermo d'iniezioni;
- H, galleria d'ispezione.

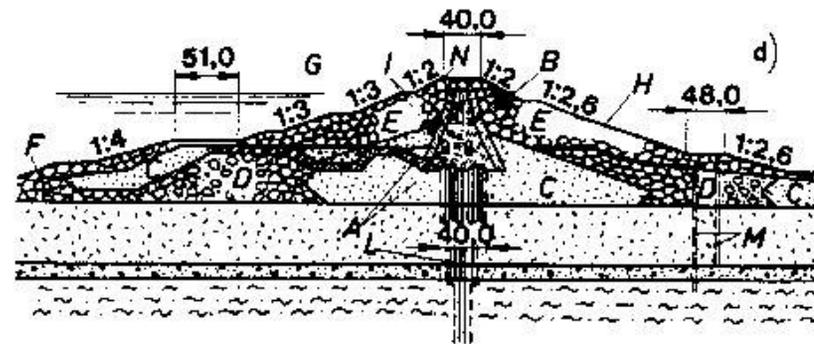


c) Trinity (USA, 1962): $H = 164$ m; $L = 745$ m.

- A, nucleo di limo;
- B, filtri di ghiaia sabbiosa naturale;
- C, scogliera di grossi massi;
- D, ciottoli;
- E, rivestimento di grossi scapoli di roccia;
- F, diaframmi in calcestruzzo;
- G, schermo d'iniezioni.

d) Assuan (Egitto, in costruzione): $H = 111$ m; $L = 3\,600$ m.

- A, nucleo e tappeto d'argilla;
- B, filtri a tre strati di sabbia grossa e frammenti di roccia;
- C, sabbia di duna compattata;
- D, scapoli di roccia superiori a 150 mm, con vuoti riempiti idraulicamente di sabbia;
- E, scogliera compattata con getti d'acqua;
- F, scogliera gettata sott'acqua;
- G, rivestimento in grossi scapoli di roccia;
- H, pavimentazione;
- I, tre gallerie in c.a.;
- L, schermo d'iniezioni profondo 180 m;
- M, fori di drenaggio;
- N, rivestimento in lastre di calcestruzzo.



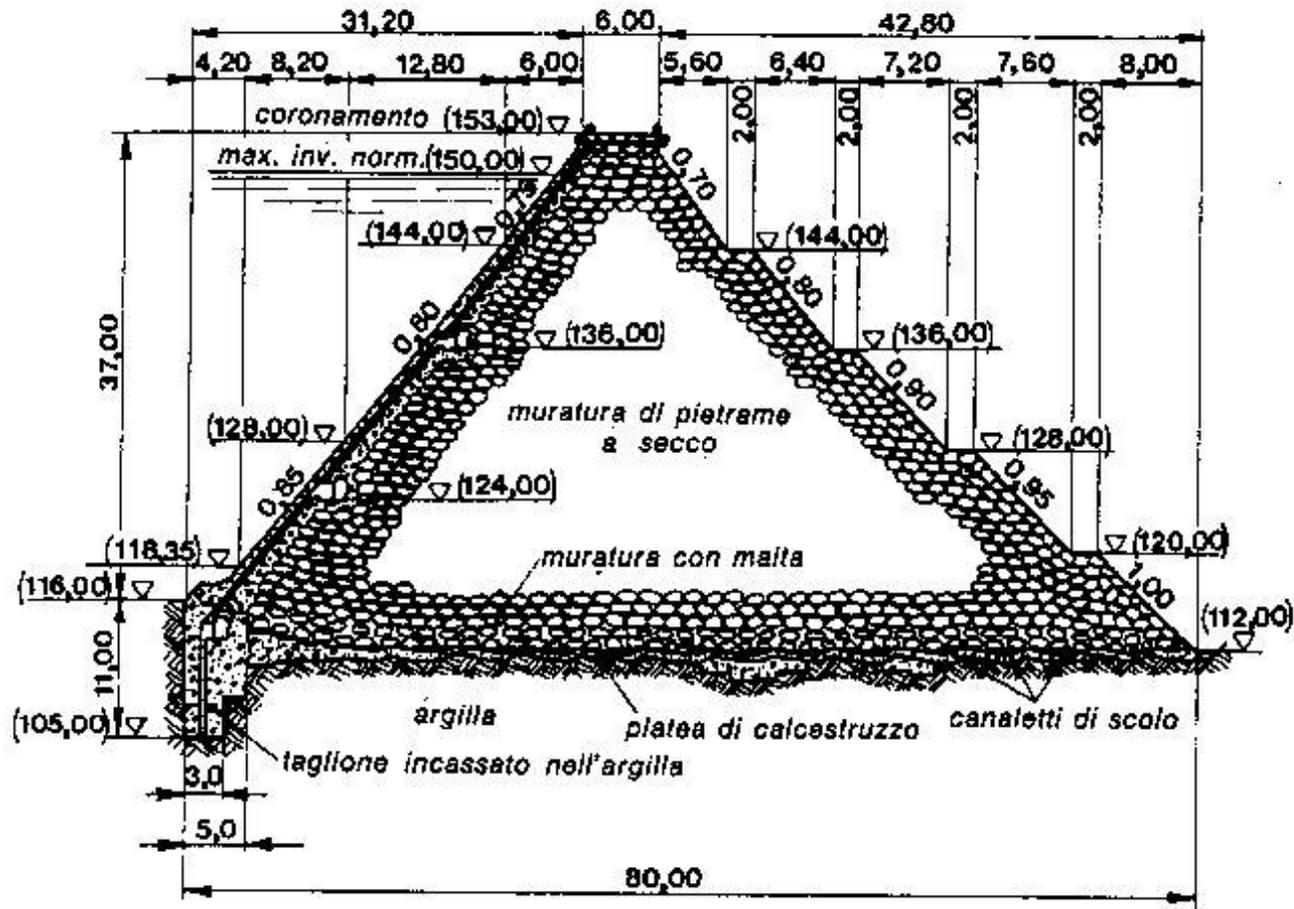


Fig. 2-22. Diga di Gela (Sicilia) di muratura di pietrame a secco [54].



COSTRUZIONI IDRAULICHE – 2° PARTE

 POLITECNICO DI MILANO



Scarichi delle opere di sbarramento

Prof. Gianfranco Becciu



Tipologia:

- Scarichi di superficie
- Scarichi di fondo
- Altri scarichi (alleggerimento, esaurimento, ecc.)

Norme generali:

A) D.P.R. n. 1363 del 1/11/59 (parte I) :

Capo I, art. 3 (Massima piena e organi di scarico):

La relazione idraulica dovrà giustificare il valore assunto per la portata della massima piena prevedibile, ai fini del dimensionamento degli organi di scarico, avuto presente che lo smaltimento delle piene dovrà essere affidato in misura prevalente agli scarichi di superficie i quali saranno preferibilmente disposti fuori del corpo dello sbarramento. Sarà ammessa l'adozione del tipo tracimabile quando non siano da temere erosioni al piede dello sbarramento, o siano state previste disposizioni atte a prevenirle. Sarà opportuno che la rispondenza di tali disposizioni sia stata controllata da prove su modello. La manovra degli organi di intercettazione degli scarichi dovrà essere effettuabile sia direttamente in posto, sia a distanza, e mediante almeno due fonti indipendenti di energia, oltre che a mano. Nel caso di serbatoi di notevole importanza, dovrà essere dimostrata la possibilità di attuarne il rapido svaso nell'eventualità di pericolo o di richiesta dell'autorità militare, con l'adozione, se necessario, di scarichi di alleggerimento; dovrà a tale fine essere allegato il diagramma orario di svuotamento con i calcoli relativi.

B) L.R. n. 8 del 23/3/98 e sue direttive di applicazione:

Allegato, Parte 2, par. 7.1, comma m):

La relazione idraulica deve contenere:.....gli schemi ed i calcoli idraulici relativi agli scarichi di superficie e di fondo...; in particolare devono essere calcolati il profilo adottato per la soglia di sfioro, il battente massimo sullo scarico di superficie corrispondente alla portata di progetto e la dimostrazione della sua compatibilità con il franco prescritto, il profilo adottato per lo scivolo e per il raccordo con il manufatto di restituzione in alveo, le caratteristiche idrauliche del manufatto di restituzione delle portate scaricate.....



Tipologia:

- Sfiatori a stramazzo
- Scaricatori a pozzo (calici, ecc.)
- Scaricatori a sifone
- Scaricatori con paratoie

Norme generali:

A) D.P.R. n. 1363 del 1/11/59 (parte I) :

— Capo I, art. 3 :

..... lo smaltimento delle piene dovrà essere affidato in misura prevalente agli scarichi di superficie i quali saranno preferibilmente disposti fuori del corpo dello sbarramento.

B) D.M.LL.PP del 24/3/82:

— art. C.6, comma a):

..... Il profilo di sommità del paramento di valle delle dighe tracimabili deve essere prescelto così che la vena sfiorante vi aderisca, senza depressioni, su tutta l'altezza, ovvero che se ne distacchi subito dopo la soglia sommitale, provvedendo in questo caso, con adeguati dispositivi, alla areazione al di sotto. In ogni caso sono da studiare, di norma con l'ausilio di modelli, le disposizioni protettive dalle erosioni alla base della struttura.

— art. G.1 (Dighe a volte o a solette poggiate su contrafforti):

..... Di regola è da escludere la tracimabilità. Qualora, in casi speciali, si ritenesse di doversi far ricorso, non è ammessa la caduta libera dell'acqua fra i contrafforti e dovrà essere previsto apposito elemento strutturale, opportunamente profilato ed appoggiato sui contrafforti, per sostenere la vena sfiorante per tutta l'altezza della caduta e ad esso faranno seguito dispositivi di dissipazione dell'energia, protettivi dalle erosioni della roccia di base.



B) D.M.LL.PP del 24/3/82 (continua):

– art. H.4 (Dighe in materiali sciolti):

..... La portata massima da scaricare per il più gravoso evento di piena previsto deve essere evacuabile unicamente con gli scarichi di superficie. Essi potranno essere costituiti da una o da più soglie libere ovvero da soglie libere o da soglie munite di paratoie automatiche. In questo secondo caso, considerata l'ipotesi di mancato funzionamento della paratoie, la portata pari ad almeno metà della massima che è previsto di scaricare per il più gravoso evento di piena, deve essere evacuabile con le soglie libere, ammesso peraltro che in tale condizione il franco netto si riduca a valori metà di quelli sopra indicati, fatto salvo il minimo di un metro. Ove quali sfioratori di superficie si intenda adottare il tipo a calice od analoghi, soggetti a saturazione, le dimensioni di essi dovranno essere tali che la quota di saturazione risulti superiore a quella di massimo invaso aumentata di due terzi del franco netto. Sfiatori di quest'ultima specie saranno oggetto di specifiche prove su modello. In ogni caso dovranno essere dotati di ampi condotti per l'alimentazione dell'aria al passaggio della corrente dal pozzo verticale o subverticale alla galleria suborizzontale e ad ogni altro punto di singolarità della corrente.



B) D.M.LL.PP del 24/3/82 (continua):

– art. H.4 (Dighe in materiali sciolti):

..... La portata massima da scaricare per il più gravoso evento di piena previsto deve essere evacuabile unicamente con gli scarichi di superficie. Essi potranno essere costituiti da una o da più soglie libere ovvero da soglie libere o da soglie munite di paratoie automatiche. In questo secondo caso, considerata l'ipotesi di mancato funzionamento della paratoie, la portata pari ad almeno metà della massima che è previsto di scaricare per il più gravoso evento di piena, deve essere evacuabile con le soglie libere, ammesso peraltro che in tale condizione il franco netto si riduca a valori metà di quelli sopra indicati, fatto salvo il minimo di un metro. Ove quali sfioratori di superficie si intenda adottare il tipo a calice od analoghi, soggetti a saturazione, le dimensioni di essi dovranno essere tali che la quota di saturazione risulti superiore a quella di massimo invaso aumentata di due terzi del franco netto. Sfiatori di quest'ultima specie saranno oggetto di specifiche prove su modello. In ogni caso dovranno essere dotati di ampi condotti per l'alimentazione dell'aria al passaggio della corrente dal pozzo verticale o subverticale alla galleria suborizzontale e ad ogni altro punto di singolarità della corrente.

C) L.R. n. 8 del 23/3/98 e sue direttive di applicazione: Allegato, Parte 2, par. 9.2, (Scarichi di superficie):

a) La portata di piena di progetto degli scarichi di superficie e di tutte le altre opere connesse viene assunta pari alla somma di:

- portata naturale di piena del bacino sotteso dallo sbarramento, valutata con riferimento ad un tempo di ritorno non inferiore a 100 anni ($T \geq 100$) per gli sbarramenti con altezza fino a 10 m e che diano luogo a volumi totali d'invaso fino a 100.000 m³, e con riferimento ad un tempo di ritorno non inferiore a 500 anni ($T \geq 500$) per gli sbarramenti con altezza superiore a 10 m (e fino a 15 m) o che diano luogo a volumi totali d'invaso superiori a 100.000 m³ (e fino a 1.000.000 m³);
- portata massima entrante nell'invaso dalle eventuali opere idrauliche in esso affluenti (canali di gronda, ecc.);



C) L.R. n. 8 del 23/3/98 e sue direttive di applicazione: Allegato, Parte 2, par. 9.2, (Scarichi di superficie):

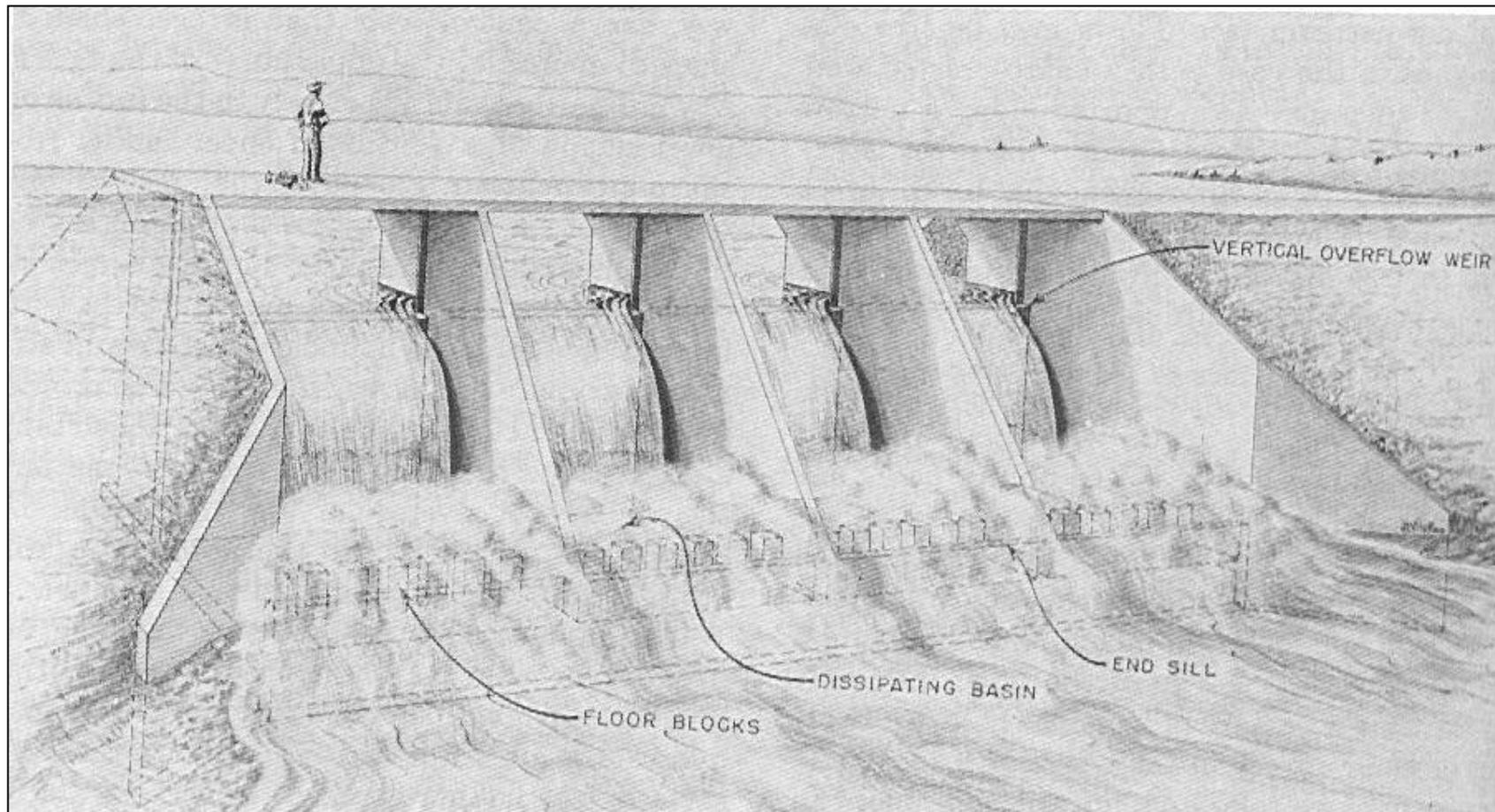
- b) l'eventuale effetto di laminazione svolto dall'invaso non deve essere messo in conto ai fini della determinazione della detta portata di progetto, eccetto che per gli invasi realizzati appositamente per la laminazione delle piene, di cui al precedente paragrafo 7.4;
- c) gli scarichi di superficie debbono essere realizzati con soglie fisse opportunamente sagomate, prive di organi mobili di intercettazione o regolazione. Il dimensionamento degli sfioratori deve essere tale da consentire lo smaltimento della portata di piena di progetto con un carico massimo (inteso come differenza tra la quota di massimo invaso e la sommità del ciglio sfiorante) che rispetti il franco prescritto. Per le nuove progettazioni non sono ammessi scaricatori del tipo a calice, a sifone autoadescante o di qualsiasi altro tipo comunque soggetto a saturazione (funzionamento in pressione);
- d) gli sbarramenti in materiali sciolti devono essere non tracimabili ed i loro scarichi di superficie devono essere realizzati con manufatti in muratura indipendenti dal rilevato; nel caso siano ad esso adiacenti o interconnessi, devono essere realizzati con tecniche di collegamento al rilevato tali da impedire l'innesco di sifonamenti lungo le superfici di contatto;
- e) per gli sbarramenti in muratura lo scarico di superficie può essere realizzato sullo stesso corpo dello sbarramento (sbarramento parzialmente tracimabile);
- f) se tuttavia, applicando questo criterio, la lunghezza dello sfioratore risultasse maggiore della stessa lunghezza del coronamento, si può ammettere che lo sbarramento sia interamente tracimabile; in questo caso il carico idraulico massimo sullo sfioratore deve presentare un franco rispetto all'intradosso di eventuali passerelle di servizio pari alla metà del franco prescritto. E' comunque da tenere presente il pericolo di ostruzioni dovuto ai corpi galleggianti, in relazione anche alle particolari caratteristiche della vegetazione esistente nel bacino diretto a monte dello sbarramento.
- g) il manufatto di sfioro deve in ogni caso essere dimensionato in modo da evitare che a valle della soglia insorgano fenomeni di depressione della corrente e/o fenomeni cavitativi, anche per i massimi valori della portata scaricata;
- h) la restituzione delle portate scaricate deve essere studiata in modo da evitare scalzamenti o comunque comportamenti dinamici della corrente non corretti al piede del corpo dello sbarramento, nonché erosioni pericolose dell'alveo o del canale evacuatore di valle.



Sfioratori di superficie frontali - 1

7

Sono essenzialmente costituiti da una soglia sfiorante, dalla quale la corrente cade libera nell'aria o è derivata da un canale a pelo libero che si sviluppa nella stessa direzione.





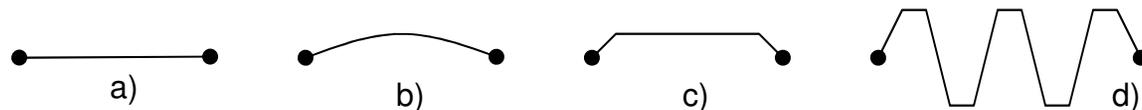
a) equazione per dimensionamento e verifica

Equazione d'efflusso da uno stramazzo

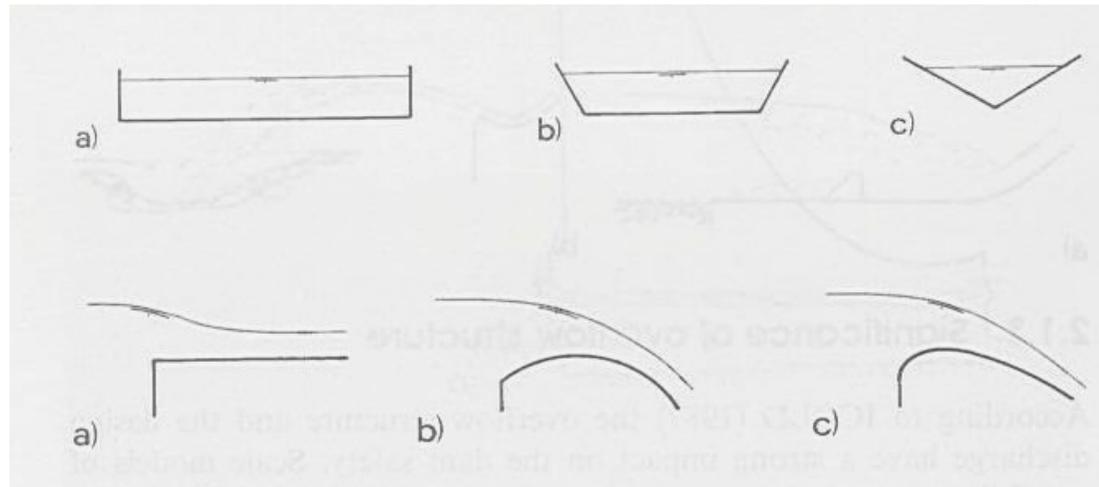
$$Q = \mu \cdot L_e \cdot h^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$$

b) forma della soglia

b1) vista planimetrica



b2) sezione longitudinale



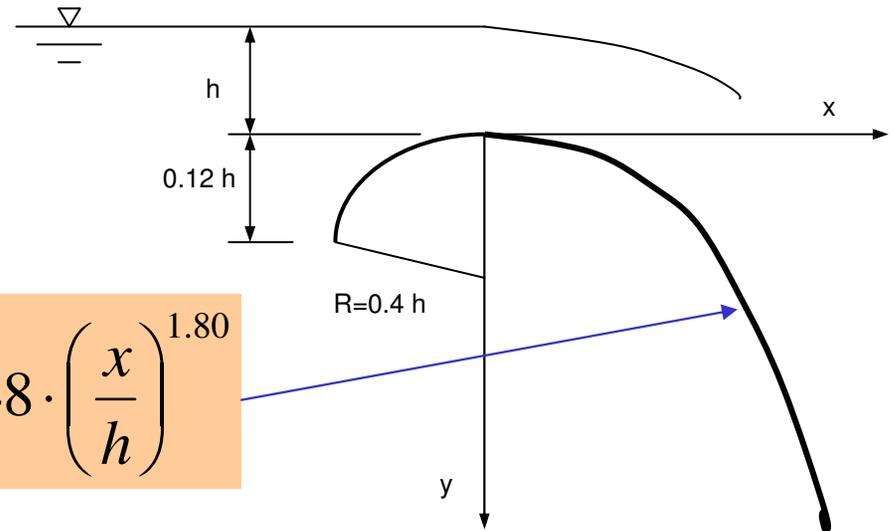
b3) sezione trasversale



c) profilo standard a valle

Il profilo standard di tipo Creager-Scimemi ha lo scopo di evitare il verificarsi di depressioni al disotto della vena effluente. E' definito dall'equazione:

$$\frac{y}{h} = 0.48 \cdot \left(\frac{x}{h} \right)^{1.80}$$



d) larghezza efficace

La larghezza efficace L_e da considerare è in genere inferiore alla larghezza complessiva L dello sfioratore a causa sia della possibile presenza di N pile lungo la soglia sfiorante, sia delle contrazioni che la vena liquida effluente subisce per effetto delle spalle della luce e delle suddette pile. Essa potrà quindi essere espressa dalla:

$$L_e = L - N \cdot L_p - 2 \cdot (k_s + N \cdot k_p) \cdot h$$

con k_s e k_p coefficienti dipendenti dalla forma delle spalle e delle pile. Indicativamente si può assumere per entrambi un valore pari a 0.1 per superfici a spigolo vivo, a 0.05 per superfici arrotondate, a 0 per superfici a ogiva.



e) coefficiente d'efflusso

E' variabile con la forma della soglia e con il carico idraulico h:

$$\mu = 0.385$$

larga soglia

$$\mu = 0.4$$

soglia in parete sottile

$$\mu = 0.48 \div 0.55$$

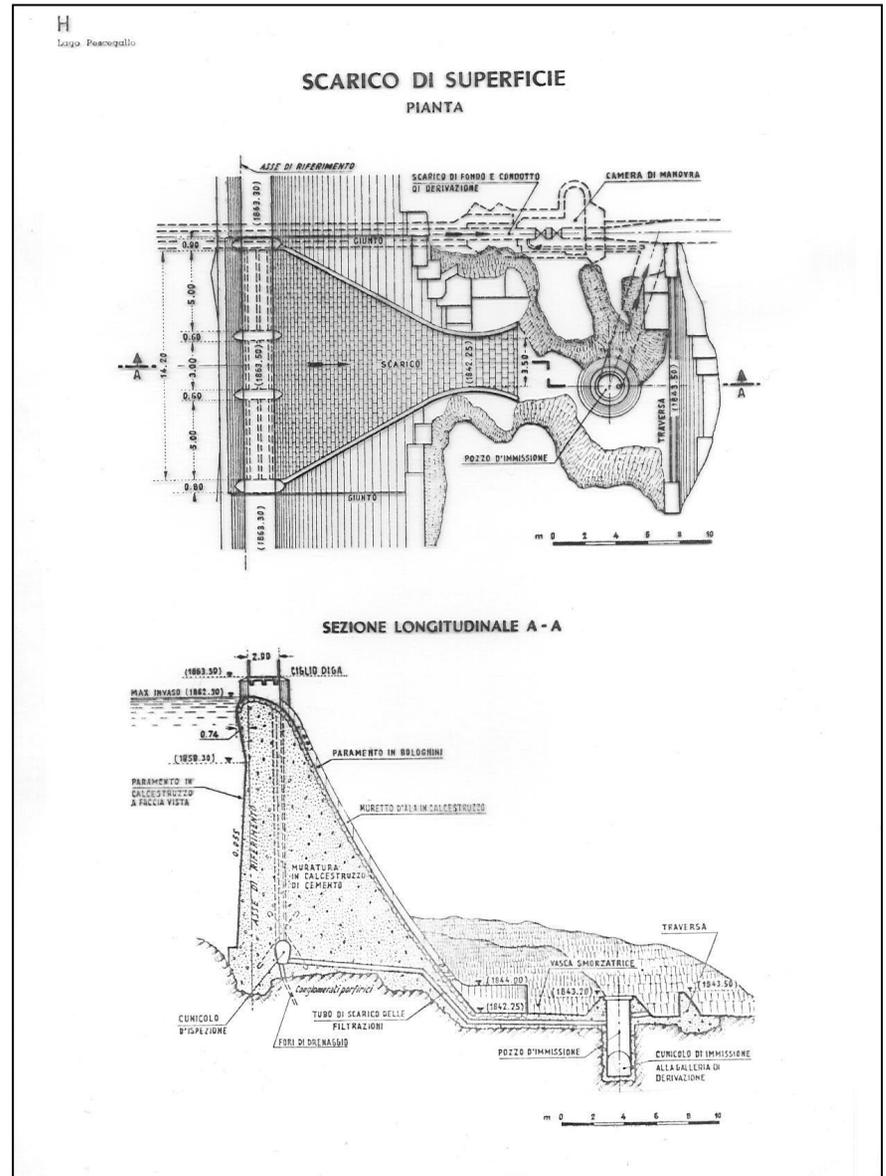
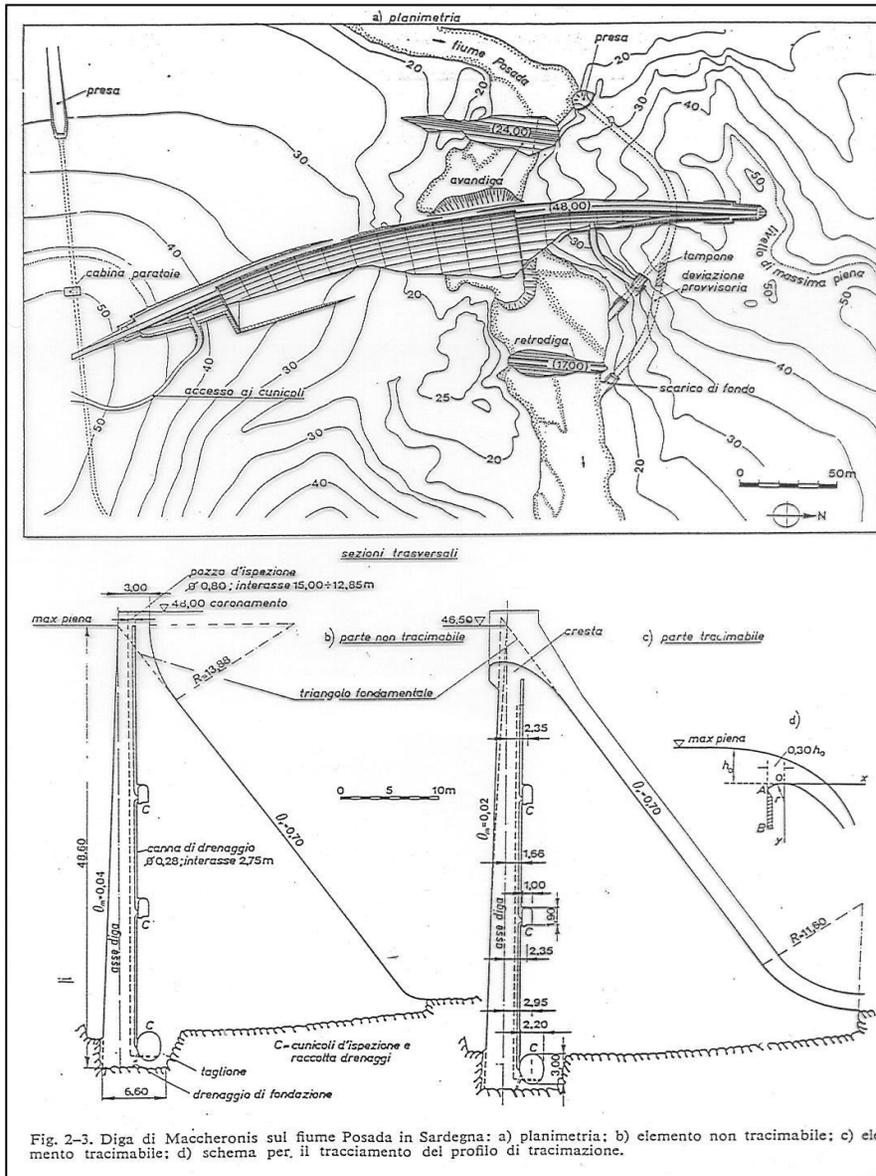
soglia con profilo standard di tipo Creager-Scimemi

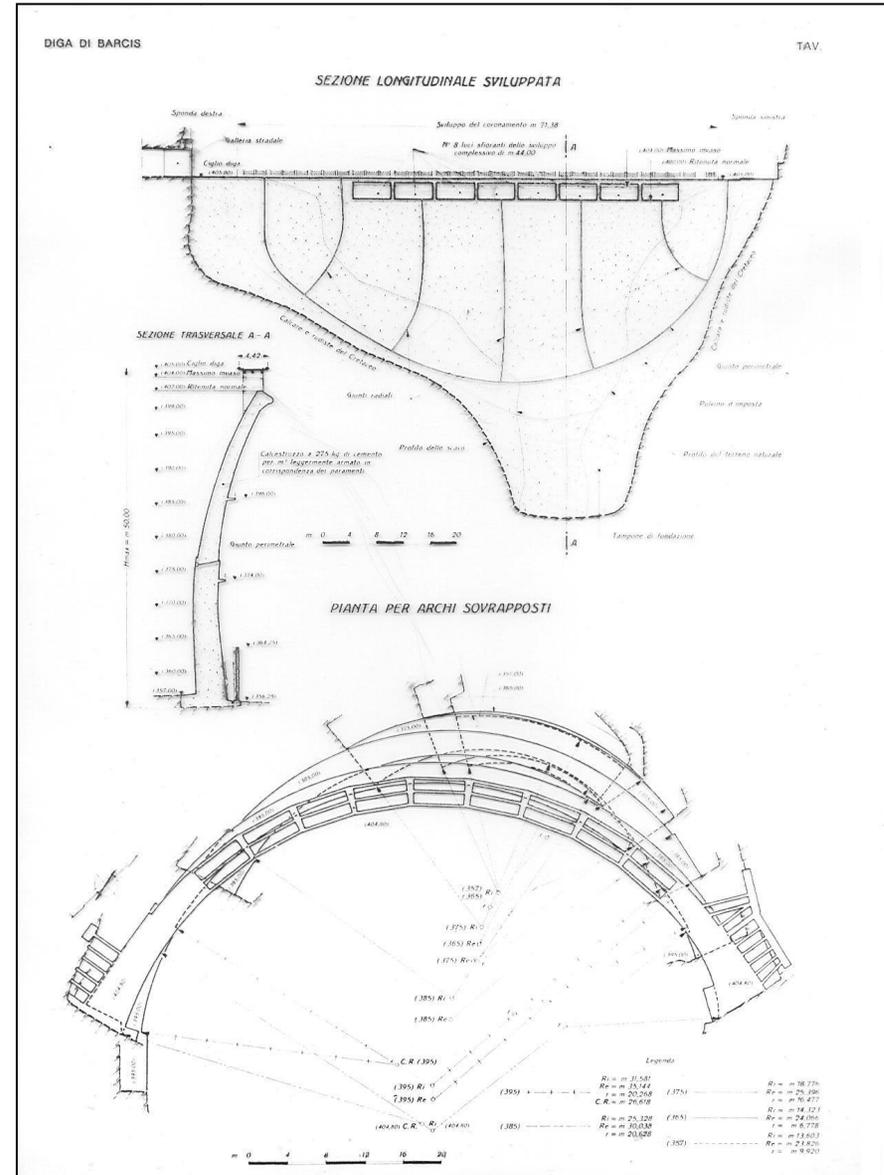
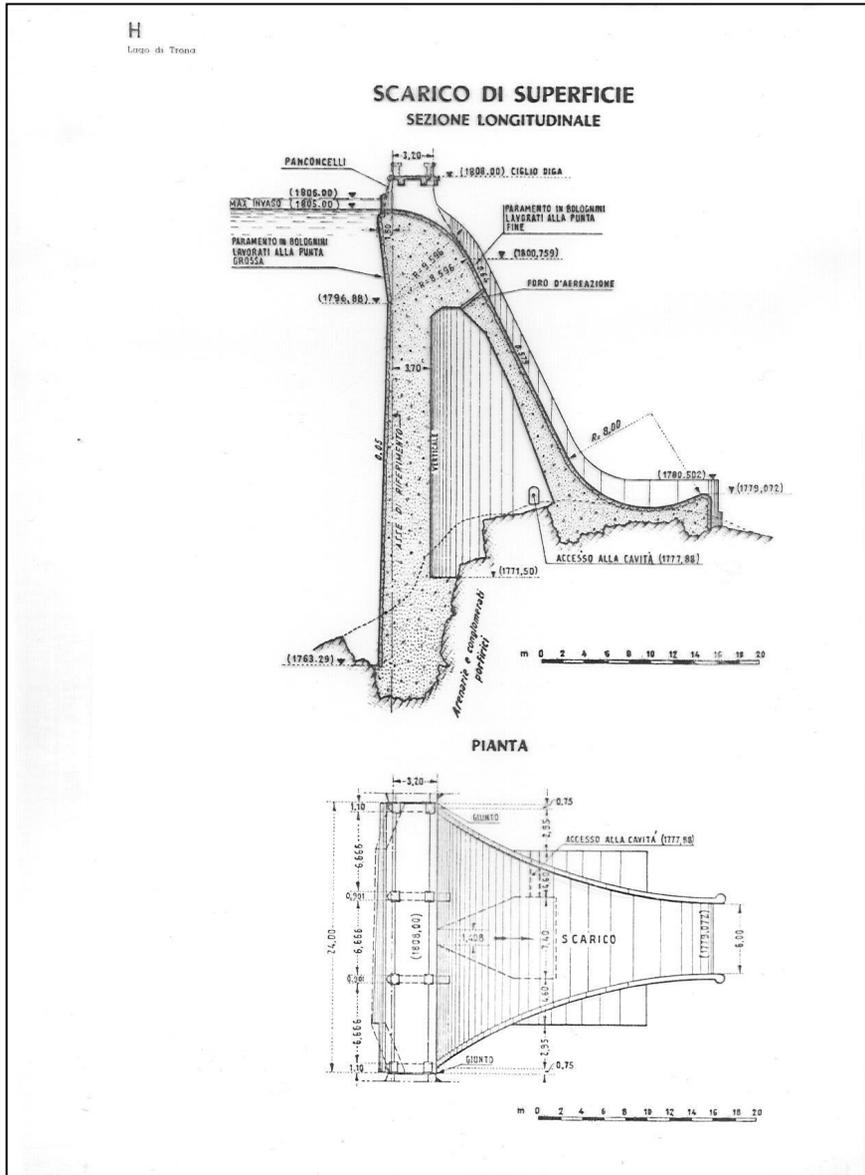
Per il profilo standard in generale sarà:

$$\mu = \frac{2}{3\sqrt{3}} \cdot \left[1 + \frac{4 \cdot \chi}{9 + 5 \cdot \chi} \right]$$

con $\chi = \frac{h}{h_d}$

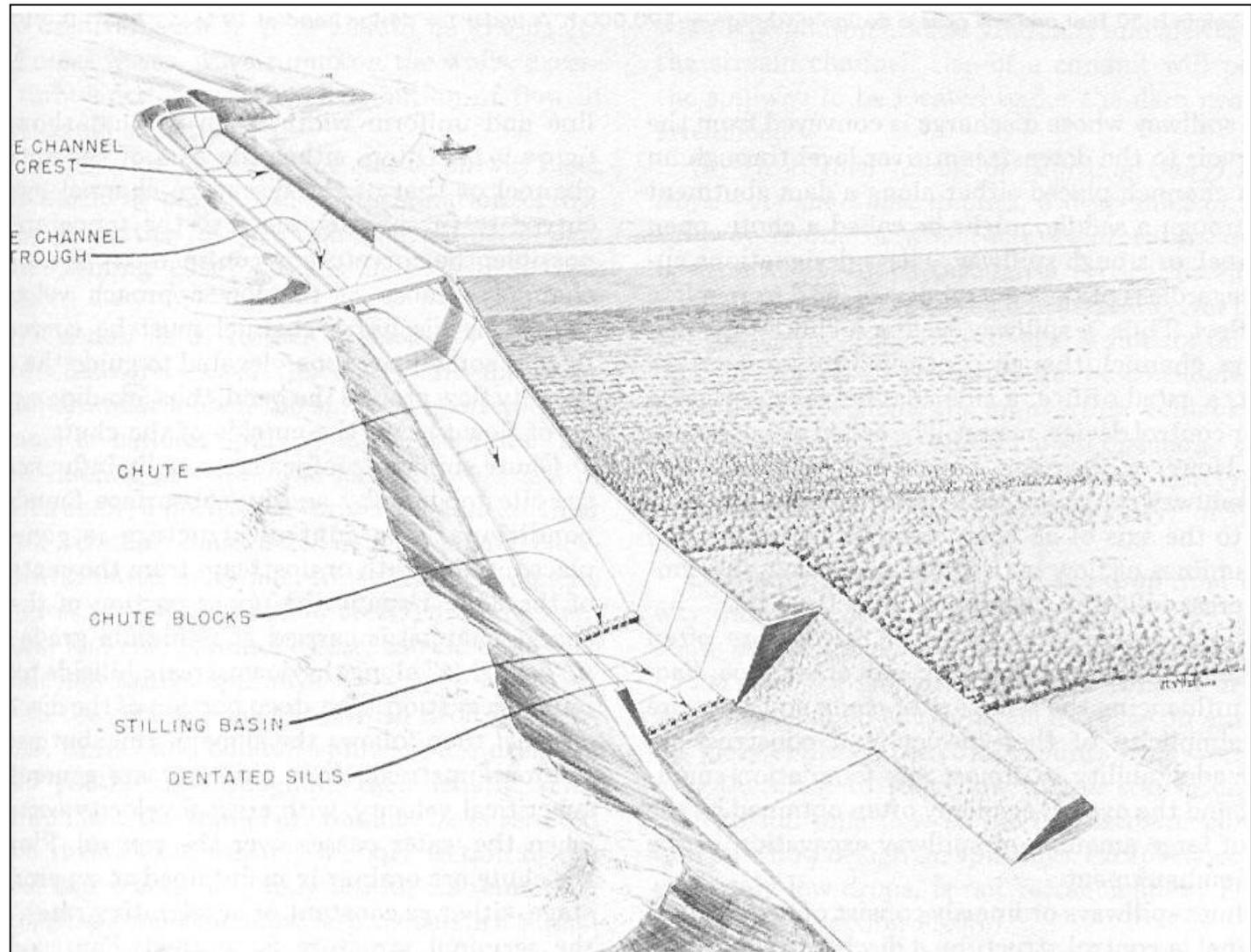
e h_d = carico idraulico di progetto







In questa tipologia il canale derivatore della portata sfiorata è in posizione trasversale rispetto alla soglia stessa, dando origine ad una corrente a portata variabile.





Il dimensionamento del canale è legato all'andamento del profilo monodimensionale della corrente lungo il canale derivatore, che può essere calcolato risolvendo numericamente l'equazione (Chow, 1959):

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - J - \left[2 - \frac{U \cdot \cos \phi}{V} \right] \cdot \frac{Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} + \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dx}}{1 - F^2}$$

dove

i = pendenza del fondo del canale derivatore

J = cadente piezometrica

$U \cdot \cos \phi$ = componente lungo il moto nel canale della velocità della portata sfiorata

V = velocità media della corrente nel canale derivatore

Q = portata della corrente nel canale derivatore

A = sezione trasversale della corrente nel canale derivatore

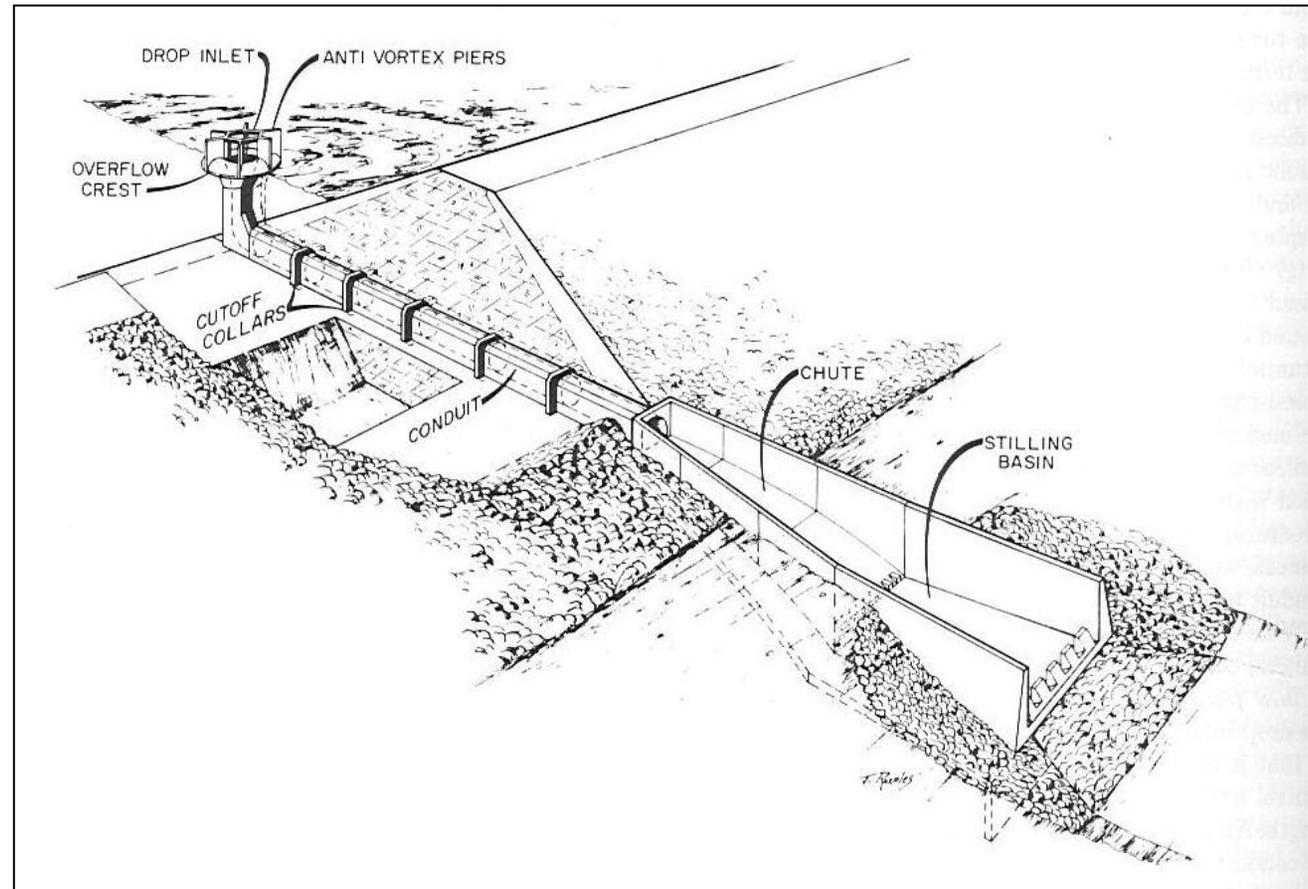
F = numero di Froude della corrente

In molti casi la sovrapposizione della corrente di sfioro laterale e della corrente nel canale derivatore porta alla formazione di moti a spirale che si discostano molto dal moto monodimensionale. Si possono quindi verificare altezze idriche maggiori di quelle calcolate con la precedente equazione. Questi effetti dovrebbero essere studiati su modello fisico.



Sono costituiti da una soglia sfiorante, solitamente di forma circolare (scaricatori a calice), che convoglia mediante un profilo a coppa la corrente in un condotto chiuso fortemente inclinato o spesso verticale (detto pozzo), seguito da una galleria di scarico sub-orizzontale.

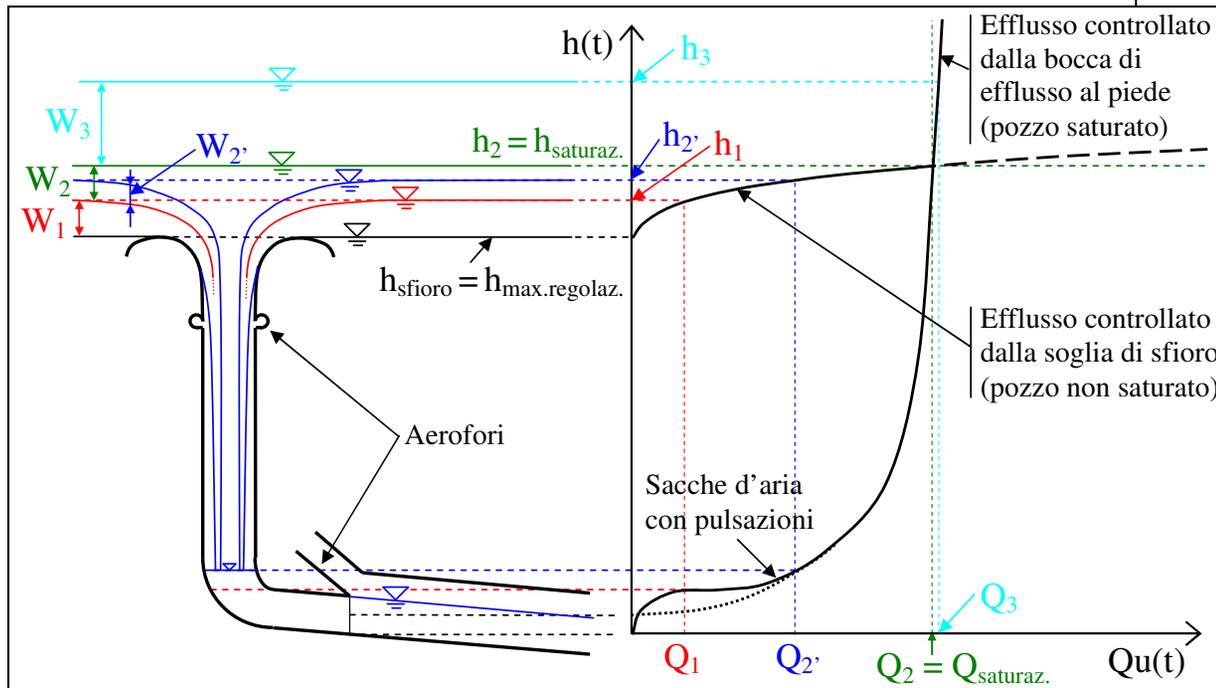
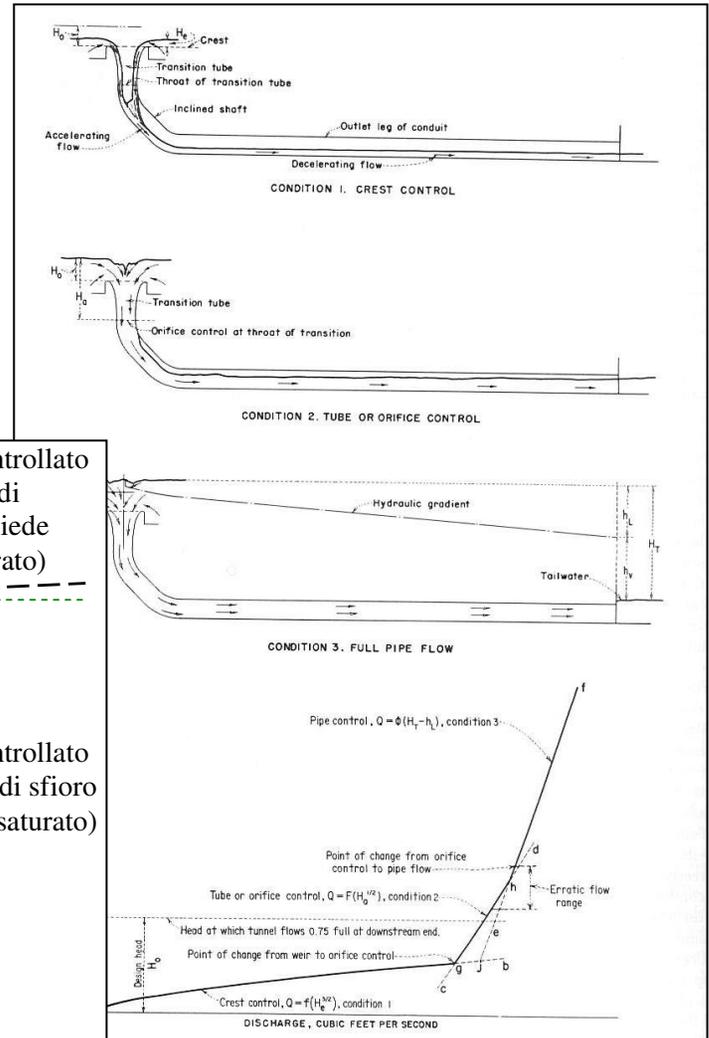
Per piccole portate il funzionamento idraulico è simile a quello delle luci a stramazzo, con la portata che risulta proporzionale al carico idraulico sulla soglia elevato a $3/2$.





Scaricatori a pozzo - 2

Con l'aumento della portata, però si può passare ad un funzionamento in pressione, con la creazione di una sezione di controllo nel pozzo o nella galleria. In questo caso la portata segue una legge di efflusso a battente, ossia proporzionale al carico idraulico sulla sezione di controllo elevato ad $1/2$.





a) soglia sfiorante

Si dimensiona con l'equazione di efflusso degli stramazzi.

$$Q = \mu \cdot L_e \cdot h^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$$

Nel caso di soglia circolare libera sarà $L_e = 2\pi R$. Il profilo a coppa che si raccorda al pozzo deve evitare il formarsi di depressioni al disotto della lama d'acqua sfiorante e ha quindi un andamento simile a quello standard degli sfioratori frontali, integrato spesso da un sistema di areazione.

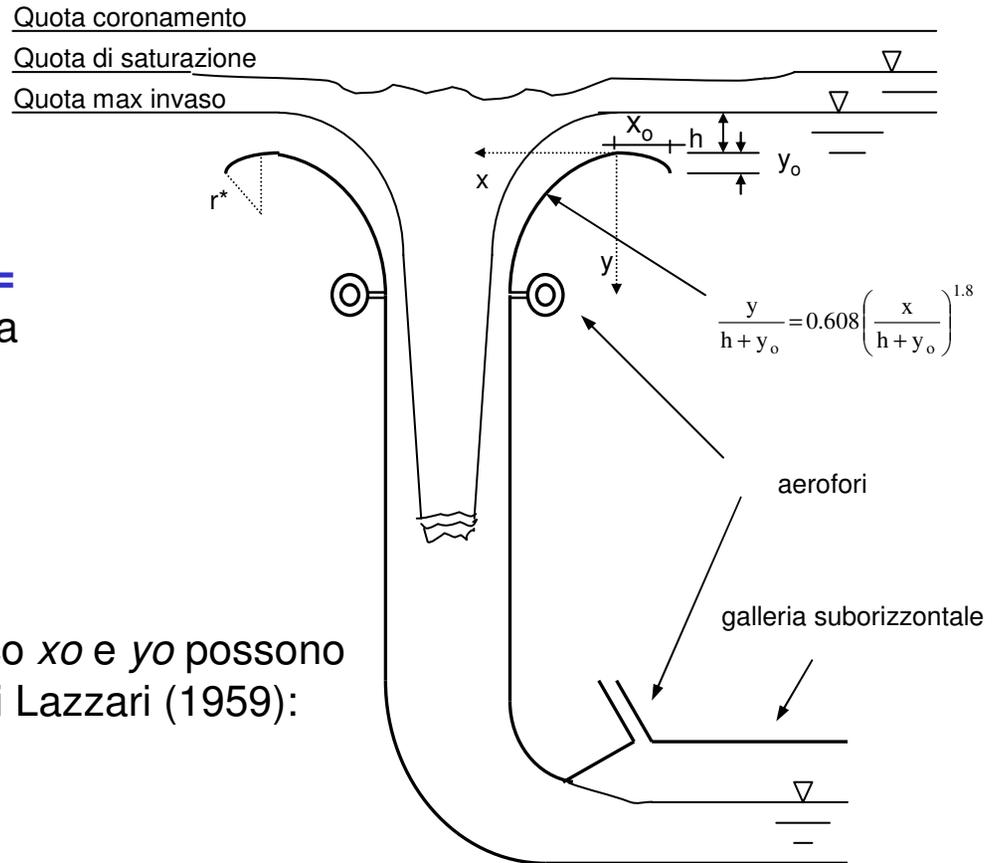
Le caratteristiche geometriche dell'imbocco x_0 e y_0 possono essere determinate mediante le formule di Lazzari (1959):

$$x_0 = 0.144 (h+y_0) + 0.011 (R+x_0)$$

$$y_0 = 0.055 (h+y_0) + 0.03 (h+y_0)^2 / (R+x_0)$$

Queste formule sono valide per $(h+y_0)/(R+x_0) = 0.1 \div 0.5$. Il coefficiente di efflusso μ può essere espresso dalla formula seguente, ricavata da indagini teorico-sperimentali su questo tipo di sfioratori (Lazzari, 1959):

$$\mu = 0.371 \cdot \left(\frac{R+x_0}{h_p+y_0} \right)^{0.05}$$





b) pozzo

Per un dimensionamento preliminare, il raggio del pozzo R_p può essere messo in relazione a quello dell'imbocco R mediante la (grandezze in m):

$$R_p = 1 + 0.1 \cdot R$$

E' comunque opportuno considerare sempre un raggio minimo pari a $R_p = 1.5$ m, se non sussistono pericoli di intasamento ad opera di materiale galleggiante. Il tratto di raccordo con la galleria suborizzontale dovrebbe avere un raggio di curvatura non inferiore a $6 \cdot R_p$.

Un dimensionamento più accurato deve basarsi sulla verifica idraulica dello scaricatore, tesa in particolare all'individuazione della quota di saturazione, che, a norma del D.M.LL.PP del 24/3/82 deve essere superiore alla quota di massimo invaso aumentata di 2/3 del franco netto.



c) galleria di scarico

Deve essere progettata come un canale a pelo libero, provvista di un adeguato franco non inferiore al 25% dell'altezza massima. Dimensionamento e verifica possono essere effettuati, in prima approssimazione, in condizione di moto uniforme mediante l'equazione di Chezy:

$$Q = A(h) \cdot \chi(h) \cdot \sqrt{R(h) \cdot i}$$

$$\chi(h) = K_s \cdot R(h)^{1/6}$$

dove, per esempio, si può considerare

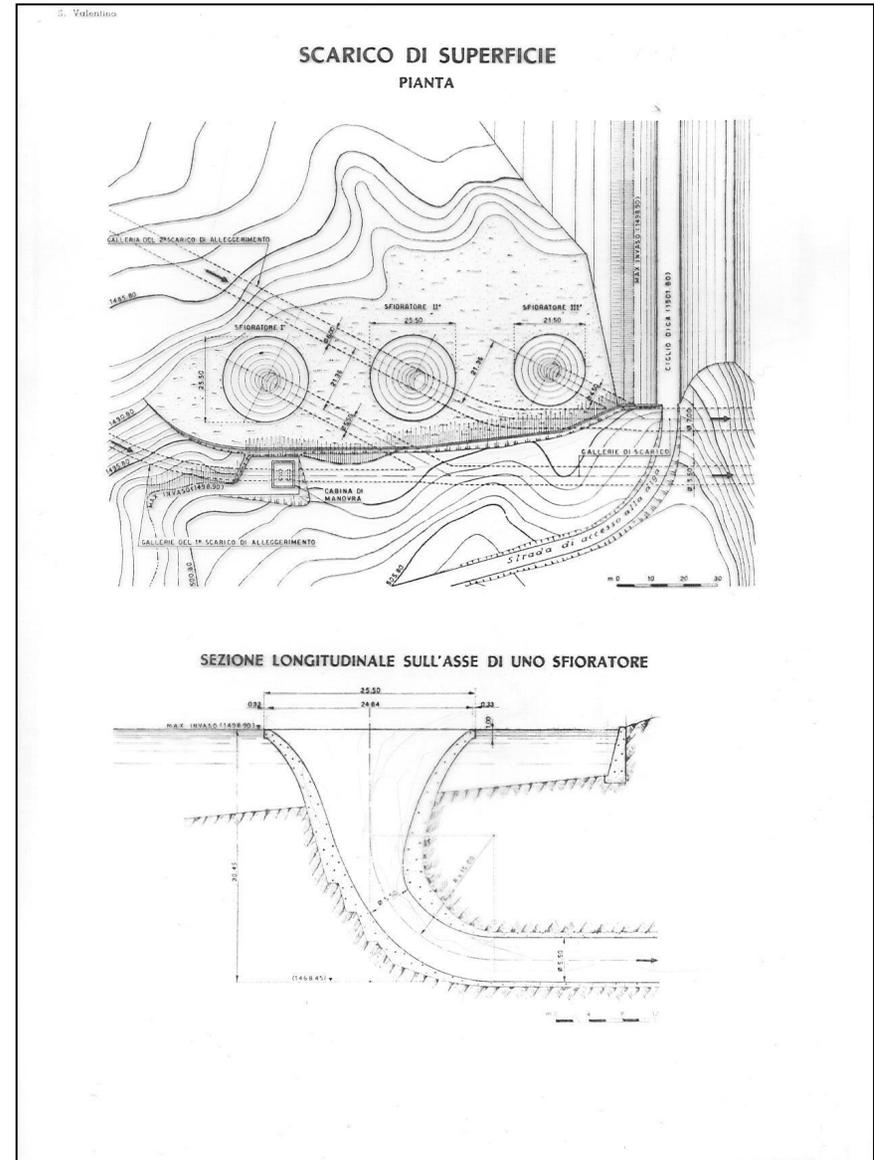
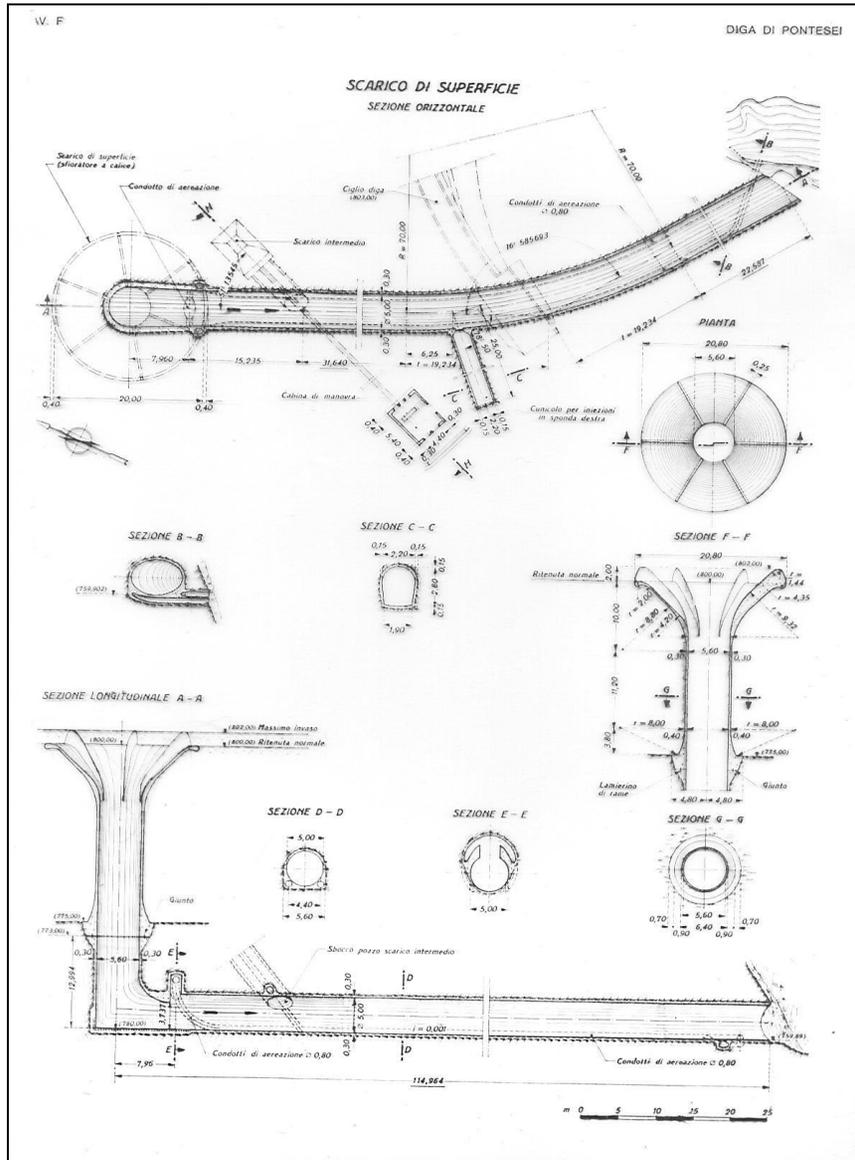
(Gauckler-Strickler)

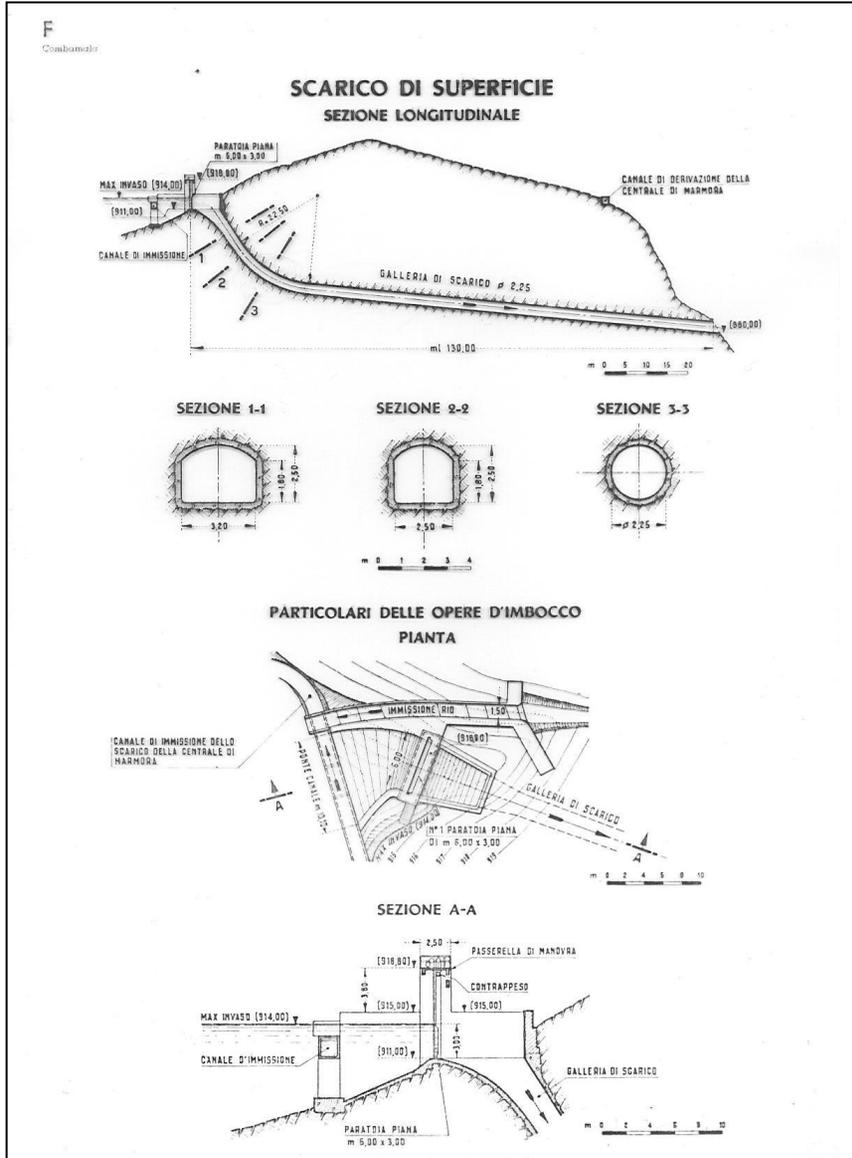
d) aerofori

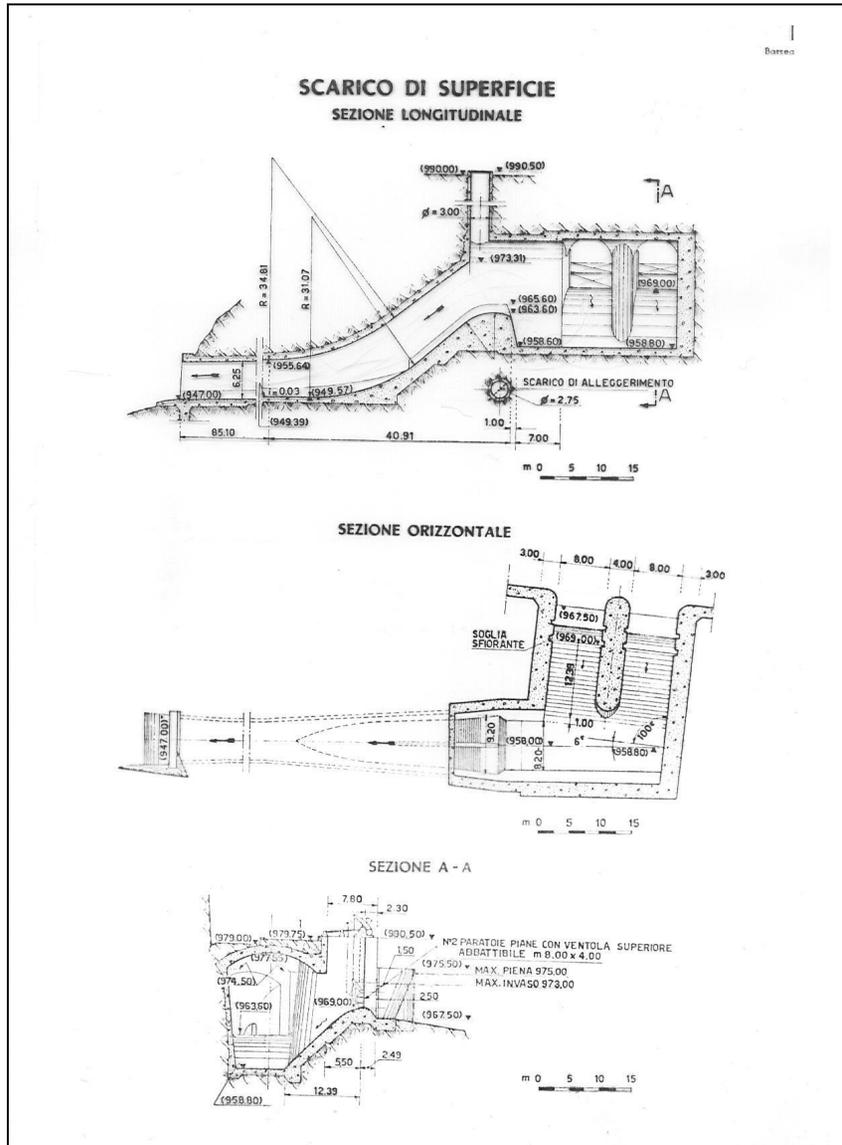
Devono garantire un adeguato approvvigionamento d'aria alla corrente nella galleria suborizzontale, tale che il moto si mantenga a pelo libero. La loro efficienza è maggiore se posti a monte del raccordo pozzo-galleria. Per il loro dimensionamento si può utilizzare la relazione empirica (U.S. Army Engineers) che esprime il rapporto tra le portate d'aria e d'acqua in funzione del numero di Froude di quest'ultima:

$$\beta = \frac{Q_{aria}}{Q} = 0.03 \cdot (F_r - 1)^{1.06}$$

Assumendo una velocità massima della corrente d'aria nell'aeroforo di 50 m/s, si possono definire le dimensioni di quest'ultimo.





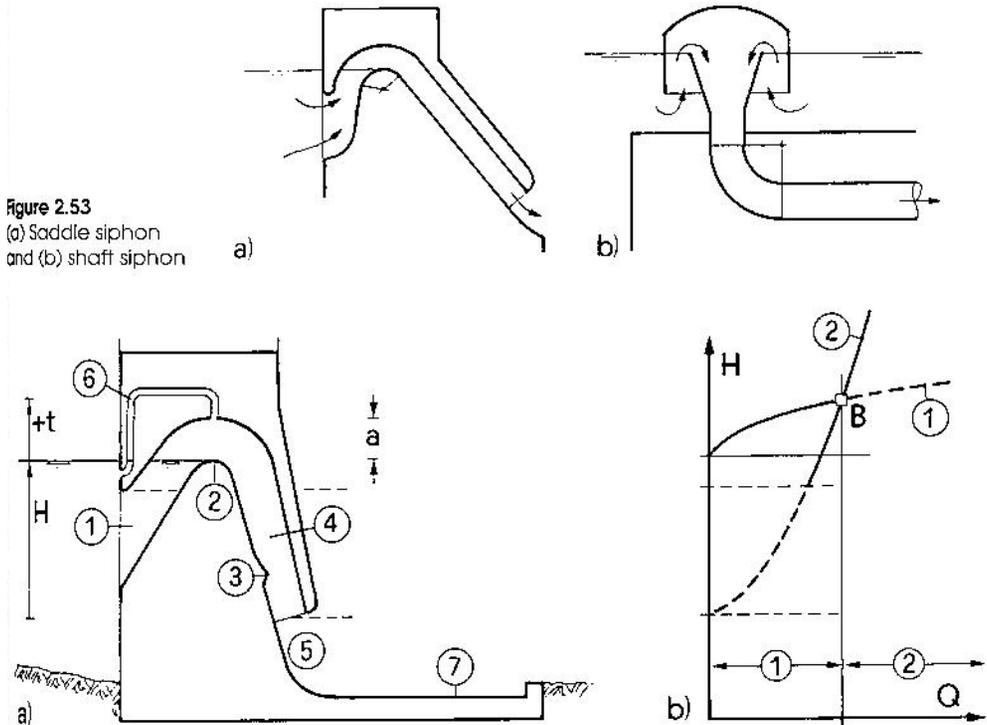




Sono costituiti da uno o più condotti di scarico, di sezione solitamente rettangolare, che presentano un primo tratto ascendente e poi un tratto successivo discendente. Essi funzionano prima a pelo libero e poi, dopo l'adescamento, a pressione. Quindi sono soggetti anch'essi al fenomeno della saturazione. Per il loro dimensionamento si fa riferimento principalmente alla massima portata scaricata in condizione di efflusso in pressione e quindi mediante l'equazione:

$$Q = a \cdot L \cdot \eta \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

Figure 2.53
(a) Saddle siphon
and (b) shaft siphon



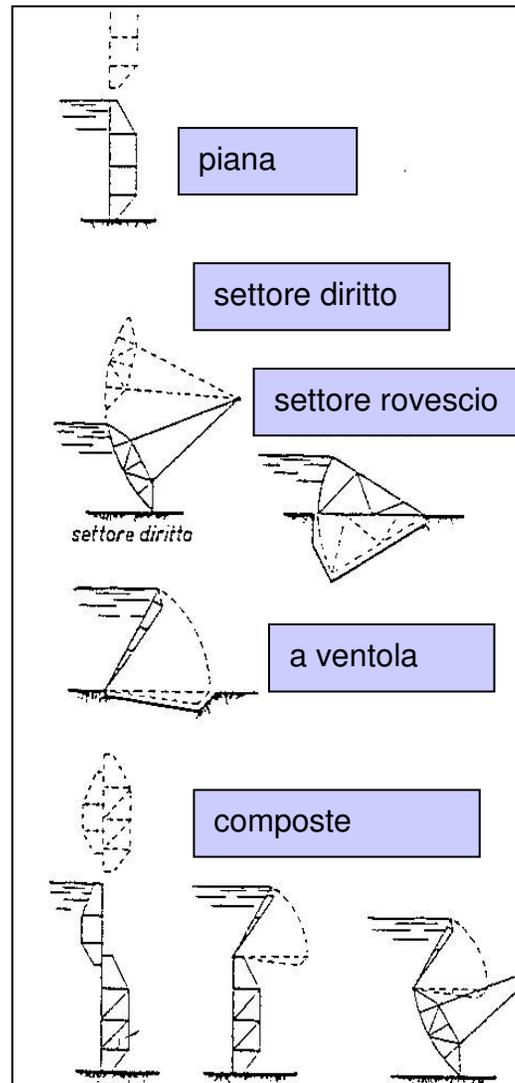
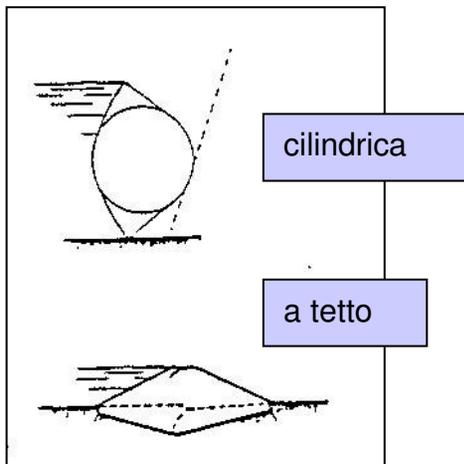
dove a ed L sono l'altezza e la larghezza del condotto in sommità, H è il dislivello tra il pelo libero a monte e la bocca di uscita, η l'efficienza dello scaricatore, dipendente dalle perdite di carico e solitamente compreso tra 0.7 e 0.9.

In qualche caso possono avere un piccolo condotto che mette in comunicazione la parte superiore con l'aria esterna e che consente una regolazione automatica della portata in relazione al carico idraulico.

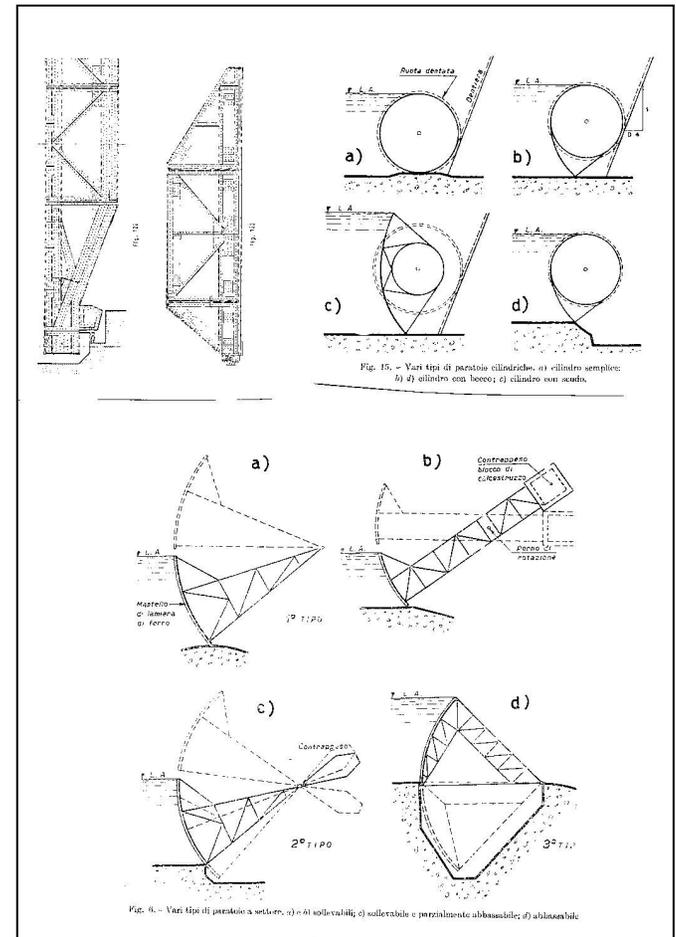


Consentono di scaricare le portate in eccesso anche senza un aumento del livello massimo normale dell'acqua a monte dello sbarramento (quota di massima regolazione).

Generalmente le paratoie che si adottano sono quelle piane, a settore, a ventola e composte. Le paratoie possono essere di tipo automatico, tali cioè da mantenere costante il livello dell'acqua a monte.



Tipi di paratoie



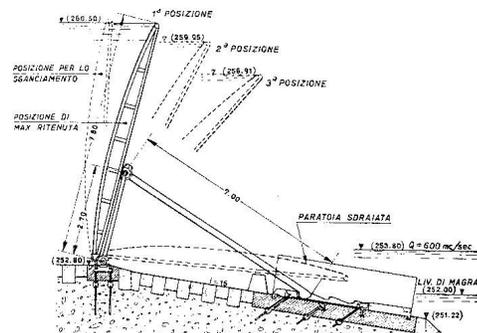


Fig. 21. - Ventola (a sportello) Aubert: larghezza di ogni ventola in 2,16, ritenuta in 7,70.

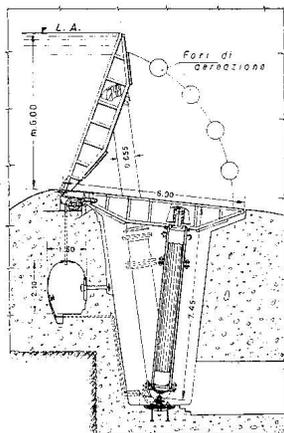


Fig. 22. - Ventola manovrata con martinetto idraulico nelle due posizioni estreme: luce in 5, ritenuta in 6.

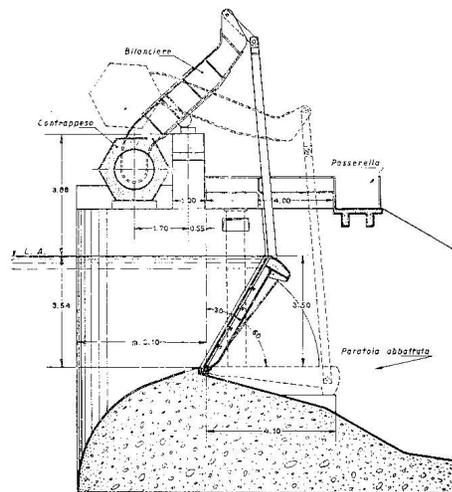


Fig. 18. - Paratoia a ventola normale con luce di m 9 e ritenuta di m 3,50 (Dasi-S. Giorgi).

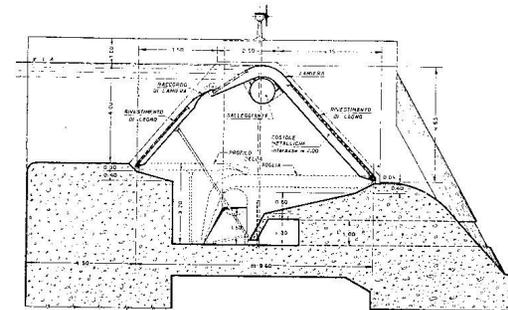
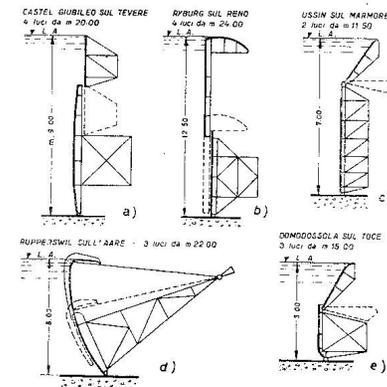
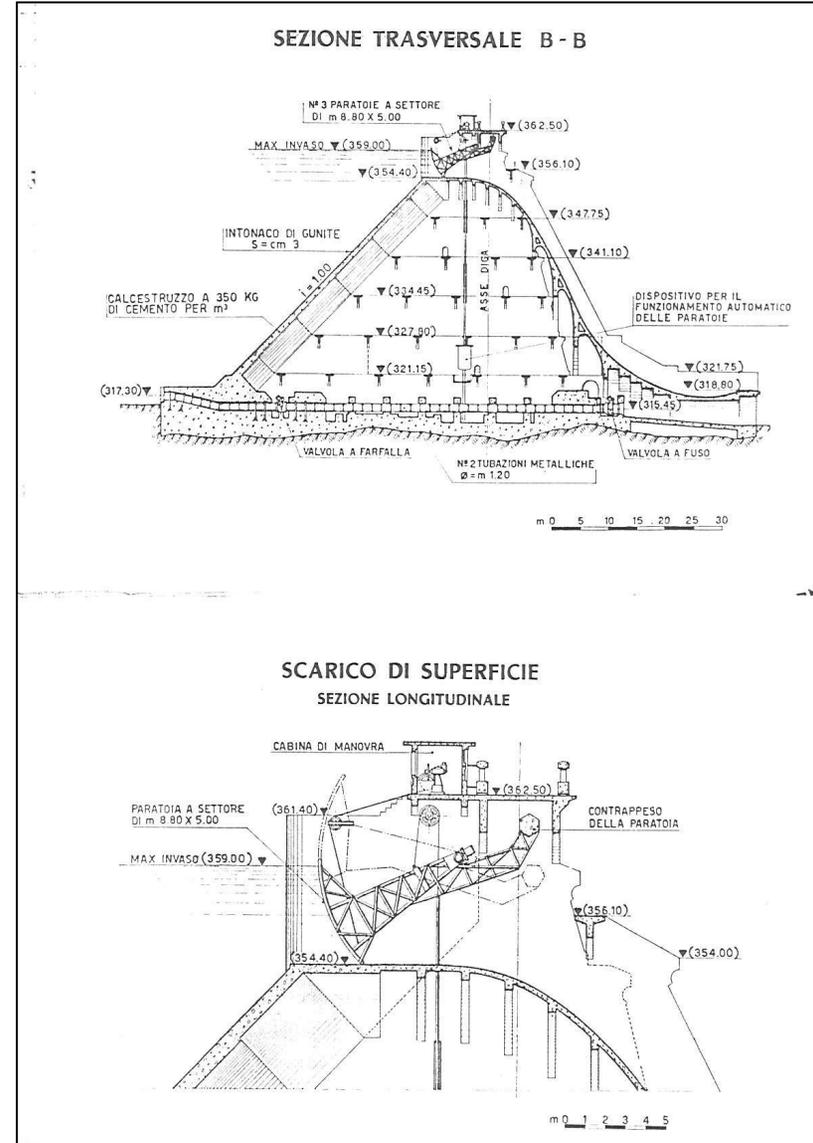
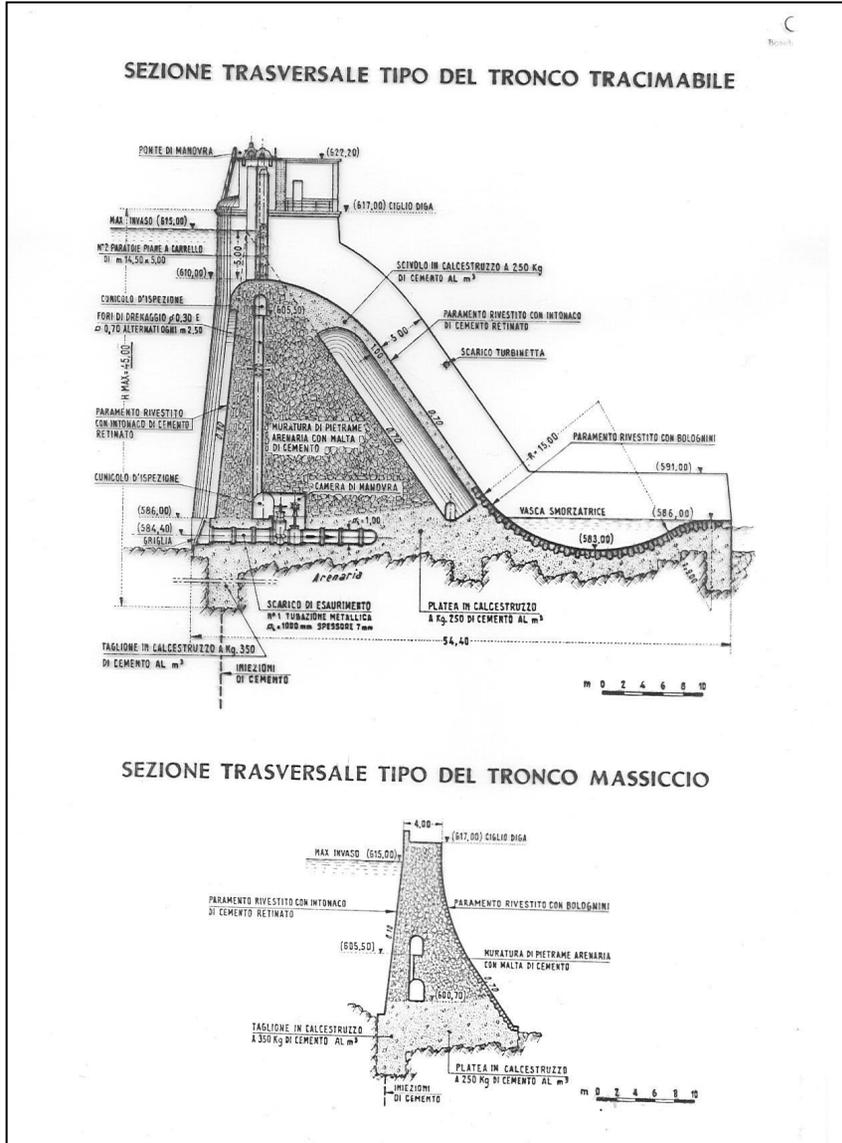
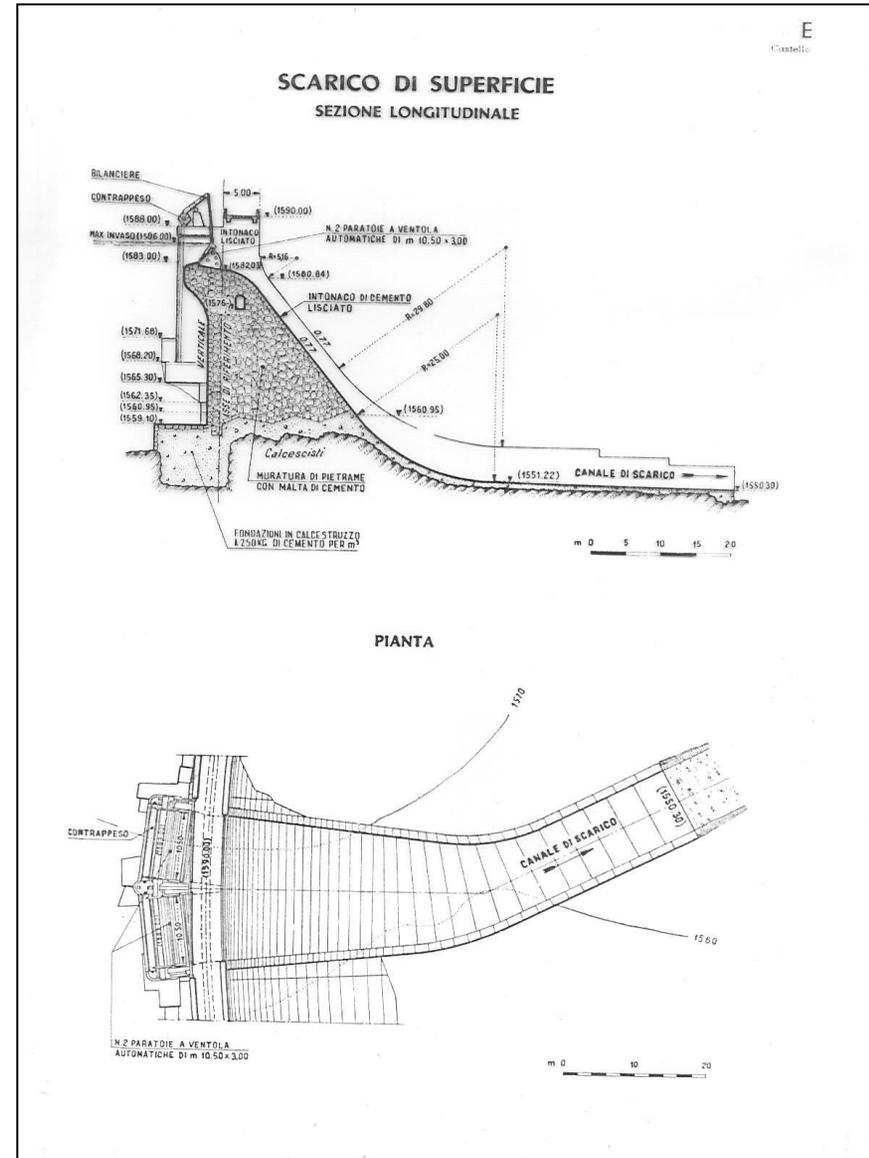
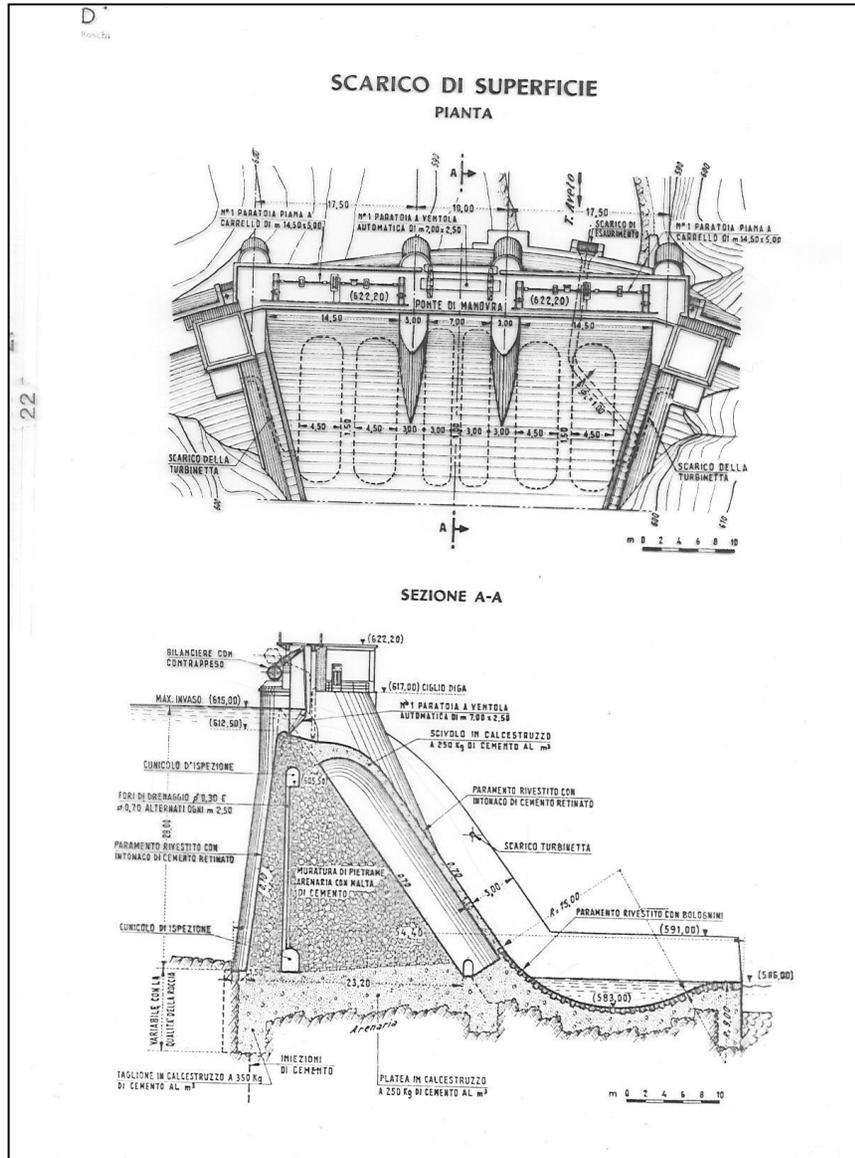


Fig. 24. - Paratoia a tetto con m 4 di ritenuta e luce di m 15 (Huber et Lutz).

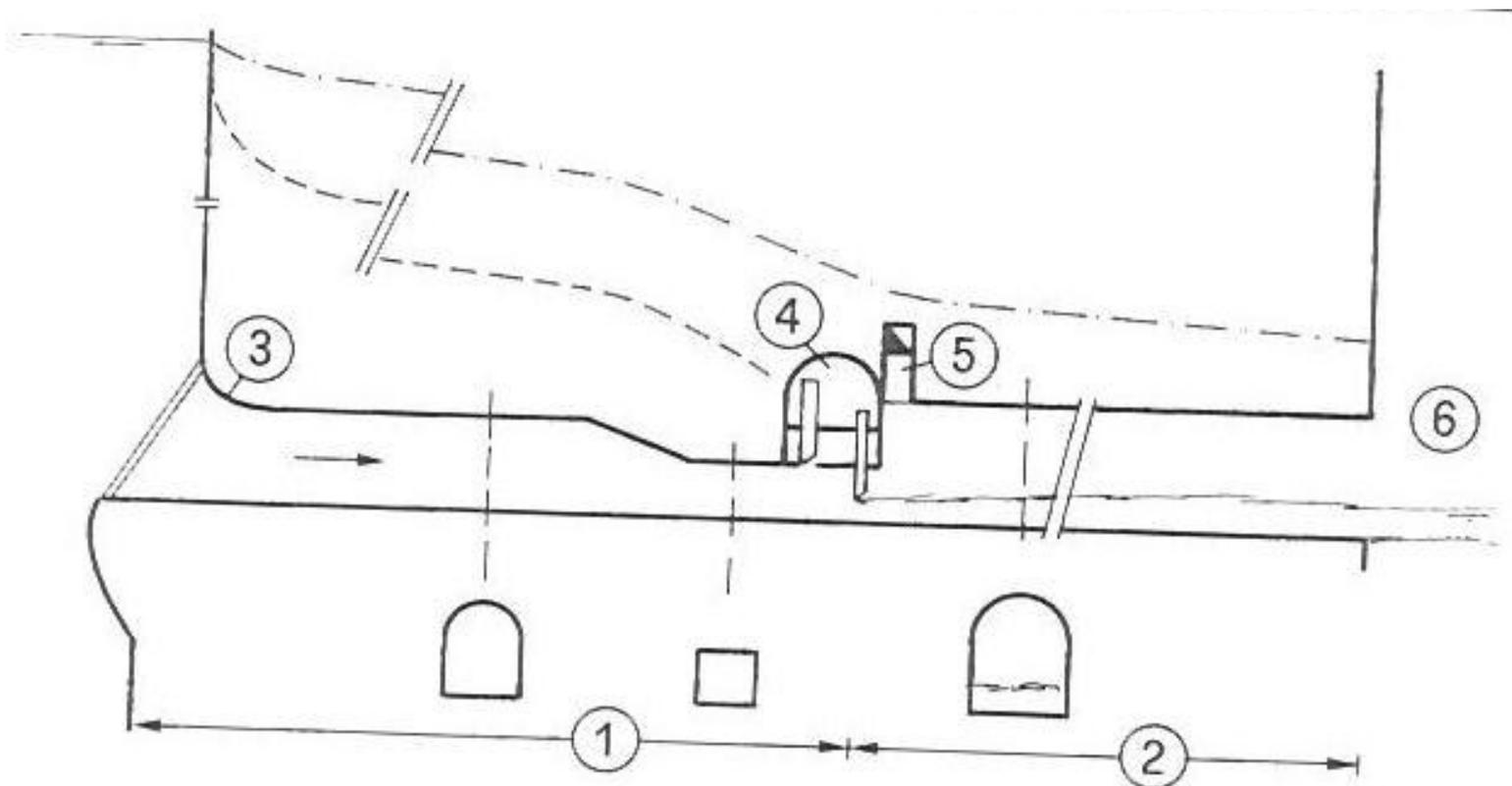








Sono costituiti generalmente da una galleria in pressione chiusa da una o più paratoie, seguita da una galleria a pelo libero, provvista generalmente di aerofori.





Dimensionamento idraulico

l'equazione di efflusso dello scarico può essere scritta nel modo seguente:

$$Q = C_c \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2g(H - H_e - C_c \cdot a - h_a)}$$

dove:

C_c = coefficiente di contrazione a valle delle paratoie

a = altezza della luce libera sotto le paratoie

b = larghezza della luce libera sotto le paratoie

H = carico idraulico sulla paratoia

$H_e = J \cdot L - \sum_i P_{ci}$ = perdite di carico fino alla sezione delle paratoie

h_a = pressione relativa dell'aria nella galleria a valle delle paratoie

Si procede solitamente ad un pre-dimensionamento di massima ipotizzando che le perdite di carico siano circa il 20% di H . In questo modo si determinano le dimensioni della galleria in corrispondenza delle paratoie (luce libera). Le dimensioni della luce d'imbocco e della galleria in pressione sono invece stabilite in base alle velocità massime ammissibili, dipendenti dal tipo di rivestimento e che generalmente è meglio non superino i 12 m/s. Stabilite le caratteristiche geometriche dello scarico e delle paratoie, si analizzano con maggiore precisione le perdite di carico e quindi si determina la legge d'efflusso reale, verificando che consenta lo svuotamento del lago a monte nei tempi stabili (generalmente 24 ÷ 72 ore). Per il dimensionamento della galleria a pelo libero a valle delle paratoie valgono le stesse considerazioni fatte per gli scaricatori a pozzo.

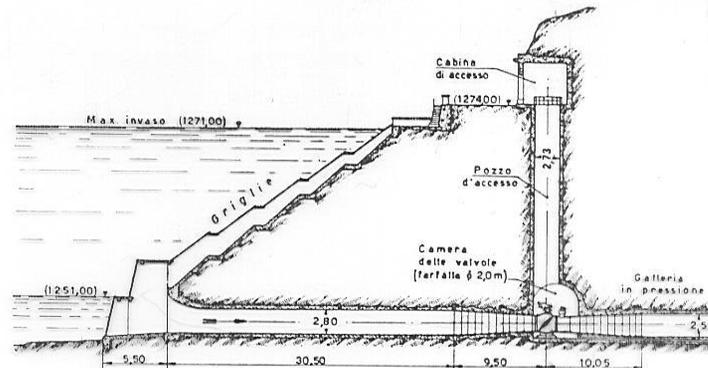
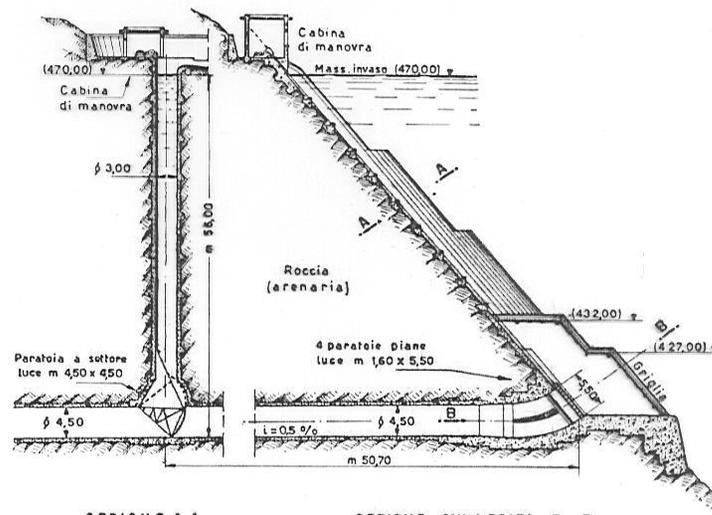


Fig. 15. - Serbatoio Ampollino. Opera di presa. Portata massima 16 mc/sec.



SEZIONE A-A

SEZIONE SVILUPPATA B-B

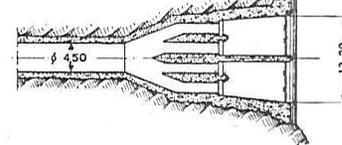
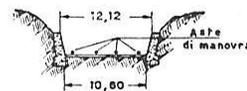
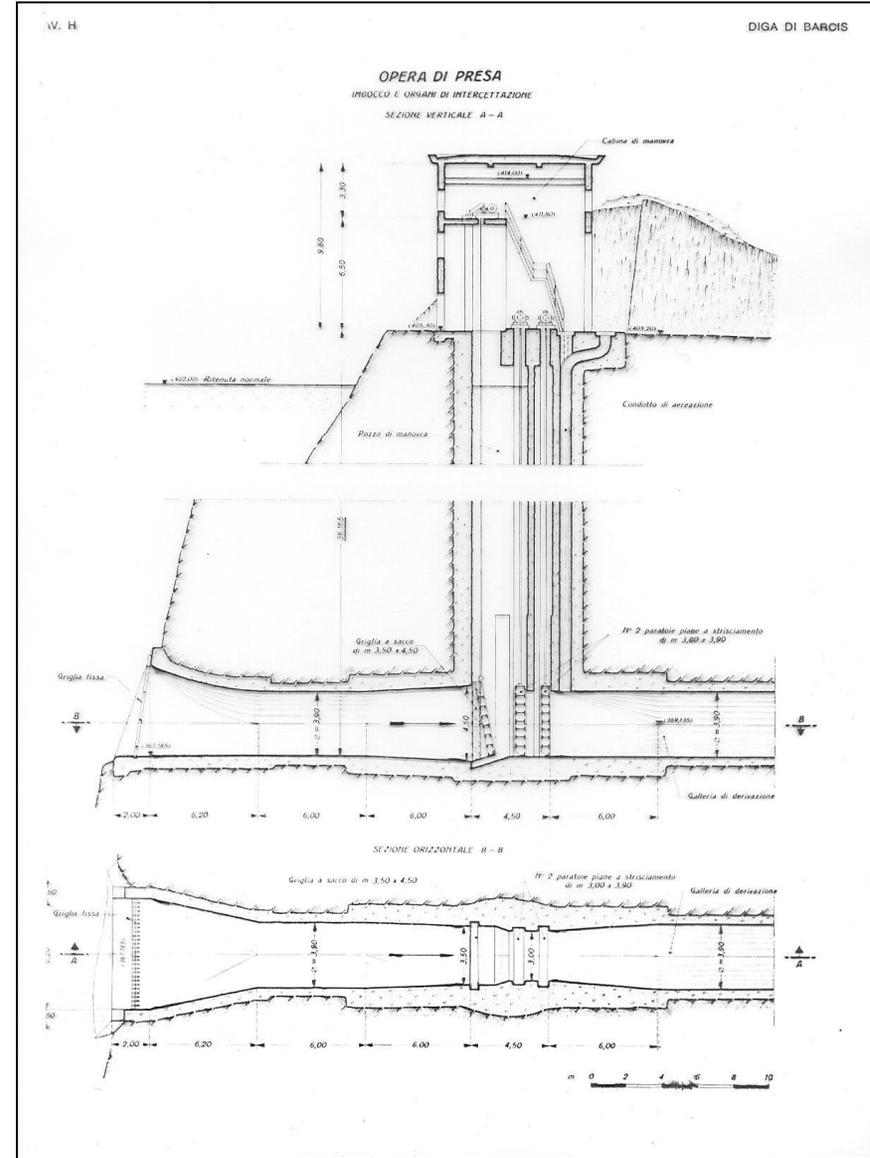
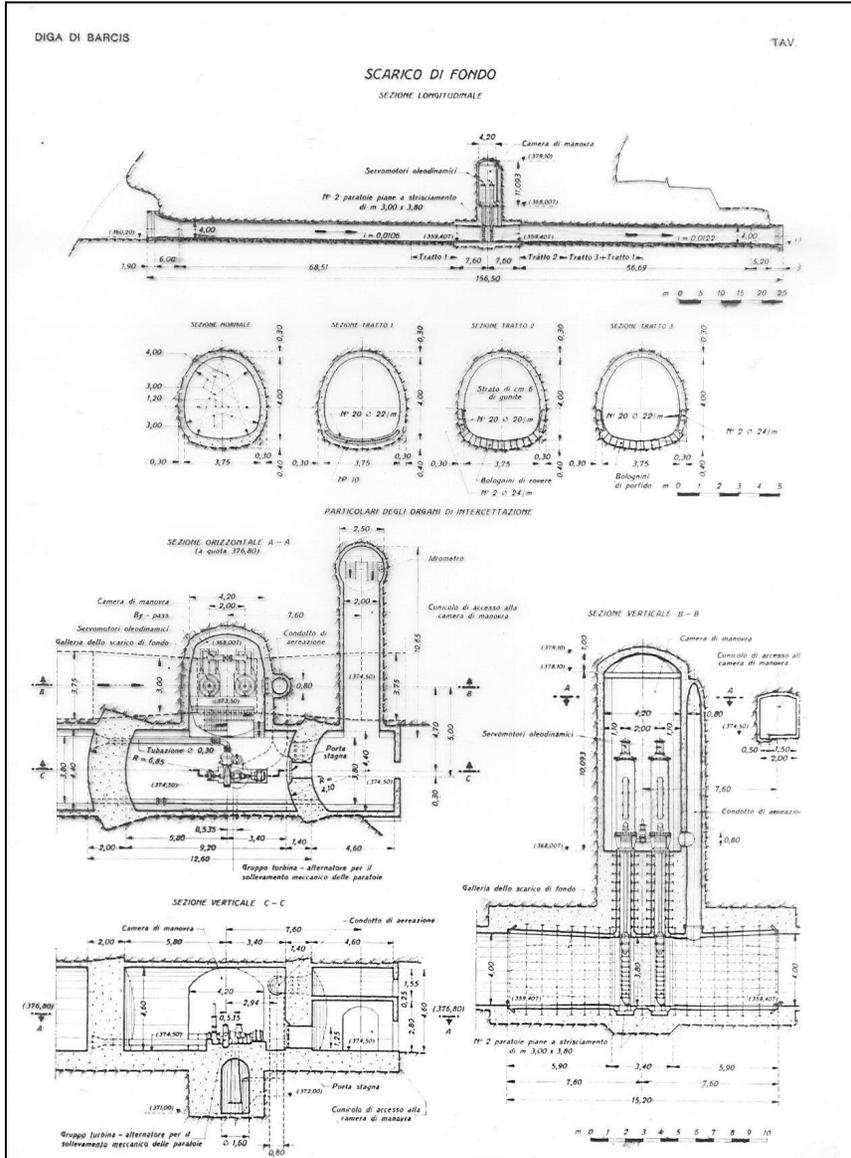


Fig. 16. - Serbatoio di Suviana. Opera di presa. Portata massima 60 mc/sec.





COSTRUZIONI IDRAULICHE – 2° PARTE

 POLITECNICO DI MILANO



Opere di dissipazione

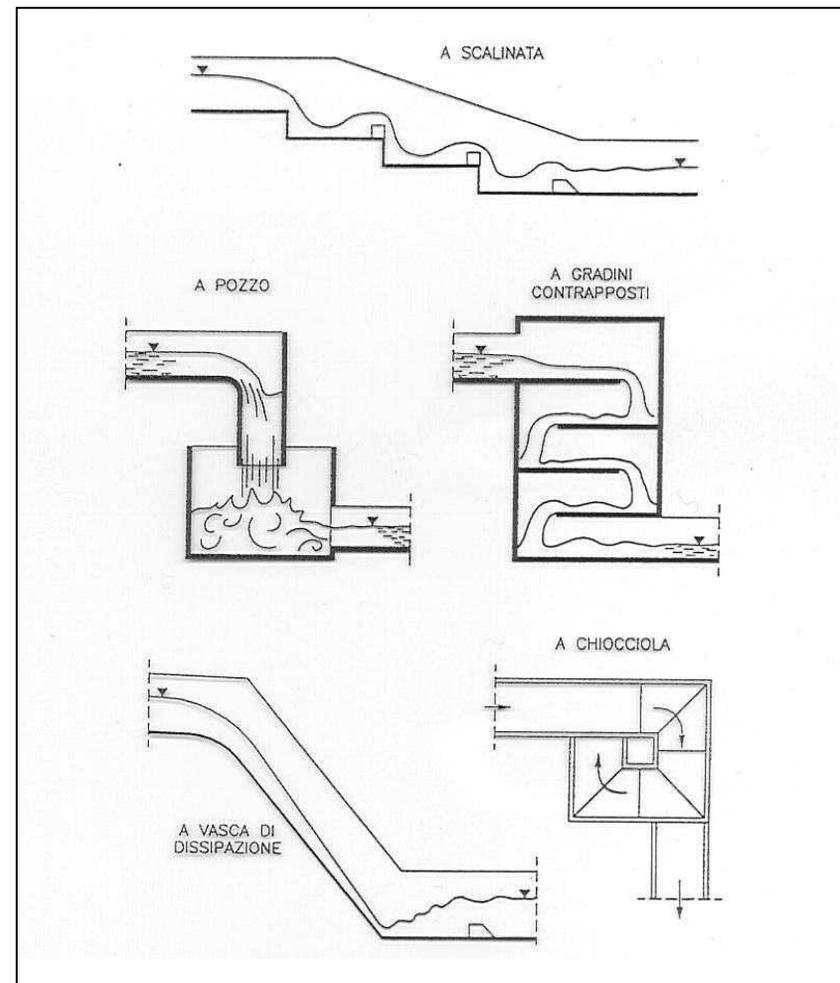
Prof. Gianfranco Becciu



Hanno lo scopo di evitare le possibili erosioni dell'alveo a valle per effetto della velocità elevata che possono avere le correnti idriche all'uscita delle opere di scarico. Le tipologie generalmente adottate sono essenzialmente le seguenti:

- a) a vasca
- b) a scalinata o gradinata
- c) a pozzo
- d) a gradini contrapposti
- e) a chiocciola

In tutte queste tipologie il principio di azione è quello di **agevolare il formarsi di una corrente lenta a valle**, limitando al massimo l'estensione della parte di corrente caratterizzata da alte velocità e forte turbolenza, che deve essere confinata entro l'opera stessa. Nel seguito si tratterà del dimensionamento delle tipologie a) e b) che sono le più frequentemente utilizzate a valle degli scarichi degli sbarramenti artificiali.





Alle tipologie elencate si aggiungono i **dissipatori a salto di sci**, costituiti da uno scivolo che termina con un breve tratto in contropendenza.

In questo modo si produce un getto libero che miscelandosi con l'aria perde parte della sua energia e si infrange poi in una zona a valle resistente all'erosione e sufficientemente distante dallo sbarramento.

Infine, è abbastanza frequente il caso in cui il controllo dell'erosione a valle dello scarico è affidato a **rivestimenti dell'alveo**, generalmente costituiti da platee in CLS o in muratura di pietrame oppure da massi in roccia o elementi prefabbricati in CLS di varia forma disposti alla rinfusa.

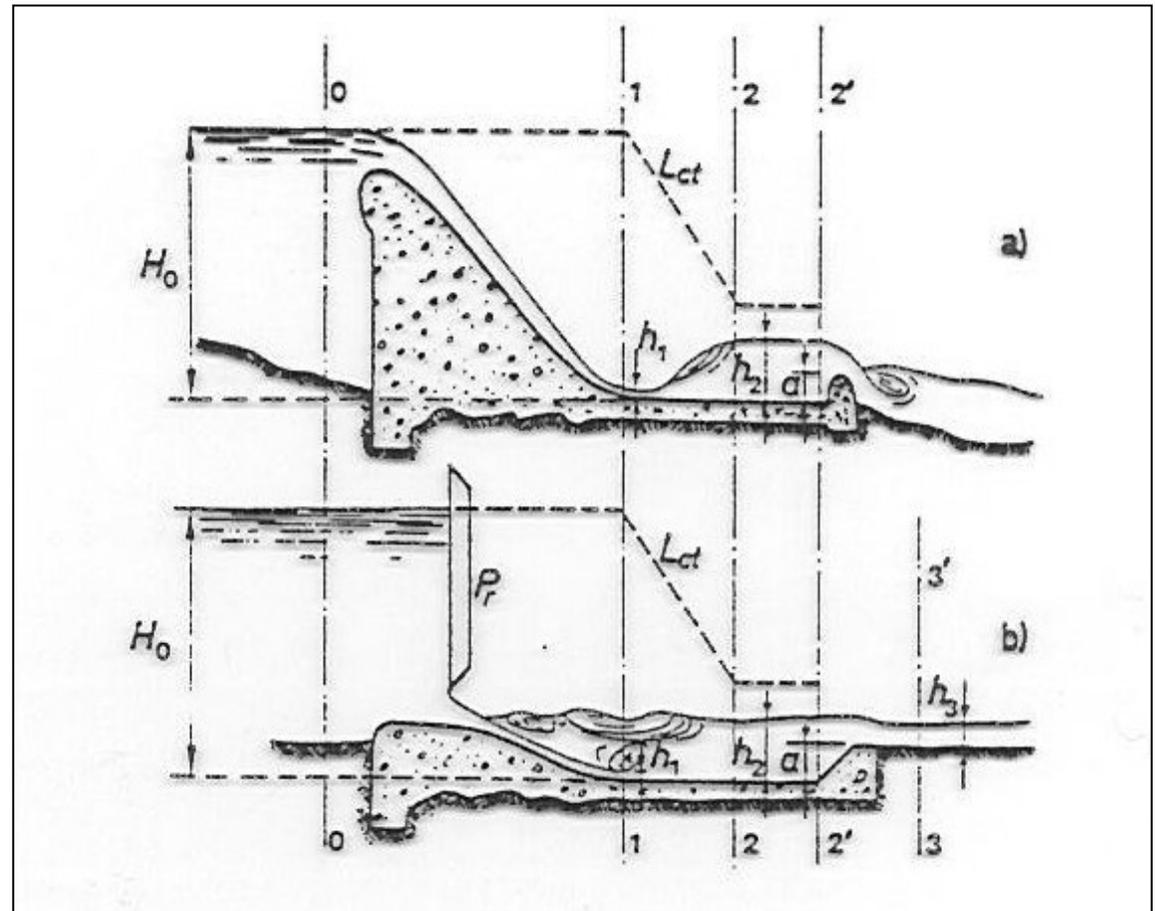
In questo caso l'obiettivo è di proteggere l'alveo fino alla sezione in cui la corrente è diventata lenta tramite un risalto oppure fino ad una distanza dallo scarico tale da rendere le eventuali erosioni non pericolose per la sicurezza dell'opera. La presenza eventuale di massi in roccia o elementi prefabbricati che sporgono dal fondo dell'alveo produce, inoltre, un sensibile incremento della dissipazione della corrente che agevola la formazione del risalto. Poiché, tuttavia, le caratteristiche del risalto ed in particolare la sua estensione non possono essere determinate teoricamente è comunque opportuno considerare cautelativamente una lunghezza del tratto da rivestire non inferiore a 10÷12 volte l'altezza dell'acqua nell'alveo di valle.



Sono costituite da una **platea** posta, a valle dello scarico che termina con una soglia sfiorante.

La platea può essere a fondo piatto orizzontale o leggermente in contro-pendenza oppure essere dotata di elementi dissipatori posizionati sia nella sezione d'ingresso che in sezioni intermedie.

La dissipazione avviene mediante il risalto idraulico, che deve essere confinato entro la vasca.



La posizione del risalto si determina considerando che la spinta idrodinamica della corrente (pari alla somma della spinta idrostatica e del flusso di quantità di moto) a monte deve essere equilibrata da una spinta idrodinamica della corrente di valle uguale e contraria.



Nel caso di vasca rettangolare a fondo piatto le dimensioni sono determinate mediante il seguente procedimento (vedi figura):

- a) si determina l'altezza h_1 dell'acqua nella sezione iniziale della vasca mediante l'equazione
dove Q è la portata scaricata, B la larghezza della vasca $C \leq 1$ un coefficiente che tiene conto delle perdite di carico lungo lo scarico tra le sezioni 0 e 1 (un valore cautelativo è 1);

$$H_o = h_1 + \frac{(C \cdot Q)^2}{2 \cdot g \cdot (B \cdot h_1)^2}$$

- b) si determina l'altezza h_2 che l'acqua deve avere a valle perché il risalto inizi nella sezione 1, mediante l'equazione
dove Fr_1 è il numero di Froude della corrente nella sezione 1;

$$\frac{h_2}{h_1} = 0.5 \cdot \left[\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right]$$

$$Fr_1 = Q / (B \cdot h_1 \cdot \sqrt{g \cdot h_1})$$

- c) si determina l'altezza a della soglia terminale della vasca dall'equazione
dove h_3 è l'altezza dell'acqua a valle della vasca, pari all'altezza di moto uniforme se l'alveo a valle è a debole pendenza, della corrente nella sezione 1 o all'altezza critica se l'alveo a valle è a forte pendenza.

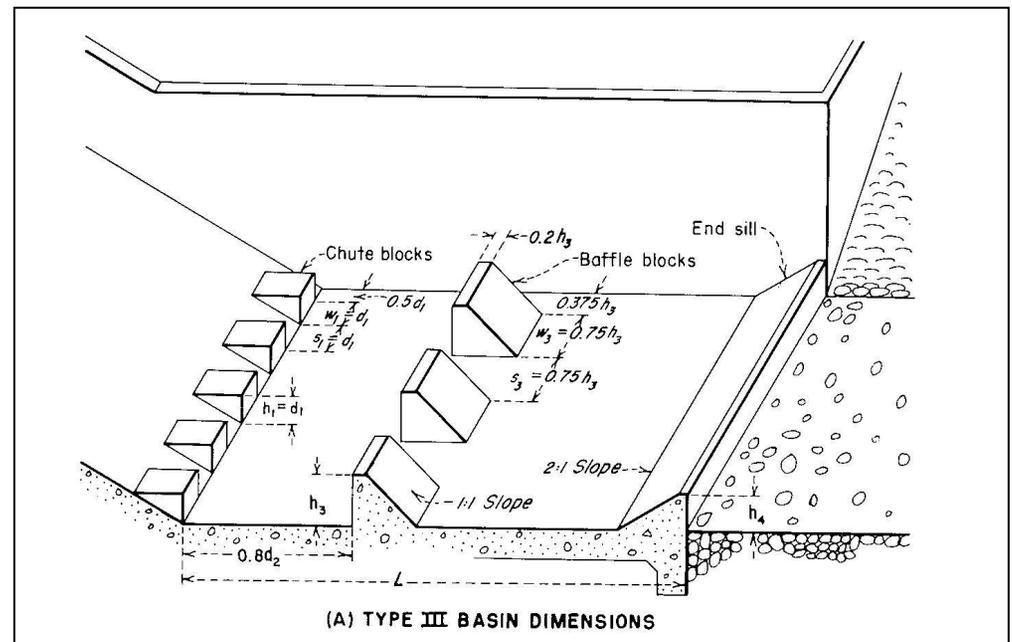
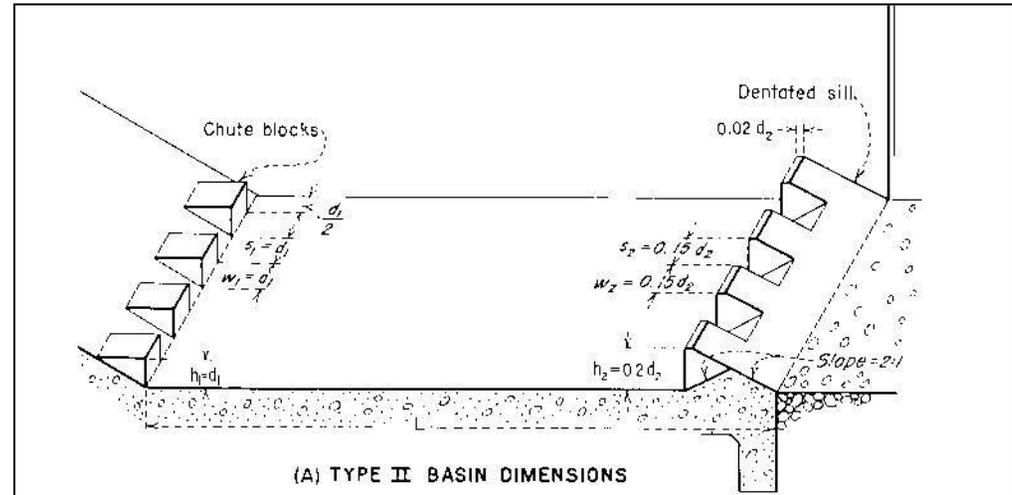
$$a = (h_2 - h_3) + \frac{Q^2}{2g \cdot B^2} \cdot \left(\frac{1}{h_2^2} + \frac{1}{h_3^2} \right)$$

- d) si assegna alla vasca una lunghezza L pari a 6 volte l'altezza h_2 .



Nel caso di vasche con dissipatori, come per esempio quelle di tipo II e III dall'USBR, le dimensioni, riportate in figura, derivano direttamente dalle esperienze fatte su modello.

La lunghezza di queste vasche dipende ancora da $Fr1$, ma è generalmente minore di quella delle vasche a fondo piatto. I valori del rapporto L / h_2 che si ottengono sono inferiori a 4.5 per la vasca di tipo 2 e a 3 per quella di tipo 3.





Sono costituite da uno scivolo realizzato a gradini più o meno allungati. In alcuni casi i gradini possono terminare con una soglia stramazante. In generale si possono avere due regimi di moto: **regime di vena** (nappe flow) e **regime di corrente aerata** (skimming flow).

Nel primo caso la corrente forma un risalto idraulico su ogni gradino, che si comporta quindi come una piccola vasca di dissipazione. Nel secondo, che si verifica per le portate e le pendenze più elevate, la corrente scorre lungo la gradinata.

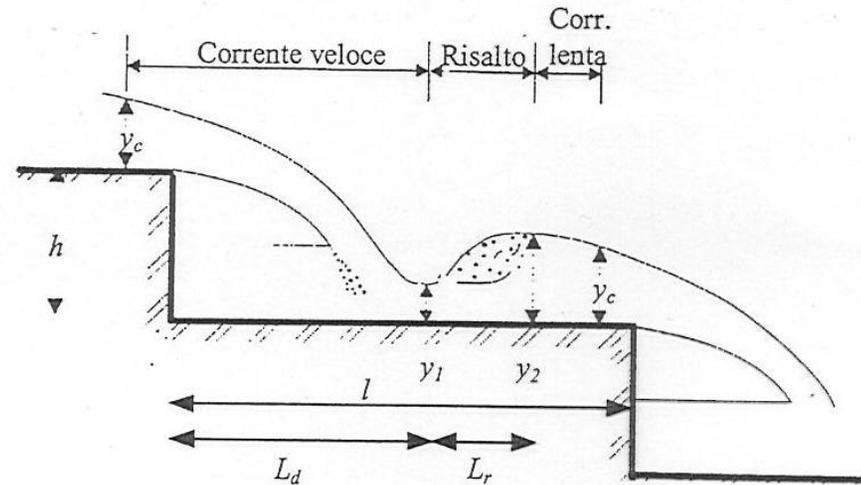


Figura 19.11 - Regime di vena ("nappe flow").

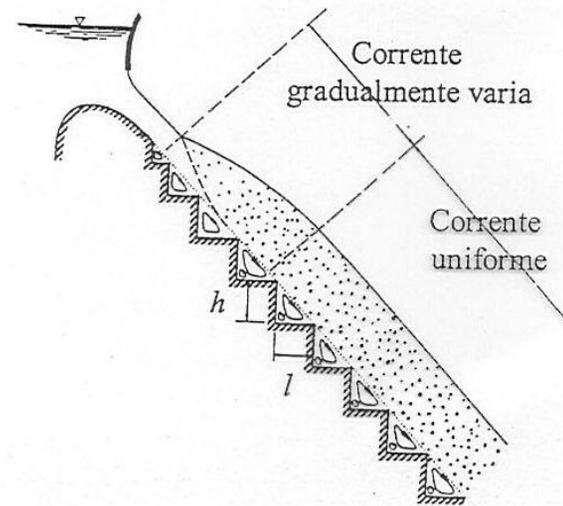


Figura 19.12 - Regime di corrente aerata ("skimming flow").



Dimensionamento con regime di vena

Le condizioni perché si verifichi questo regime sono (v. figura): $h / l < 0.20$ e $y_c / h < 0.33$

Il dimensionamento può essere condotto utilizzando le relazioni sperimentali:

$$\frac{y_c}{h} < 0.0916 \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^{-1.276}$$

(valida per $0.2 \leq h/l \leq 6$)

$$\frac{y_1}{h} < 0.54 \cdot \left(\frac{y_c}{h} \right)^{1.275}$$

$$\frac{y_2}{h} < 1.66 \cdot \left(\frac{y_c}{h} \right)^{0.81}$$

$$\frac{L_d}{h} < 4.30 \cdot \left(\frac{y_c}{h} \right)^{0.81}$$



Dimensionamento con regime di corrente areata

Le condizioni perché si verifichi questo regime sono che l'altezza critica della corrente risulti superiore al valore caratteristico y_{ccr} definito dall'equazione:

$$\frac{y_{ccr}}{h} = 1.057 - 0.465 \frac{h}{l} \quad (\text{valida per } 0.2 \leq h/l \leq 1.25)$$

Angolo α rispetto all'orizzontale	C_e
0,0°	0,0
7,5°	0,1608
15,0°	0,2411
22,5°	0,3100
30,0°	0,4104
37,5°	0,5693
45,0°	0,6222
60,0°	0,6799
75,0°	0,7209

Una stima delle caratteristiche della corrente si può ottenere sulla base delle seguenti espressioni, valide per canale rettangolare largo:

$$V = \sqrt{\frac{8g}{f_e}} \sqrt{\frac{R}{4} \text{sen}\alpha}$$

$$\frac{V}{V_c} = \sqrt[3]{\frac{8 \text{sen}\alpha}{f_e}}$$

$$\frac{y_o}{y_c} = \sqrt[3]{\frac{f_e}{8 \text{sen}\alpha}}$$

$$\frac{Y_{90}}{y_c} = \sqrt[3]{\frac{f_e}{8(1 - C_e)^3 \text{sen}\alpha}}$$

essendo:

V la velocità della corrente nella zona uniforme;

V_c la velocità critica;

R il raggio idraulico;

α l'angolo della gradinata rispetto all'orizzontale;

Y_o l'altezza idrica corrispondente alla zona uniforme;

Y_c l'altezza critica;

Y_{90} l'altezza d'acqua comprensiva del sopraelevamento dovuto alla presenza d'aria (profondità alla quale la concentrazione d'aria è pari al 90%)

C_e la concentrazione media d'aria come volume d'aria per unità di volume della miscela di aria e acqua (vedi tabella);

f_e il coefficiente d'attrito, calcolabile dalla , essendo f il coefficiente d'attrito per il caso in cui venga trascurata l'aerazione della corrente. Per calcoli di primo orientamento e con pendenze elevate viene suggerito il valore 1.