

Università degli Studi di Palermo

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA IDRAULICA

Corso di Infrastrutture Idrauliche

a.a. 2000-2001

Esempio di Progetto di un acquedotto esterno per il comune di
Pratella (CE)

Relazione di Calcolo

01 - PREMESSA

Il centro abitato da approvvigionare è il comune di Pratella, in provincia di Caserta, situato ad una quota variabile tra i 152 m, della Casa Comunale, e i 154 m s.l.m.

La fonte da cui viene effettuato il prelievo è la sorgente Palombisci, a sud-ovest del paese, posta ad una quota di 162 m s.l.m. .

I dati forniti dal P.R.G.A. stimano la più probabile popolazione al 2015 di 2.500 abitanti tutti residenti e il più probabile fabbisogno idrico di 4.29 l/s, corrispondenti ad un volume idrico giornaliero di 370.66 mc/giorno e ad una dotazione idrica di 148 l/(ab·giorno).

Dai dati riportati si ricavano le informazioni necessarie alla progettazione dell'acquedotto.

02 - RELAZIONE GEOLOGICA

L'area interessata dal tracciato presenta una morfologia piuttosto varia, con versanti mediamente acclivi e terreni abbastanza permeabili.

Tale area è compresa nel foglio 161 della Carta Geologica d'Italia, tavoletta III-SE.

Da un punto di vista litologico, i terreni presenti in zona sono costituiti in gran parte da detrito di falda (circa 1200 m), cineriti (circa 900 m) e calcari (circa 400 m). Partendo dall'opera di presa fino ai pressi del centro abitato, la condotta attraversa terreni costituiti da:

- BANCHI DI CINERITI OCRACEE con intercalazioni di tofiti giallognole, pomici gialle e avana in grossi banchi, sabbie e ceneri vulcaniche neo-grigiastre.
- DETRITO DI FALDA sciolto o debolmente cementato.
- DOLOMIE E CALCARI DOLOMITICI in strati e banchi con frequenti lamine stromatolitiche e calciroditi.

Questi calcari sono situati in una zona cataclastica; essi presentano buone proprietà di resistenza meccanica e bassa propensione ai dissesti.

Pertanto nella scelta del tracciato si preferisce seguire l'affioramento dei calcari.

Nonostante il sito ove ubicare il serbatoio sia inserito in un contesto strutturale abbastanza discontinuo, una prima analisi rileva che esso può sopportare il carico del manufatto, sia per le ottime proprietà meccaniche che il calcare presenta, che per l'assenza di fratture.

Inoltre in quest'area, alle modeste profondità dal piano campagna interessate dallo scavo, appaiono trascurabili i fenomeni di accumulo idrico di una certa entità, ed i terreni attraversati non presentano particolari elementi che facciano sospettare problemi di instabilità.

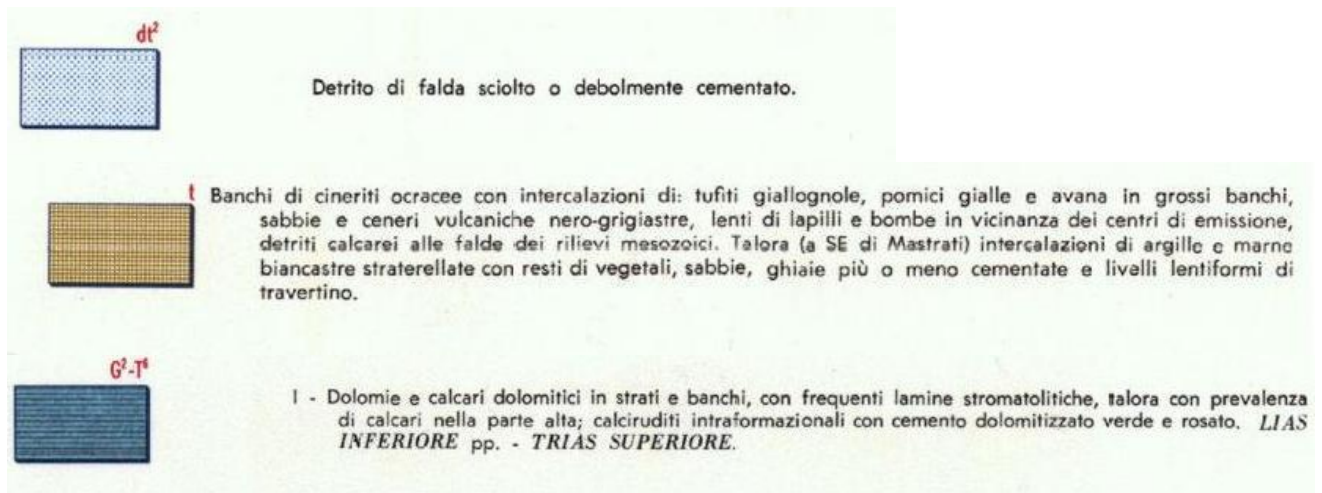


Figura 1

03 - STUDIO DEL TRACCIATO

Per definire il tracciato, che la condotta dell'acquedotto esterno dovrà seguire, occorre stabilire dove ubicare il serbatoio d'arrivo.

La normativa prevede che la quota di pelo libero del serbatoio debba essere tale da garantire il corretto funzionamento della rete di distribuzione del centro abitato.

Per tutte le zone del centro abitato deve essere garantito il carico minimo ai piani più alti, nonché un carico massimo da non superare per consentire un corretto funzionamento delle apparecchiature connesse con l'acquedotto (ad esempio i rubinetti). In definitiva, occorre che il pelo libero del serbatoio sia posto ad una quota fornita dalle aliquote seguenti:

- Massima quota topografica del centro abitato 154m s.l.m.
- Massima altezza di un edificio 9m

- Carico minimo sul rubinetto più alto 7m
- Perdite di carico nella condotta di avvicinamento e nella rete di distribuzione 15m

In definitiva, la somma delle diverse aliquote fornisce una quota di **185 m**, quota che si ritiene ottimale.

Inoltre, tale quota garantisce che il carico massimo sul rubinetto più basso sia 33m (differenza tra la quota del serbatoio e la quota minima del centro abitato, 152m).

Questo valore risulta sufficiente a prevedere un unico livello distribuzione.

Data la quota del serbatoio, 185m s.l.m., e della vaschetta di carico, 162m s.l.m., risulta indispensabile l'utilizzo di un impianto di sollevamento.

L'acquedotto esterno sarà, quindi, composto da un sistema con impianto di sollevamento e da uno a gravità.

L'impianto si compone di due tratti: il primo, che va dalla sorgente alla vasca di sconnessione, presenta uno schema di funzionamento a sollevamento con pompa idraulica posta in prossimità della captazione; il secondo tratto, che va dalla vasca di sconnessione al serbatoio, presenta un classico schema di funzionamento idraulico a gravità.

VELOCITA' IN TUBAZIONE

La gamma dei diametri tecnicamente utilizzabili è dettata dai limiti di velocità che la corrente idrica deve avere in tubazione.

La velocità nelle condotte a gravità deve rispettare due limiti: uno minimo e uno massimo.

Il limite minimo è dettato dalla necessità di evitare eventuali depositi di sabbia in condotta e di non far permanere l'acqua troppo a lungo nelle tubazioni, al fine di contrastare un facile riscaldamento, che ha il doppio inconveniente di peggiorare le caratteristiche organolettiche dell'acqua e di facilitare lo svilupparsi di gas che darebbero luogo a formazioni di bolle rendendo l'acqua incrostante.

Il limite massimo serve ad evitare forti fenomeni di vibrazione della condotta, facilitati dalle discontinuità in corrispondenza dei giunti, che velocità eccessive possono dare.

Nei sistemi a gravità, quindi, il valore ottimale della velocità è non minore di 0.50m/s e non maggiore di 2.00m/s.

Nel caso del tratto a sollevamento il limite massimo è ridotto per contenere i fenomeni di moto vario elastico che si hanno per un brusco arresto della potenza motrice dell'impianto elevatorio.

L'intervallo di velocità si restringe a 0.50m/s–1.50m/s.

Noti i range di velocità e la portata che si vuole convogliare, dall'equazione di continuità è immediato conoscere la gamma dei diametri utilizzabili:

$$Q = \sigma \cdot v = \frac{\pi \cdot D^2}{4} v \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v}}$$

con $Q = 4.29 \cdot 10^{-3}$ mc/s. Da cui ricaviamo il range di diametri per il tratto a gravità:

$$v = 0.50 \text{ m/s} \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.00429}{\pi \cdot 0.50}} = 0.105 \text{ m} = 105 \text{ mm}$$

$$v = 2.00 \text{ m/s} \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.00429}{\pi \cdot 2.00}} = 0.052 \text{ m} = 52 \text{ mm}$$

I diametri commerciali che appartengono a tale range sono:

$$D = 80 \text{ mm} \Rightarrow v = 0.85 \text{ m/s}$$

$$D = 100 \text{ mm} \Rightarrow v = 0.55 \text{ m/s}$$

Analogamente, per il tratto a sollevamento :

$$v = 0.50 \text{ m/s} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.00429}{\pi \cdot 0.50}} = 0.105 \text{ m} = 105 \text{ mm}$$

$$v = 1.50 \text{ m/s} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.00429}{\pi \cdot 1.50}} = 0.060 \text{ m} = 60 \text{ mm}$$

I diametri commerciali che appartengono a tale range sono:

$$D = 80 \text{ mm} \Rightarrow v = 0.85 \text{ m/s}$$

$$D = 100 \text{ mm} \Rightarrow v = 0.55 \text{ m/s}$$

Per la rete esterna è opportuno non scendere al di sotto del diametro 80mm.

SCelta DEL TRACCIATO

La scelta del tracciato è stata effettuata tenendo conto delle esigenze di carattere idraulico ed economico, cercando di minimizzare le spese legate agli espropri, sfruttando le strade comunali, le mulattiere nonché gli attraversamenti già esistenti, limitando il numero delle opere d'arte.

Si è cercato, poi, di individuare il percorso più breve.

Inoltre, il tipo di impianto prevede l'inserimento di una vasca di sconnessione idraulica tra un primo tratto a sollevamento della condotta e un secondo tratto a gravità.

La quota a cui posizionare tale vasca ha ovviamente influito sulla scelta del percorso della condotta stessa.

SCelta DEL MATERIALE

Si è scelto di adottare tubazioni senza saldatura in acciaio Fe360, con protezione esterna in rivestimento bituminoso pesante (secondo norme UNI 5256/87) e bitumatura interna conforme al DM n.174 del 06/04/2004, costruiti a bicchiere secondo norme UNI 6363/84.

I giunti sono saldati a bicchiere cilindrico, mentre i pezzi speciali verranno bullonati alla condotta mediante flange.

Infine le tubazioni saranno interrate ad una profondità media di 1.2 m ed opportunamente protette.

Il materiale è stato scelto perché è quello che meglio risponde alle esigenze costruttive, economiche e di durata di un impianto di adduzione.

Questo perché l'acciaio garantisce una □ maggiore tenacità e quindi minore fragilità, che rende le rotture più rare; una maggiore resistenza specifica del metallo a trazione che consente spessori minori e conseguentemente tubi più leggeri e più economici; una maggiore adattabilità ad eventuali cedimenti del terreno per effetto dei quali i tubi di ghisa si spezzano più facilmente; e infine una maggiore lunghezza dei tubi (anche di 13.5m, contro una lunghezza massima dei tubi in ghisa di 6m) che consente di ridurre notevolmente il numero dei giunti.

Si è scelto, poi, di adottare una giunzione saldata a bicchiere cilindrico.

Tali giunti presentano i seguenti vantaggi: massima garanzia di resistenza e tenuta nei confronti delle pressioni interne, delle sovrappressioni dinamiche, delle variazioni termiche e delle sollecitazioni flessionali causate dall'insufficienza degli appoggi e dall'instabilità dei terreni; durata; conducibilità elettrica, necessaria per la protezione catodica; possibilità di effettuare, all'atto del montaggio, deviazioni angolari di qualche grado, consentendo di risolvere, durante la posa in opera, eventuali problemi di adattamento e modifica.

Il rivestimento esterno dei tubi utilizzato è di tipo normale; esso è costituito da una sottile pellicola di bitume e da uno strato protettivo isolante di miscela bituminosa; l'armatura è costituita da un doppio strato di feltro di vetro impregnato della stessa miscela bituminosa e da una pellicola di finitura di idrato di calcio.

Il rivestimento interno è invece realizzato con semplice bitumatura.

SCelta DELLA TUBAZIONE: CRITERIO ECONOMICO

L'impianto di sollevamento convoglia l'acqua dalla sorgente fino ad una vasca di sconnessione idraulica, la quale ha il compito di assicurare appunto una disconnessione idraulica al fine di ridurre i rischi di colpo d'ariete, riducendo la lunghezza del tratto a sollevamento.

Occorrerà scegliere nel modo più opportuno il punto in cui collocare tale vasca, garantendo una quota tale per cui l'acquedotto possa funzionare a gravità per il restante tratto, tenendo conto dell'andamento orografico della zona che il tracciato attraversa per giungere dalla vasca al serbatoio.

Per definire la quota a cui posizionare la vasca di sconnessione si parte dal tracciato più breve che collega la vasca di captazione al serbatoio, riportando le diverse piezometriche relative ai diametri possibili nel tronco a gravità.

A ognuna di queste cadenti corrisponderà una diversa quota della vasca di sconnessione, diverse prevalenze e diversi tracciati.

Definiti tali tracciati, si procede con una valutazione economica dei costi dell'acquedotto per ogni possibile combinazione di diametri, rispettivamente nel tratto a sollevamento e in quello a gravità.

Per il calcolo della cadente piezometrica si fa riferimento alla formula di Scimemi-Veronese, valida per tubi in acciaio fino al diametro $\Phi 500$:

$$J = \alpha * 6.81 \cdot 10^{-3} * \frac{Q^{1.82}}{D^{4.71}}$$

Dove: α è un coefficiente di invecchiamento posto pari a $\alpha = 1.25$, Q e D sono rispettivamente espressi in l/s e mm, mentre J è dato in m/Km.

GRAVITA'		D (m)	DN	v,eff (m/s)	Jn (m/Km)	Ju (m/Km)	L (m)	ΔH (m)
Q (mc/s)	v (m/s)							
0,00429	0,5	0,105	100	0,55	3,67	4,58	3746,25	17,17
0,00429	2,0	0,052	80	0,85	10,49	13,11	3746,25	49,11

D	Ls	Lg	Quota (m)
80	1287,55	3708,75	240,7
100	1118,80	3552,50	208,5

Tabella 1

(i pedici g ed s indicano rispettivamente: il tratto a gravità e quello a sollevamento)

Nella valutazione economica si considera un costo totale (C_{tot}) dato dalla somma dei costi fissi di impianto e dei costi di esercizio.

Trascurando il costo delle tecnologie che nelle varie combinazioni restano invariate (costo delle pompe, costo dei serbatoi, ecc.), il costo totale è somma del costo della tubazione del tratto a gravità (C_1), del costo della tubazione del tratto a sollevamento (C_2) e del costo dell'energia necessaria per l'impianto di sollevamento (C_3).

Da una prima stima della potenza necessaria al gruppo di pompaggio, si evince che essa è minore dei 50kW per cui bisogna considerare la presenza di personale qualificato atto alla sorveglianza.

Trattandosi di un piccolo impianto di sollevamento con bassa potenza, esso può, quindi, essere concepito completamente automatizzato e a funzionamento continuo, senza presidio permanente.

I costi di impianto delle condotte a gravità e a sollevamento sono calcolate come di seguito:

$$C_1 = (\pi \cdot D_g) \cdot s_g \cdot L_g \cdot \gamma_{tub} \cdot \text{costo} / \text{kg}$$

$$C_2 = (\pi \cdot D_s) \cdot s_s \cdot L_s \cdot \gamma_{tub} \cdot \text{costo} / \text{kg}$$

in cui:

s_g è lo spessore del tubo;

γ_{tub} è il peso specifico della tubazione;

costo/kg è il costo della tubazione per unità di peso.

In realtà si è fatto riferimento ad un costo della tubazione per unità di lunghezza, ricavato dal prezzo in allegato, per cui è bastato moltiplicare tale costo per la lunghezza del rispettivo tratto di interesse per conoscerne il costo.

Infine, per omogeneizzare i costi delle tubazioni, che gravano solo nella fase realizzativa dell'opera, e il costo di esercizio, che accompagnerà tutta la vita dell'opera, occorre moltiplicare C_1 e C_2 per un tasso di interesse r dell'ordine del 5%.

I costi di esercizio dell'impianto di sollevamento sono calcolati attraverso la seguente relazione:

$$C_3 = P \cdot n \cdot C_{kWh} = \frac{9.8 \cdot Q \cdot H_m}{\eta} n \cdot C_{kWh}$$

in cui:

P è la potenza della pompa;

n è il numero di ore annue di funzionamento;

C_{kWh} è il costo unitario dell'energia elettrica;

$H_m = H_g + \Delta H$ è la prevalenza manometrica (incrementato di 7m a vantaggio di sicurezza);

$\eta = 0.70$ è il rendimento teorico del gruppo di pompaggio.

Nella tabella seguente si riportano i costi relativi alla combinazione di diametri del caso in esame.

COSTI TRATTO GRAVITA'					
Dg	Lg (m)	€/m	C1 (€)	r	C1*r
80	3708,97	17,08	63349	0,05	3167
100	3552,62	28,43	101001	0,05	5050

COSTI TRATTO SOLLEVAMENTO																		
Dg	Ds	Q (mc/s)	v (m/s)	Ju (m/Km)	Ls (m)	ΔH (m)	Hg (m)	Hm (m)	P (kWh)	n (ore)	CkWh (€)	C3 (€)	Pompe	€/m	C2 (€)	C2*r (€)	Ctot (€)	
80	80	0,00429	0,85	13,11	1289,05	16,90	78,7	102,60	6,2	8760	0,10	5398	sv16 08	17,08	22017	1101	9666	
	100	0,00429	0,55	4,58	1289,05	5,91	78,7	91,61	5,5	8760	0,10	4820	sv16 07	28,43	36648	1832	9820	
100	80	0,00429	0,85	13,11	1120,22	14,69	46,5	68,19	4,1	8760	0,10	3587	sv16 06	17,08	19133	957	9594	
	100	0,00429	0,55	4,58	1120,22	5,13	46,5	58,63	3,5	8760	0,10	3085	sv16 05	28,43	31848	1592	9727	

- | | | | |
|------------|---|--------------------------|-------------------|
| D | Diametri nominali | Q | Portata |
| L | Lunghezze tratti | v | Velocità |
| Ju | Perdita di carico per unità di lunghezza a tubi usati | <input type="checkbox"/> | Condizione scelta |
| ΔH | Perdita di carico a tubi usati | | |
| Hg | Prevalenza geodetica | | |
| Hm | Prevalenza manometrica | | |
| P | Potenza della pompa | | |
| r | Tasso d'interesse | | |

Tabella 2

La combinazione più economica risulta quella che prevede un DN 100 per il tratto a gravità e un DN 80 per quello a sollevamento.

Nella fattispecie si sceglie, però, una combinazione gravità-sollevamento con l'utilizzo di DN 100 per entrambi i tratti. Questo al fine di avere un unico diametro per i due tratti (convenienza per quanto riguarda lo stoccaggio dei pezzi di ricambio) e perché, per una differenza sui costi totali di poco superiore ai 50€/anno, un DN 100 nella gravità comporta una quota per la vasca di sconnessione e quindi una lunghezza del sollevamento minore rispetto a quelle che competono a un DN 80.

Si tenga, poi, in considerazione il risparmio sui costi di esercizio dell'impianto di sollevamento: un risparmio di circa 2300€ annui.

Dai calcoli effettuati finora e da un'attenta analisi del profilo longitudinale, si può constatare come il carico minimo di 5m sul piano campagna previsto dalla normativa non è rispettato in ogni punto.

Al fine, quindi, di rientrare nei limiti prestabiliti, considerando il profilo altimetrico dell'acquedotto e il fatto che la pompa (come si vedrà in seguito) garantisce una prevalenza monometrica superiore a quella necessaria per sollevare l'acqua ai 208.5m necessari per il funzionamento dell'impianto, e poiché all'ingresso del serbatoio di valle è presente una valvola che permette di dissipare il carico in eccesso a tubi nuovi, tenute presenti queste considerazioni sarà sufficiente portare la quota sfioro della vasca di sconnessione a una quota di 211.2m (si veda Tav.2 allegata).

04 - DIMENSIONAMENTO DEL SERBATOIO

Per dimensionare il serbatoio, realizzato in cemento armato e progettato secondo la tipologia del serbatoio di testata, occorre determinarne il volume.

Esso è dato dalla somma di tre aliquote:

- *Volume di compenso giornaliero*

Il serbatoio deve accumulare acqua nelle ore di minor consumo (in genere la notte) quando le acque in arrivo dall'acquedotto con portata pari alla portata media giornaliera sono in eccesso, per poi restituirla insieme a quelle in arrivo dall'acquedotto esterno, al fine di fronteggiare le richieste nell'ora di punta.

Nella pratica si pone tale volume pari a un terzo del volume giornaliero: $V_c = V_g/3$.

- *Volume di riserva*

Tale volume fornisce una piccola riserva idrica al centro abitato nel caso di rottura o arresto per manutenzione dell'acquedotto esterno.

Esso va sommato a quello di compenso in quanto il fuori servizio potrebbe verificarsi alla fine del periodo di maggior consumo; in altre parole quando la capacità di compenso si è esaurita.

In genere il volume di riserva si assume pari al volume idrico giornaliero: $V_r = V_g$.

Non si assume una riserva più grande per non avere dimensioni troppo grandi del serbatoio in quanto ciò comporterebbe costi eccessivi.

- *Volume per incendi*

Questo volume sarebbe quello da utilizzare nel caso di incendi. Esso è dato dalle indicazioni fornite dai Vigili del Fuoco: per lo spegnimento di un incendio di media intensità si ritiene sufficiente una portata di 30 l/s erogata per due ore, corrispondente a $V_i = 216 \text{ m}^3$.

La portata media giornaliera è di 4.29 l/s, equivalente ad un volume idrico giornaliero $V_g = 370.66 \text{ m}^3$.

In definitiva:
$$V_{serb} = V_c + V_r + V_i = \frac{4}{3}V_g + V_i = 710mc.$$

Si prevede di suddividere il serbatoio in due vasche uguali, allo scopo di permettere un miglior funzionamento e gestione dell'opera durante la manutenzione della stessa.

Si stabilisce un tirante idrico h di 4 m (valore ritenuto sufficiente ad evitare che in prossimità della presa si abbia aria in condotta).

Con tale valore del tirante, considerando poi che ciascuna vasca deve contenere un volume pari alla metà del volume totale del serbatoio, ricaviamo la superficie in pianta della singola vasca, pensata a pianta rettangolare con un setto di separazione:

$$A = \frac{V}{h} = 89m^3.$$

Per ciascuna vasca si considera una larghezza di 7 m e una lunghezza di 13 m, per ridurre lo sviluppo perimetrale.

Un'importante funzione assolta dal serbatoio è, inoltre, quella di fissare la quota dei carichi idrostatici assoluti per la rete di distribuzione interna dell'abitato.

Si è scelto di realizzare un serbatoio seminterrato.

Ciò significa che la sua sommità si trova a una quota superiore rispetto al livello del terreno circostante: il vantaggio risiede nell'economia della realizzazione e nella buona protezione termica della risorsa idrica.

Si è tenuto conto dei fenomeni di infiltrazione esterna predisponendo un ricoprimento del solaio con materiale impermeabile e prevedendo un massetto con adeguata pendenza.

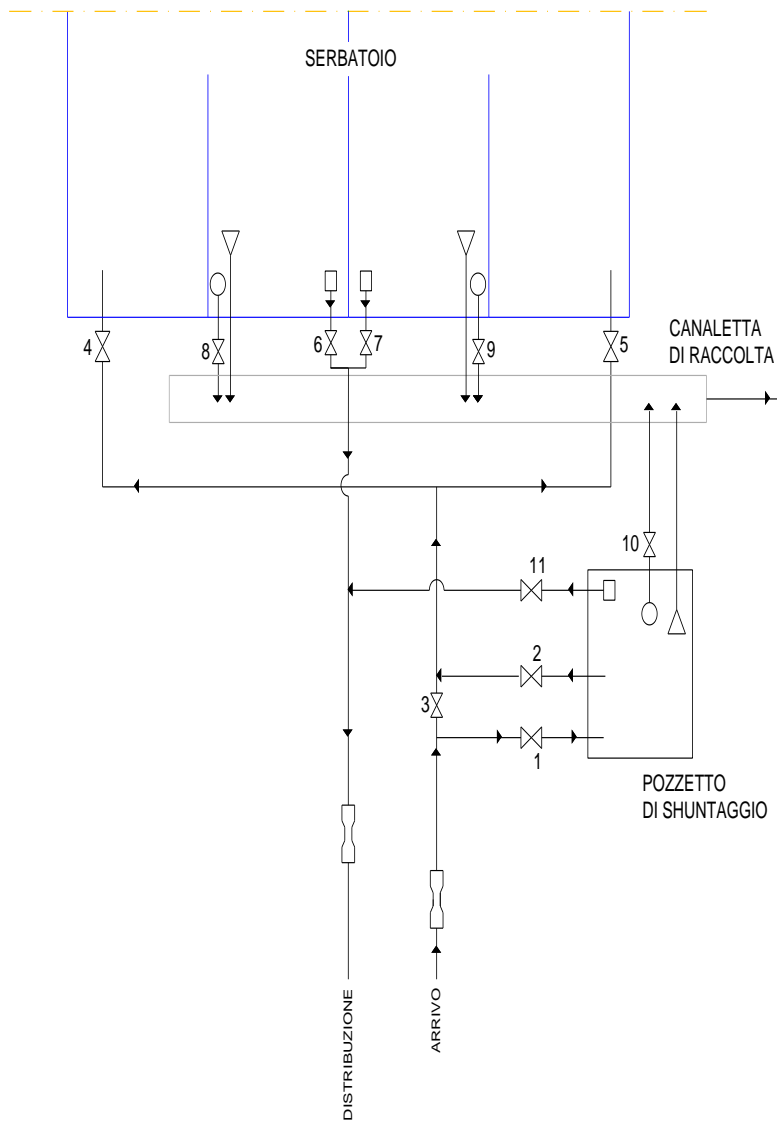
La copertura viene poi completata da uno strato di terreno che non solo aumenta la protezione termica del liquido contenuto nel serbatoio, ma conferisce anche una certa protezione meccanica e, se inerbito, riduce l'impatto ambientale dell'opera.

Attorno al serbatoio sarà realizzato un dreno allo scopo di impedire il ristagno delle acque di infiltrazione nei pressi delle pareti.

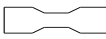




L'opera viene completata, infine, con una camera di manovra in cui sono presenti gli organi di regolazione e quelli di misura della portata.

Tale camera è separata dalle vasche contenenti l'acqua da distribuire.

Nella Fig.2 è rappresentato lo schema della camera di manovra e la gestione nelle varie condizioni di funzionamento.



Apertura e chiusura delle valvole nei 3 regimi di funzionamento

-  MISURATORE DI PORTATA
-  SCARICO DI FONDO
-  SCARICO SUPERFICIALE
-  SARACINESCA
-  PRESA

VALVOLA	REGIME	MANUTENZIONE	
		POZZETTO	SERBATOIO
1	O	X	O
2	O	X	X
3	X	O	X
4	O	O	X
5	O	O	X
6	O	O	X
7	O	O	X
8	X	X	O
9	X	O	X
10	X	X	O
11	X	X	O

Figura 2

POZZETTO DI SHUNTAGGIO

Il pozzetto di shuntaggio è una sorta di valvola di sicurezza: è una piccola vasca rettangolare o circolare che, disposta in corrispondenza della camera di manovra, funge da vasca di sconnessione supplementare allo scopo di evitare inconvenienti connessi a situazioni di emergenza.

In tali situazioni si può rendere necessario chiudere il sistema di adduzione ad entrambe le vasche del serbatoio, collegando direttamente l'acquedotto esterno alla rete idrica.

Queste condizioni comportano una variazione del piano dei carichi, registrando pressioni di esercizio maggiori rispetto a quelle di progetto e le portate non risultano più costanti.

Il pozzetto di shuntaggio evita tali inconvenienti: in pratica è una vasca alimentata dalla condotta esterna ed è connessa sia con le vasche del serbatoio sia con la condotta della rete idrica. In condizioni ordinarie tale vasca permette di effettuare la disinfezione dell'acqua tramite aggiunta di cloro.

Il dimensionamento si effettua fissando un tempo di clorazione, cioè di contatto dell'acqua con il cloro; nel caso in esame lo si è posto pari a 15min, ovvero $t = 900s$.

In questo modo si calcola il volume del pozzetto:

$$V_{shunt} = 4.29 * 10^{-3} \cdot 900 = 3.86mc$$

Si fissa un tirante h_{shunt} di 4m: in questo modo si conosce la superficie in pianta:

$$S = \frac{V_{shunt}}{h_{shunt}} = 0.97mq$$

Ipotizzando una pianta quadrata, si sceglie di costruire un pozzetto di shuntaggio di dimensioni $1 \times 1mq$.

05 - DIMENSIONAMENTO DEI DISPOSITIVI DI SCARICO

Le vasche del serbatoio, come pure la vasca di shuntaggio, sono dotate di scarichi.

Gli scarichi di superficie entrano automaticamente in funzione quando il livello idrico supera una quota massima di regolazione, mentre quelli di fondo vengono azionati ogni qualvolta si desidera svuotare una vasca.

SCARICO DI SUPERFICIE

La funzione dello scarico di superficie è quella di allontanare la portata in arrivo nella vasca qualora si dovesse interrompere la presa della vasca stessa.

Esso è realizzato mediante un calice a cui è connessa una condotta verticale di scarico che sversa l'acqua in eccesso, attraverso una canaletta di scarico, nella fogna.

La condizione più gravosa si verifica quando è in funzione solo una vasca e, pertanto, in essa giunge l'intera portata da erogare; quindi la portata da sversare è l'intera portata richiesta.

Sarà necessario procedere prima con il dimensionamento del diametro del calice, che sarà trattato come una luce a stramazzo, e poi condurre una verifica a saturazione (a battente) nella quale verrà definito il diametro del tubo inferiore tale da riuscire a smaltire la portata massima di sfioro.

Il calice dello scarico di superficie viene considerato come una soglia stramazzone e quindi progettato secondo la formula

$$Q = \mu h \sqrt{2gh} = \mu \pi D h \sqrt{2gh}$$

in cui:

$$Q = 4.29 \text{ l/s};$$

$\mu = 0.4$ (coefficiente di efflusso per stramazzo Bazin);

$h = 0.05 \text{ m}$ (tirante idrico sul calice).

Con tali valori di ingresso si ricava per il calice il valore $D = 69\text{mm}$ realizzabile con un diametro commerciale DN 65.

Il calcolo della condotta di scarico che si connette al calice si effettua con riferimento alla formula relativa all'efflusso da una luce a battente, ossia

$$Q = \mu\sigma\sqrt{2gh} = \mu\pi\left(\frac{d^2}{4}\right)\sqrt{2gh}$$

in cui:

$$Q = 4.29 \text{ l/s};$$

$h = 4.00 \text{ m}$ (battente sulla luce);

$\mu = 0.6$ (coefficiente di efflusso da luce circolare a battente).

Si ricava un diametro per la condotta di $d = 32\text{mm}$, realizzabile con un diametro commerciale DN 40.

SCARICO DI FONDO

Lo scarico di fondo, comandato da una saracinesca, si realizza al fine di consentire lo svuotamento completo della vasca per effettuare operazioni di manutenzione (pulizia ed eventuali riparazioni).

Esso consiste in una luce circolare, munita di saracinesca di chiusura, posta in un tombino poco più profondo della vasca. Affinché lo scarico sia funzionale, lo svuotamento deve avvenire in un lasso di tempo massimo, dell'ordine delle ore.

Tale scarico verrà studiato con le formule della foronomia a livello variabile, come una luce a battente circolare in cui il battente è proprio pari alla lunghezza del tirante idrico.

Dalla formula per il calcolo del tempo di svuotamento:

$$T = \frac{2W}{\mu\sigma\sqrt{2gH}}$$

fissato il tempo di svuotamento in $T=2\text{ore}$, si calcola la sezione dello scarico di fondo:

$$\sigma = \frac{2 \times 364}{4 \times (60)^2 \times 0.6 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 4}} = 0.0190 \text{mq}, \quad \text{a cui corrisponde un } D = 0.156\text{m}.$$

Il corrispondente diametro commerciale che verrà usato è il DN 200, a cui corrisponde una portata di 180 l/s e un tempo di svuotamento effettivo pari a:

$$T = \frac{2W}{\mu\sigma\sqrt{2gH}} = \frac{2 \times 364}{0.6 \times \frac{(0.20)^2 \pi}{4} \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 4}} = 4037 \text{ sec} \cong 1 \text{ ora e } 8 \text{ minuti}.$$

CANALETTA DI RACCOLTA

In primo luogo bisogna calcolare la portata massima che può defluire dalla canaletta, ipotizzando la situazione più gravosa che risulta essere lo svuotamento contemporaneo delle due vasche attraverso gli scarichi di fondo. Si considererà, perciò, un valore della portata:

$$Q_{\max} = 2 \cdot 186 \text{ l/s} = 0.37 \text{ mc/s}.$$

Si applica la formula di Gauckler-Strickler, con $i=0.01$ e $K=70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$:

$$Q_{\max} = k \sigma R^{2/3} J^{1/2} = 70bh \left(\frac{b \cdot h}{2h + b} \right)^{2/3} (0.01)^{1/2}.$$

Si fissa la larghezza b pari a 0.70 m e, attraverso un calcolo iterativo, si verifica la combinazione di valori (b, h) che soddisfa l'equazione.

O meglio, attraverso la scala di deflusso, costruita in base alla tabella sotto riportata, si è in grado di avere il valore del tirante h corrispondente alla Q_{\max} . Tale valore non è altro che l'ascissa del punto evidenziato, ovvero 0.27 m , a cui per sicurezza si aggiunge un franco di 10 cm .

Q (mc/s)	b (m)	h (m)
0,302113	0,7	0,23
0,320646	0,7	0,24
0,339396	0,7	0,25
0,358353	0,7	0,26
0,377503	0,7	0,27
0,396836	0,7	0,28
0,416343	0,7	0,29
0,436015	0,7	0,30
0,455843	0,7	0,31
0,377503	0,7	0,27

Tabella 3

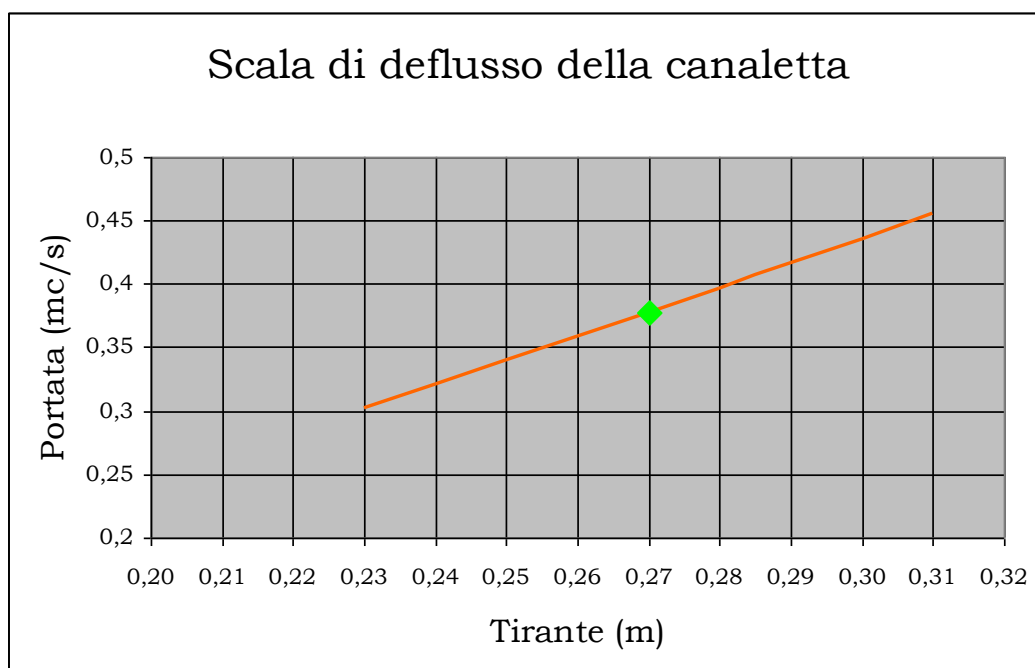


Figura 3

Per la scelta del gruppo di sollevamento si fa riferimento ai diagrammi collinari allegati; utilizzando la curva caratteristica dell'impianto, noti la prevalenza manometrica e geodetica e la portata da fornire espressa in m³/h, si determina il dispositivo che ci garantisce il funzionamento dell'impianto.

La scelta della pompa adeguata deve essere condotta in funzione della curva caratteristica dell'impianto a disposizione. Tale curva nasce dalla necessità di determinare l'andamento della prevalenza manometrica H_m in funzione della variazione della portata Q .

Noti i valori di progetto, $H_g=49.2$ m e $L_s=1120.22$ m, si procede a tabellare H_m in funzione della portata Q considerando la condizione di tubi nuovi e di tubi usati nel calcolo delle perdite di carico JL.

Si costruiranno così due curve di funzionamento dell'impianto (Q, H_m) rispettivamente a tubi nuovi e usati.

Dal diagramma collinare (in allegato), estratto dal catalogo Lowara relativo alle pompe SV, risulta che per una portata di 15.44mc/h e una prevalenza monometrica di 61.33m occorre un gruppo di pompaggio SV16.

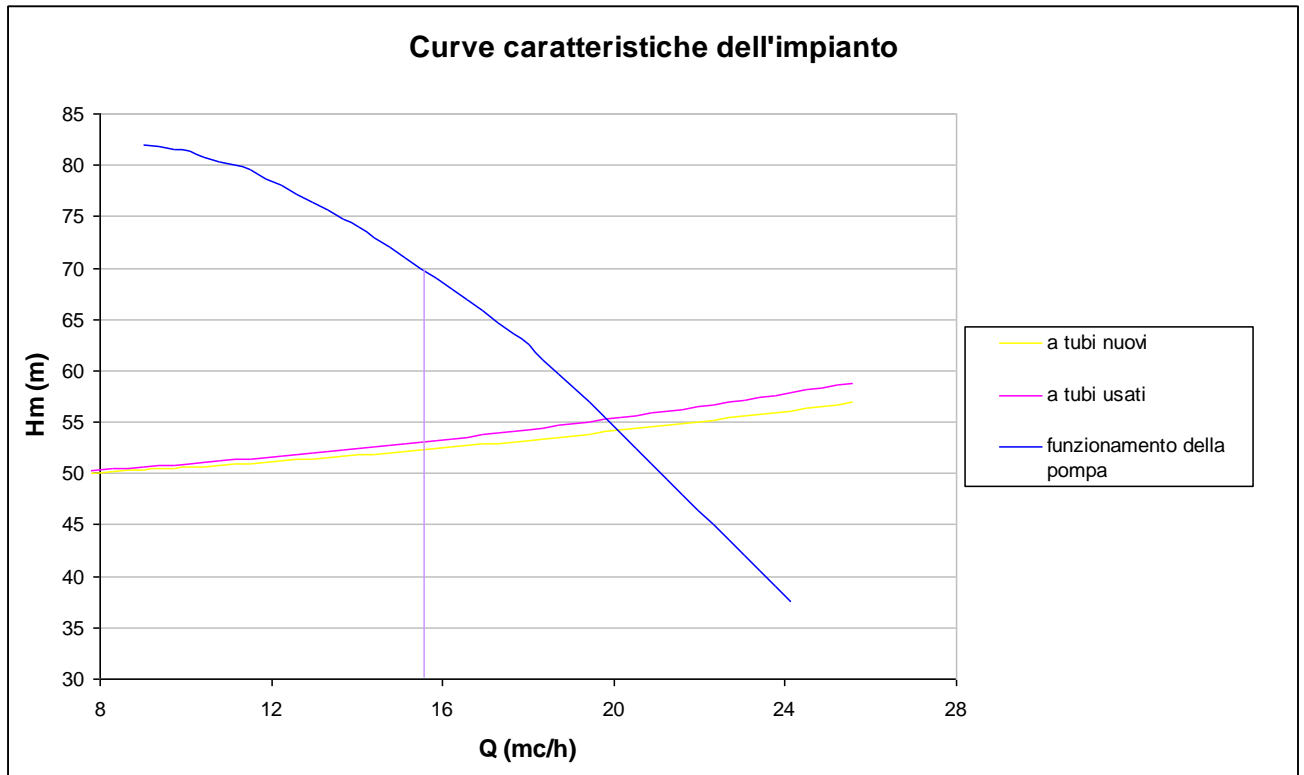
Le caratteristiche di tale pompa SV16 05 sono riportate nella tabella di cui sotto.

Numero di giri al minuto	2900
Numero di poli	2
Rendimento	0.66
Numero di giranti	5
Potenza motore Kw	5.5
Senso di rotazione dei motori	Orario
Pressione massima di esercizio (bar)	26
Tipo motore	Trifase
Portata utile	9 ÷ 24 m ³ /h

La tabella di prestazioni idrauliche associata a tale categoria permette di costruire la curva caratteristica della pompa che, sovrapposta alla curva di funzionamento dell'impianto, consente di individuare il punto di funzionamento.

Q (mc/h)	9	10	12	14	16	18	20	22	24
H_m (m)	82	80	78	74	68	62.5	54	45	37.5

Si ottiene, infine, il seguente grafico.



I risultati evidenziano che il punto di funzionamento ideale corrisponde ad una portata $Q^* = 19.8$ mc/h e $H_m^* = 55.5$ m. Ci si trova in una condizione in cui $Q < Q^*$.

Il valore della prevalenza registrato sulla curva caratteristica della pompa in corrispondenza di Q è pari a 69.8m.

Verrà perciò predisposta una valvola di regolazione allo scopo di dissipare la differenza di carico relativa alla portata Q che si rileva tra la curva caratteristica della pompa e quella dell' impianto a tubi usati.

Inoltre, dalle curve caratteristiche di funzionamento si ricava il rendimento $\eta = 66\%$.

07 - ORGANI DI ATTENUAZIONE DEI FENOMENI DI MOTO VARIO

Il problema che generalmente si presenta negli impianti di sollevamento è il fenomeno del colpo d'ariete, fenomeno che si verifica nella condotta elevatoria in seguito ad una brusca o accidentale interruzione dell'energia elettrica che alimenta la pompa.

E' necessario adoperare dei sistemi che attenuino gli effetti di moto vario che si generano, ovvero le sovrappressioni.

A tale scopo si utilizzano pozzi piezometrici, masse volatiche e casse d'aria.

POZZO PIEZOMETRICO

Al fine di proteggere la condotta dal fenomeno del colpo d'ariete, si posiziona un pozzo dopo il gruppo motore-pompa, preceduto da una valvola di non ritorno.

Le condizioni ottimali di funzionamento di un pozzo richiedono una sezione molto maggiore di quella della condotta, tuttavia, considerazioni economiche, conducono alla realizzazione di una sezione di dimensioni tali da contenere i costi rendendo le sovrappressioni da colpo d'ariete accettabili.

Tale organo di attenuazione è il tubo piezometrico.

L'adozione di tali organi di attenuazione è però limitata al caso di basse prevalenze, al fine di contenere la massima oscillazione idrica positiva.

Per l'impianto in progetto la prevalenza geodetica è pari a 49.2 m, altezza incompatibile con tali tecnologie.

Tali considerazioni portano ad escludere l'adozione di questi organi.

VOLANO

Il volano è un disco calettato sull'asse del motore della pompa, in modo da aumentare il momento d'inerzia delle parti rotanti e quindi allungare il tempo durante il quale tali parti del sistema motore-pompa vanno progressivamente rallentando.

Alle masse volaniche è affidato il compito di rendere lenta la manovra di arresto dell'asse della pompa.

Tale operazione prevede che l'arresto del gruppo motore-pompa avvenga con un tempo superiore al ritmo della condotta al fine di evitare una manovra brusca.

Bisogna, però, controllare che il volano previsto per l'impianto in esame sia di dimensioni adatte a ridurre il fenomeno suddetto, ed inoltre che esso sia compatibile con le caratteristiche della pompa usata per il sollevamento.

A regime la pressione idrostatica nel tratto elevatorio è di 49.2 metri in colonna d'acqua.

Il ΔY_{\max} , cioè la massima sovrappressione ammissibile secondo il DMLLPP 12/12/85, è di 30.01 metri in colonna d'acqua.

L'energia cinetica posseduta dal volano E_v (forza viva), determina l'entità delle sovrappressioni:

$$E_v = \frac{1}{2} I \cdot \omega_a^2 = \frac{1}{2} \frac{G}{g} \left(\frac{D}{2} \right)^2 \left(\frac{2\pi N_0}{60} \right)^2$$

I momento di inerzia del volano

ω_a velocità angolare

N_0 numero di giri della pompa al minuto

G peso del volano

D diametro del giratore di inerzia

Dalla precedente relazione e seguendo le semplificazioni del *De Martino* si ricava il momento dinamico GD^2 espresso in Nm^2

$$GD^2 = \frac{7160 E_v}{N_0^2}$$

Si considerano le seguenti relazioni :

$$K = \frac{E_v}{E_c} = \frac{\alpha}{\Delta} \quad \text{con} \quad \Delta = \frac{\Delta Y_{\max}}{H_0} :$$

E_c energia cinetica della colonna liquida a regime

ΔY_{\max} massima depressione

H_0 prevalenza geodetica

α parametro dipendente dalla curva caratteristica ($\alpha = 1.80$ per $n_c \leq 127$)

Si calcolano i seguenti valori:

$$n_c = 3.65 \frac{N_0 \sqrt{Q}}{H^{3/4}} = 28.71 \text{ giri / min } (\text{numero di giri specifico})$$

$$\Delta = \frac{30.01}{49.2} = 0.61$$

$$K = \frac{1.8}{0.61^{1.8}} = 4.38$$

$$E_c = \frac{1}{2} \rho \sigma L v_0^2 = 1502.92 \text{ Nm}$$

Essendo : $E_v = KE_c$ risulta: $E_v = 6586.67 \text{ Nm}$.

Quindi:

$$GD^2 = \frac{7160 \times 6586.67}{2900^2} = 5.61 \text{ Nm} \cdot \text{q}.$$

Bisogna valutare il momento dinamico proprio del gruppo motore-pompa, che in prima approssimazione si assume pari a:

$$GD_{proprio}^2 = 0.1 \times P = \frac{0.1 \times g \times Q \times Hm}{\eta} = 0.39 \text{ Nm} \cdot \text{q}$$

Il momento dinamico effettivo è pari a:

$$GD_{effettivo}^2 = GD^2 - GD_{proprio}^2 = 5.22 \text{ Nm} \cdot \text{q}.$$

Il $GD_{effettivo}^2$ risulta inferiore rispetto a $4 \cdot GD_{proprio}^2$, ciò significa che il gruppo di sollevamento è in grado di mettere in movimento il volano e la soluzione è da prendere in considerazione.

Come ulteriore verifica si calcola il tempo di avviamento del volano.

Questo risulta pari a:

$$t_{avv} = \frac{\pi^2 \times GD^2 \times N_0^2}{g \times 36700 \times P} = 33 \text{ s}, \text{ tempo elevato.}$$

CASSA D'ARIA

Le casse d'aria sono dei particolari recipienti metallici chiusi, contenenti nella parte superiore aria in pressione.

Essa viene collocata a valle della pompa nel senso del flusso ascendente, in derivazione sulla condotta elevatoria, e permette di far avvenire il processo di moto vario solo nel tratto camera-condotta.

L'aria presente nella cassa consente di trasformare l'energia cinetica della colonna liquida in energia elastica.

Nel dimensionare la cassa d'aria si è fatto ricorso alla teoria anelastica dell'*Evangelisti*, il quale ha dimostrato che in molti casi pratici si può prescindere dai fenomeni di colpo d'ariete, pertanto il problema può essere studiato non tenendo conto della deformabilità della condotta e della comprimibilità del fluido.

Egli ha poi fornito degli abachi attraverso cui poter dimensionare la cassa d'aria.

$$\left\{ Z_{\max}, |Z_{\min}| \leq 0.5 \frac{c}{g} v_0 \right\}$$

$$c = \frac{\sqrt{\frac{\varepsilon}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{D}{s} \times \frac{\varepsilon}{E}}} \cong 1200 \text{ m/s} \quad (\text{celerità})$$

Si assume $Z_{\max}=30.01\text{m}$ di colonna d'acqua $\leq 0.5 \frac{1299}{9.81} \times 0.55 = 36.42\text{m}$.

L'equazione di cui ci serviremo è la seguente:

$$\sigma = \frac{L\omega v_0^2}{2gU_s Y_s}$$

\square = caratteristica dell'impianto

$L = 1120.22$ m, lunghezza della condotta

$\omega = 0.0066$ mq, sezione della condotta

$V_0 = 0.55$ m/s, velocità in condotta a regime

$Y_s = 49.2 + 10.33 = 59.53$ m, carico statico assoluto sulla condotta

U_s = volume statico della camera d'aria

Per poter utilizzare l'abaco bisogna conoscere:

$$h_0 = \frac{H_0}{Y_s} \quad \text{e} \quad z_{\max} = \frac{Z_{\max}}{Y_s}$$

h_0 è il rapporto tra le perdite di carico a regime (valutate a tubi nuovi) e il carico statico assoluto; z_{\max} è il rapporto tra la massima sovrappressione ammissibile e il carico statico assoluto.

Le perdite di carico a tubi nuovi valgono: $H_0 = J_n \cdot L = 5.43 \times 1.12022 = 6.08\text{m}$.

Quindi:

$$z_{\max} = \frac{Z_{\max}}{Y_s} = \frac{30.01}{59.53} = 0.504$$

$$h_0 = \frac{H_0}{Y_s} = \frac{6.08}{59.53} = 0.102$$

CASSA D'ARIA SENZA STROZZATURA

Dall'abaco di *Evangelisti* relativo a camera d'aria senza smorzamento e trasformazione adiabatica ($n=1.41$) si ricava:

$$\sigma = 0.120 \text{ (caratteristica dell'impianto)}$$

Dallo stesso abaco si ricava:

$$\begin{aligned} z_{\min} &= -0.370 \\ Z_{\min} &= -0.370 \cdot 59.53 = -22.03m \end{aligned}$$

Dalla relazione caratteristica dell'impianto si ottiene:

$$U_s = \frac{\omega L v_0^2}{2g\sigma Y_s} = \frac{0,0089 \cdot 1120.22 \cdot (0,55)^2}{2 \cdot 9.81 \cdot 0.0370 \cdot 59.53} = 0,0161mc.$$

Si assegna alla cassa d'aria un volume pari a:

$$U_{\text{utile}} = 1.3 \cdot U_{\max}$$

$$\text{con } U_{\max} = U_s \cdot \left(\frac{Y_s}{Y_s - Z_{\min}} \right)^{\frac{1}{n}} = 0.0223mc.$$

Quindi:

$$U_{\text{utile}} = 0.029mc.$$

CASSA D'ARIA CON STROZZATURA

L'introduzione della strozzatura alla base della camera d'aria produce, in sede di moto vario, una perdita di carico localizzata che, secondo il criterio di *De Sparre*, vale:

$$K_0 = H_0 + |Z_{\min}|.$$

Ciò allo scopo di ridurre ulteriormente il volume della cassa d'aria.

Dall'abaco di *Evangelisti* relativo a camere d'aria con smorzamento e trasformazione adiabatica, con i valori di h_0 e z_{\min} noti, si ricavano:

$$\sigma = 0.360$$

$$\begin{aligned} z_{\min} &= -0.470 \\ Z_{\min} &= -0.470 \cdot 59.53 = -27.98m \end{aligned}$$

Da cui:

$$U_s = \frac{\omega L v_0^2}{2g\sigma Y_s} = \frac{0,0089 \cdot 1120.22 \cdot (0,55)^2}{2 \cdot 9.81 \cdot 0.360 \cdot 59.53} = 0.0054mc$$

$$U_{\max} = U_s \cdot \left(\frac{Y_s}{Y_s - Z_{\min}} \right)^{\frac{1}{n}} = 0.0084mc$$

Il volume utile è posto pari a: $U_{\text{utile}} = 0.0109mc$

L'area della strozzatura ω_s si ricava a partire dalle formule relative a una luce a battente con carico posto uguale a

$$K_0 = 6.08 + 27.98 = 34.062m.$$

Pertanto si ottiene:

$$Q = \mu \omega_s \sqrt{2gK_0} \Rightarrow \omega_s = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gK_0}} = \frac{0,00429}{0,6 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 34,062}} = 0.00028mq$$

Tale sezione conduce ad un diametro della strozzatura d_s pari a:

$$d_s = \sqrt{\frac{4\omega_s}{\pi}} = 0.0188m = 19mm.$$

08 - ALLEGATI



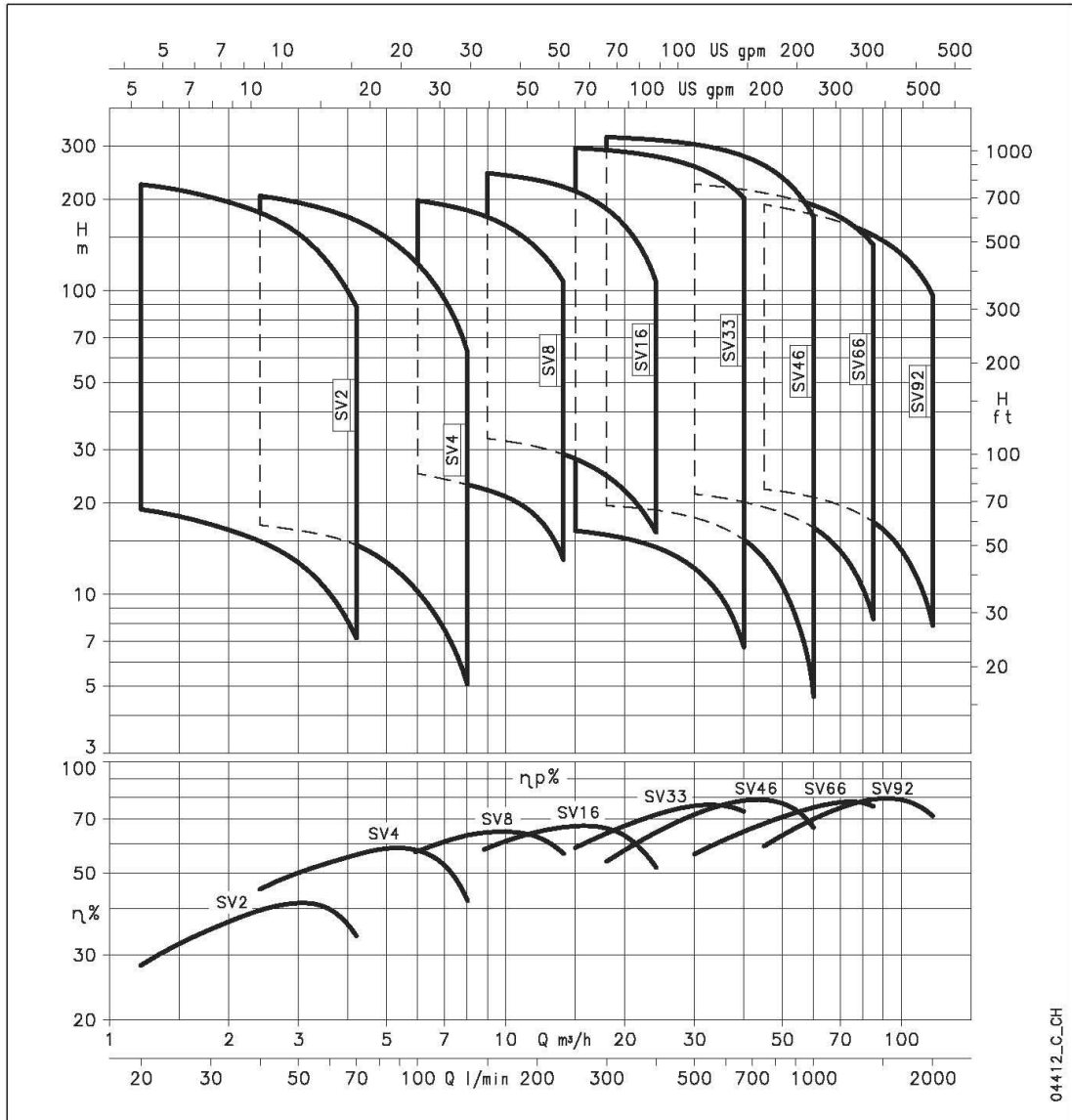
Tubi acciaio bitumati senza saldatura

0806

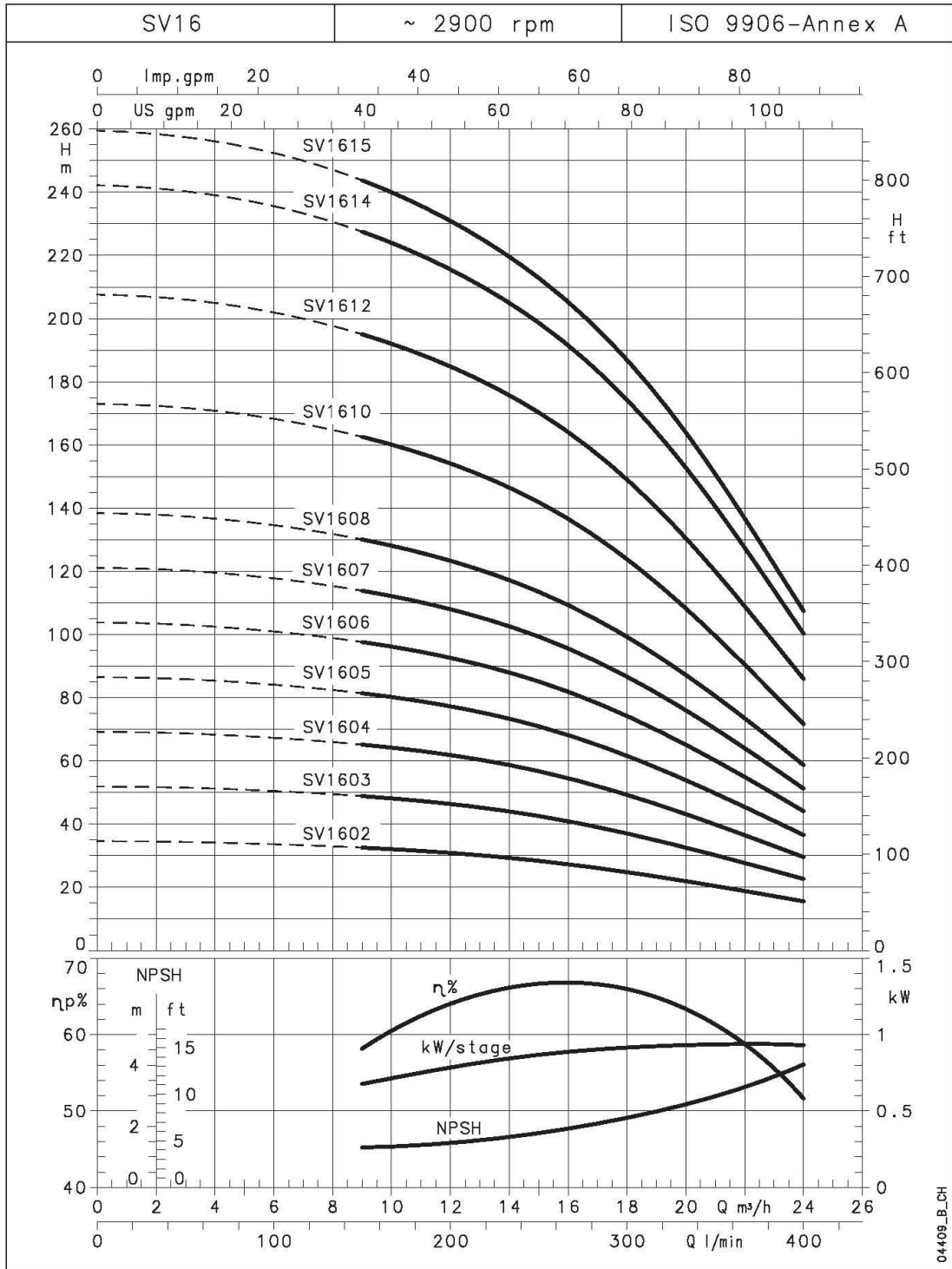
Tubi senza saldatura in acciaio Fe 360, protezione esterna con rivestimento bituminoso pesante secondo norme UNI 5256/87, bitumatura interna conforme al D.M. n. 174 del 06/04/2004 (sostituisce la Circ. Min. Sanità n. 102 del 02/12/78), costruiti a punte lisce o a bicchiere secondo norme UNI 6363/84.
Diametro Nominale mm.

DII mm	Ø Est. mm	Spessore mm	Peso tubo kg/m		Prezzo Euro/m
			grezzo	con rivest. pesante	
40	48,3	2,6	2,9	3,9	11,10
50	60,3	2,9	4,1	5,3	11,59
65	76,1	2,9	5,2	6,6	14,52
80	88,9	3,2	6,8	8,6	17,08
100	114,3	4,0	10,9	13,1	28,43
125	139,7	4,5	15,0	18,1	34,71
150	168,3	4,5	18,2	22,2	50,14
200	219,1	5,6	29,5	34,5	79,06
250	273,0	6,3	41,4	47,9	110,23
300	323,9	7,1	55,5	63,5	167,26
350	355,6	7,1	61,0	71,0	177,33
400	406,4	8,0	78,6	90,1	203,31
450	457,2	8,0	88,6	104,1	238,94
500	508,0	8,8	108,0	125,0	290,24
600	609,6	10,0	148,0	173,0	406,26

**CAMPO DI PRESTAZIONI IDRAULICHE SERIE SV 50 Hz,
2 POLI (~2900 min⁻¹)**



SERIE SV16
CARATTERISTICHE DI FUNZIONAMENTO A ~2900 min⁻¹ 50 Hz



Le prestazioni valgono per liquidi con densità $\rho = 1,0 \text{ kg/dm}^3$ ed una viscosità cinematica $\nu = 1 \text{ mm}^2/\text{s}$.

Nota sul Copyright.

Se il documento, di cui sopra, viola copyright o diritti di proprietà, segnalatelo immediatamente alla e-mail del sito o telefonando, specificando la causa e provando la violazione.

Il file sarà tempestivamente eliminato dal database.

Grazie.

Tutti i diritti appartengono ai legittimi proprietari dei marchi e della paternità intellettuale.

Non ci si assume nessuna responsabilità per i contenuti scaricati dal sito o distribuiti in altri modi.

Tutti i materiali consultabili sono stati reperiti liberamente in internet oppure ne è stata concessa la libera distribuzione.

All rights reserved by original trade mark or intellectual owners.

All files have been found in the web for free or are shared freely by the owner.

No liability is taken for the contents/use of downloaded files, all is distributed "as is".

Scaricato da internet.