

COMUNE DI CORTINA D'AMPEZZO

B.I.M.
GESTIONE SERVIZI PUBBLICI S.p.A.

RIFACIMENTO DELL'ACQUEDOTTO DI FEDAROLA IN COMUNE DI
CORTINA D'AMPEZZO

PROGETTO DEFINITIVO

2 RELAZIONE IDRAULICA

dott. Ing. Roland Bernardi

Luglio 2009

Indice degli argomenti

INDICE DEGLI ARGOMENTI.....	2
INDICE DELLE TABELLE.....	3
INTRODUZIONE.....	4
1. STIMA DELLA POPOLAZIONE DA SERVIRE.....	5
2. STIMA DEI FABBISOGNI	6
3. SCELTA DEI MATERIALI DELLE TUBAZIONI	7
3.1 CONDOTTE IN PEAD.....	8
4. CALCOLI IDRAULICI.....	9
4.1 PERDITE DI CARICO	9
4.1.1 Perdite continue.....	10
5. VERIFICA DEI VOLUMI DI ACCUMULO	13
5.1 VOLUME DI COMPENSO	13
5.2 VOLUME ANTINCENDIO.....	13
5.3 VOLUME DI RISERVA	14
5.4 VOLUME TOTALE	14

Indice delle tabelle

Tabella 1: disponibilità alberghiera.....	5
Tabella 2: stima della popolazione.....	5
Tabella 3: valori di scabrezza relativa per diversi materiali	10
Tabella 4: cadente piezometrica - tabella dei risultati di calcolo	11
Tabella 5: quote delle opere dell'acquedotto.....	12
Tabella 6: perdite di carico distribuite - risultati di calcolo	12

INTRODUZIONE

Nella presente relazione sono descritte le metodologie seguite e i risultati a cui si è pervenuti per il pre-dimensionamento idraulico degli interventi di progetto.

1. STIMA DELLA POPOLAZIONE DA SERVIRE

Le utenze della Frazione di Pocol sono per lo più a carattere fluttuante in quanto si tratta di una zona che si è sviluppata principalmente per motivi turistici. Vi sono presenti quattro alberghi di diversa caratura e cinque attività commerciali (bar e ristoranti). Negli anni settanta sono state costruite anche alcuni condomini (n°8 unità) utilizzate dai proprietari come seconde abitazioni con un total e di 45 utenze. Le utenze di abitanti residenti sono una decina.

L'utenza principale stimata risulta essere quella alberghiera così composta:

Hotel	n° letti disponibili
Pocol	29
Piccolo Pocol	25
Villa Argentina	146
Tofana	150
TOTALE	350

Tabella 1: disponibilità alberghiera

In totale si stima una popolazione totale di circa 870 abitanti così suddivisa:

Tipologia utenza	Utenze	Abitanti (ab)
Bar-Ristoranti	5	250
Residente in case sparse	7	35
Fluttuanti in alberghi	4	350
Fluttuanti in case private	46	230
TOTALE	62	865

Tabella 2: stima della popolazione

2. STIMA DEI FABBISOGNI

Per il dimensionamento di opere acquedottistiche risulta di primaria importanza definire i quantitativi d'acqua necessari per soddisfare la domanda idrica delle utenze.

Il calcolo è stato effettuato sulla base di una dotazione pro-capite di 200 l/ab×g per la popolazione residente in centri e nuclei, 250 l/ab×g per quella residente in case sparse, 350 per attività commerciali (bar-ristoranti), 750 l/ab×g per i fluttuanti in alberghi e 280 l/ab×g per i fluttuanti in case private.

Tipologia utenza	Dotazione (l/g ab)	Utenze	Abitanti (ab)	Portata (l/g)	Portata (l/s)
Bar-Ristoranti	350	5	250	100.000	1,16
Residente in case sparse	250	7	35	8.750	0,10
Fluttuanti in alberghi	750	4	350	262.500	3,04
Fluttuanti in case private	280	46	230	64.400	0,75
TOTALE		62	865	435.650	5,04

I fabbisogni così calcolati sono stati successivamente moltiplicati per due coefficienti che tengono conto del giorno di punta e della punta oraria, stimati pari a, rispettivamente, $\rho_g = 1,5$ e $\rho_h = 1,8$ sulla scorta di quanto riportato in letteratura.

Si ottiene in questo modo:

$$Q_{\max} = Q \cdot \rho_g \cdot \rho_h = 5,04 \cdot 1,5 \cdot 1,8 = 13,61 \text{ l/s}$$

Sono state inoltre previsti utilizzi non considerati come punte stagionali e perdite in rete, queste ultime considerate ammissibili per un'aliquota del 10% che può generalmente essere considerata fisiologica anche per reti in buono stato. In questo modo si ottiene definitivamente il valore di portata di progetto:

$$10\% \cdot Q_{\max} = 1,361 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{prog}} = 13,61 + 1,36 = 14,97 \cong 15 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{prog}} = 15 \text{ l/s}$$

3. SCELTA DEI MATERIALI DELLE TUBAZIONI

La scelta del tipo o dei tipi di tubazione da porre in opera dipende essenzialmente dalle caratteristiche delle acque convogliate e dei terreni in cui le opere sono da collocare, dalle condizioni di esercizio cui le tubazioni sono sottoposte (carichi esterni, sismicità, pressioni di esercizio, sovrappressioni o depressioni transitorie) e, talvolta, anche da particolari situazioni locali, quali si possono incontrare in zone impervie o nell'attraversamento di strade, ferrovie, corsi d'acqua, ecc.

I requisiti principali che debbono possedere le condotte d'acquedotto, riguardanti, oltre che i materiali, anche le tecniche di fabbricazione e i criteri e metodi di posa sono:

- resistenza meccanica ai carichi interni ed esterni;
- tenuta per impedire la fuoriuscita e l'ingresso dei liquidi;
- resistenza di natura fisica, chimica o biologica alle azioni eventualmente legate alla qualità delle acque convogliate e ai terreni attraversati;
- resistenza al moto, che deve essere quanto più ridotta possibile;
- facilità e sicurezza della posa in opera;
- costo complessivo ottimale, tenuto conto oltre che dei costi del materiale, dello scavo e posa delle opere d'arte, ma anche di quelli della manutenzione e della durata, ecc.

La scarsa qualità dei materiali, la loro non idoneità alle condizioni specifiche di destinazione e soprattutto e la loro non corretta installazione, rappresentano una delle principali cause di guasto in un sistema acquedottistico oltre che causa di notevoli aggravii economici nella gestione. Un sistema molto affidabile sotto l'aspetto dello schema funzionale può rivelarsi del tutto inaffidabile per la presenza di uno o più elementi costituiti con materiali scadenti o malamente installati. Viste le caratteristiche del terreno e la presenza di correnti vaganti, nel presente progetto si intendono utilizzare tubazioni in PEAD (polietilene ad alta densità) le cui caratteristiche vengono di seguito descritte.

3.1 Condotte in PEAD

Le condotte realizzate con PEAD sono utilizzate per il convogliamento di acqua la cui temperatura massima permanente sia non superiore 40° C. Il polietilene, opportunamente stabilizzato per resistere all'invecchiamento, è un materiale di eccellenti caratteristiche dielettriche e chimiche, praticamente inattaccabile da quasi tutte le acque e assolutamente impermeabile.

La facilità con cui gli elementi possono essere saldati tra loro, con termoelementi, consente inoltre di poter confezionare con limitata spesa pezzi speciali particolari. Le tubazioni sono collegate tra loro e con i pezzi speciali mediante saldatura di testa realizzata con apposita attrezzatura, con collare di appoggio in PE 100 rispondente alla norma UNI 12201 parte terza saldato sulla tubazione e flangie di acciaio in accordo alla norma UNI EN 1092-1-2003.

Si intende utilizzare una tubazione in polietilene reticolato ad alta densità PE 100 a norma UNI EN 12201 con superficie liscia di colore blu, ad elevata resistenza alla crescita lenta della frattura (resistenza al Noch Test secondo Iso 13479 > 5.000 ore) e resistenza meccanica minima $MRS \geq 10 \text{ N/mm}^2$, conforme alle norme UNI EN 1622 per la soglia di odore e di sapore.

La tubazione sarà rinfiancata, posata e ricoperta su di sabbia. Il letto di posa, come anche il ricoprimento, sarà dello spessore di 10 cm

Nel caso in cui non vi sia la possibilità di ottenere un ricoprimento minimo di 1,20 m sopra l'estradosso della tubazione si intende utilizzare la stessa tubazione di cui sopra della tipologia che include un rivestimento esterno in polipropilene rinforzato e mineralizzato, ed eventuale doppio strato protettivo di alluminio. Sulla giunzione di tali tubazioni sarà garantita la continuità del nastro in alluminio stesso e la sua protezione.

Al fine di garantire la rintracciabilità della tubazione stessa si poserà un'apposita corda di rame opportunamente fissata al tubo stesso.

4. CALCOLI IDRAULICI

4.1 Perdite di carico

Per la determinazione delle perdite di carico nei rami si è utilizzata la nota relazione di Darcy - Weisbach:

$$j = \frac{\lambda}{D} \frac{v^2}{2g}$$

dove:

j = cadente piezometrica (m/m);

λ = numero di resistenza;

D = diametro della tubazione;

v = velocità del fluido;

g = accelerazione di gravità (9,81 m/s²).

Per il calcolo del numero di resistenza λ si è adottata la formula di Colebrook - White:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{e/D}{3,71} \right)$$

adottando un valore di scabrezza equivalente assoluta variabile a seconda del materiale costituente le condotte.

Le perdite di carico nelle tubazioni (generalmente a sezione circolare) vengono suddivise, come di norma praticato, in perdite continue lungo tutta la condotta ed in perdite concentrate nei punti singolari della stessa. In questa fase della progettazione si calcolano soltanto le perdite di carico continue che costituiscono la parte rilevante della perdita di carico piezometrico.

4.1.1 Perdite continue

Sono causate dall'attrito lungo le pareti del condotto e sono calcolate a partire dal coefficiente universale di perdita di carico λ , che per le tubazioni viene stimato utilizzando la formula di Colebrook.

$$j = L \cdot \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

dove:

j: perdita totale (m);

L: lunghezza totale della tubazione (m);

λ/D : coefficiente di perdita;

D: diametro della tubazione (m);

V: velocità nella tubazione (m/s);

g: accelerazione di gravità (pari a $9,81 \text{ m/s}^2$).

Il coefficiente di perdita di carico è funzione della scabrezza della tubazione. Il valore di scabrezza adottato, in relazione alla natura delle tubazioni è stato assunto per le tubazioni in PEAD pari a:

$$e = 0,02 \text{ m}$$

Materiale tubazioni	e (m)
Tubi nuovi PE, PVC, PRFV, Rame, Acciaio Inox	0 - 0,02
Tubi nuovi Gres, Ghisa rivestita, Acciaio	0,05 - 0,15
Tubi in Cemento ordinario, tubi con lievi incrostazioni	0,10 - 0,40
Tubi con incrostazioni e depositi	0,60 - 0,80

Tabella 3: valori di scabrezza relativa per diversi materiali

Visto che la scelta del diametro è fortemente condizionata dalla necessità di garantire un carico idraulico minimo all'utenza, si propongono due diametri diversi da valutare.

Si ottiene nel caso in esame la seguente tabella di calcolo:

Descrizione	Simbolo	Ø110	Ø125
Diametro interno della condotta	D (mm)	90	102,2
Portata della condotta	Q (l/s)	15	15
Scabrezza	e (mm)	0,02	0,02
Scabrezza Relativa	EPS	0,000222222	0,000195694
Area sezione in	A (m ²)	0,006361725	0,008203358
Velocità	V (m/s)	2,36	1,83
Viscosità cinematica	N (m ² /s)	1.006E-06	1.006E-06
Numero di Reynolds	Re	210940,9492	185760,1312
Coefficiente di resistenza con formula di Colebrook	λ	0,017118944	0,017241708
Cadente piezometrica	J (m/m)	0,05391943	0,02876118

Tabella 4: cadente piezometrica - tabella dei risultati di calcolo

Viste le dimensioni in altezza degli edifici da servire in corrispondenza del punto di chiusura del presente progetto (pozzetto terminale) si rende necessaria una piezometrica minima di 5 atm. Infatti sia l'Hotel Villa Argentina che l'ex Hotel Tofana constano di n° 6 piani fuori terra, ossia un'altezza di circa 20 m. Inoltre la piezometrica minima deve essere garantita su tutta la linea, ossia fino all'utenza "Bar Belvedere", servito da una tubazione in acciaio DN 100 mm della lunghezza di 470 m e posto a quota 1.530 m s.m.m.

Le perdite di carico continue vengono calcolate sui diversi tratti della condotta in progetto, ossia:

- Tratto 1: dall'Opera di presa A alla sottostante Opera di presa B
- Tratto 2: dall'Opera di presa B al Manufatto partitore
- Tratto 3: dal Manufatto partitore all' Opera di accumulo B
- Tratto 4: dall'Opera di accumulo A al Pozzetto finale
- Tratto 5: dal Pozzetto finale al Bar Belvedere

Descrizione	Quota (m s.m.m.)
Opera di presa A	1.773
Opera di presa B	1.753
Manufatto partitore	1.750
Opera di accumulo A	1.618
Opera di accumulo B	1.618
Pozzetto finale	1.528
Bar Belvedere	1.530

Tabella 5: quote delle opere dell'acquedotto

Applicando la cadente piezometrica alle lunghezze dei vari tratti dell'acquedotto di cui è composto si ottiene:

	Lunghezza (m)	Dislivello (m)	PEAD Ø110 mm		PEAD Ø125 mm	
			Perdite di carico continue ΔH (m)	Carico disponibile (m)	Perdite di carico continue ΔH (m)	Carico disponibile (m)
Tratto 1	125	20	6,74	13,26	3,60	16,40
Tratto 2	85	3	4,58	-1,58	2,44	0,56
Tratto 3	1.175	132	63,36	68,64	33,79	98,21
Tratto 4	950	90	51,22	38,78	27,32	62,68

Tabella 6: perdite di carico distribuite - risultati di calcolo

Dai risultati di calcolo si evince la necessità di utilizzare una tubazione del diametro interno 102,2 mm, ossia il PEAD Ø125 mm.

Nel Tratto 5 (dal Pozzetto finale al Bar Belvedere) il tracciato sale per circa 260 m fino a quota 1.540 m s.m.m. e poi scende per i rimanenti 210 m fino a conclusione (1530 m s.m.m.).

Le perdite di carico distribuite lungo tale tratto e calcolate come sopra ammontano a $\Delta H_5 = 9,07$ m (in cima alla salita $\Delta H = 5,02$ m). Si evince dunque che la piezometrica disponibile al termine del Tratto 5 è:

$$H = (1528 + 62,68 - 9,07) - 1530 = 45,66 \text{ m}$$

mentre in cima alla salita: $H = (1528 + 62,68 - 5,02) - 1540 = 51,61 \text{ m}$

ossia si ottiene un carico disponibile ampiamente soddisfacente.

5. VERIFICA DEI VOLUMI DI ACCUMULO

I volumi delle opere di accumulo vengono calcolati in modo che possano assolvere alle funzioni di compenso, di antincendio e di riserva per eventuali emergenze.

Le verifiche sono state condotte in relazione allo scenario più sfavorevole corrispondente, nei casi in esame, al funzionamento durante la stagione invernale, quando si registra il massimo consumo (massima presenza di turisti) e il minimo apporto dalle sorgenti.

5.1 Volume di compenso

Il volume di compenso complessivo da assegnare alla rete è stato calcolato come una percentuale pari al 20% del volume giornaliero erogato nel giorno di massimo consumo e calcolato come:

$$V_c = Q_{mg} * 86400 * 0.2 \text{ [m}^3\text{]}$$

Q_{mg} = portata massima nel giorno di massima affluenza così calcolata:

$$Q_{mg} = \frac{(P_{res} + P_{fl}) \cdot D}{86400} \cdot \rho_g$$

dove: P_{res} = popolazione residente = 35 ab

P_{fl} = popolazione fluttuante = 830 ab

ρ_g = coefficiente che tiene conto del giorno di punta, stimato pari a $\rho_g = 1,7$

Si ottiene: $Q_{mg} = 8 \text{ l/s} \rightarrow V_c = 105 \text{ m}^3$

5.2 Volume antincendio

Per determinare questo volume (V_{ai}) si è fatto riferimento alla nota formula di Conti, che consente di calcolare la portata antincendio in funzione della popolazione servita dal sistema di serbatoi:

$$Q_{ai} = 6 \cdot \sqrt{P} \text{ [l/s]}$$

Per calcolare il volume antincendio si è ipotizzato che Q_{ai} venisse erogata per una durata di 2 – 3 ore:

$$V_{ai} = Q_{ai} * 3600 * 2 (3) \text{ [m}^3\text{]}$$

Si considera di utilizzare n°2 idranti contemporaneamente.

Il calcolo del volume antincendio fornisce il seguente valore:

$$V_{ai} = 40 \text{ m}^3$$

5.3 Volume di riserva

Il volume di riserva (V_{ris}), previsto per far fronte ad eventuali emergenze, è stato stimato come percentuale della capacità complessiva trovata per le funzioni di compenso ed antincendio, pari al 30%:

$$V_{ris} = (V_c + V_{ai}) * 0.3 \text{ [m}^3\text{]}$$

Il calcolo del volume antincendio fornisce il seguente valore:

$$V_{ris} = 43 \text{ m}^3$$

5.4 Volume totale

Il volume totale da rendere disponibile nel giorno di massimo consumo risulta quindi:

$$V_T = V_c + V_{ai} + V_{ris}$$

In totale il serbatoio unico necessita di:

$$V_{tot} = V_c + V_{ai} + V_{ris} = 105 + 40 + 43 = 188$$

La capacità totale calcolata da rilievo delle vasche di Son dei Prade è di circa 56 m^3 (come riportato nell'elaborato grafico 13.3), valore comunque molto distante da quanto sopra calcolato, anche nell'eventualità di considerare soltanto il volume di compenso.

Sarà dunque indispensabile realizzare in un prossimo futuro un nuovo serbatoio che possa garantire un servizio adeguato. In tale sede ci si attiene alle direttive nell'incarico di progettazione, ossia il risanamento dei serbatoi esistenti come riportato nell'Elaborato 1 (Relazione descrittiva).