



POLITECNICO DI TORINO
Corso di laurea magistrale in ingegneria civile

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

**Progetto di un acquedotto
in una zona rurale del Camerun**

Relatrice
Chiar.ma Ilaria Butera
Correlatore
Ing. Michele Pagano

Laureanda
Margherita Gatti

Anno accademico 2019/2020

Alle donne che lottano,
a quelle degli anni '70.

Sommario

Introduzione	1
1. Contesto geografico	2
1.1 Idrografia dell'area di progetto	2
1.2 Regime pluviometrico dell'area interessata	3
2. Valutazione esigenze idriche	5
2.1 Stima della popolazione	5
2.2 Determinazione della portata	7
3. Fonte di approvvigionamento.....	9
3.1 Analisi infrastrutture e risorse esistenti	9
3.2 Opera di presa.....	9
4. Trattamento.....	14
4.1 Biofiltrazione.....	17
4.2 Clorazione	33
5. Rete di adduzione	39
5.1 Tracciato e profilo altimetrico.....	39
5.2 Posa in opera.....	42
5.3 Impianto di sollevamento	43
5.4 Vasca di accumulo pre-pompaggio	49
5.5 Scelta della pompa	53
5.6 Analisi colpo d'Ariete.....	57
5.7 Opere d'arte minori.....	62
6. Stoccaggio.....	63
6.1 Calcolo dei volumi	65
6.2 Costruzione	69
7. Rete di distribuzione	70
7.1 Tracciato e profili altimetrici.....	72
7.2 Dimensionamento.....	78
7.3 Opere d'arte minori.....	82
Bibliografia.....	83
Ringraziamenti	85

Introduzione

Il seguente lavoro di tesi fa parte di un progetto molto più ampio che ha l'obiettivo di aumentare l'accesso all'acqua potabile per la popolazione di una particolare regione del Camerun.

Il progetto è noto come ENTER (ENergie rinnovabili e TEcnologie appropriate per l'accesso all'acqua potabile in ambito Rurale), ad opera di ARCS (ARci per Culture Solidali) e coinvolge i dipartimenti di Menoua, Bamoutos e Noun, situati nella regione occidentale del Camerun. Gli interventi riguarderanno in particolare 40 villaggi divisi in 16 gruppi, situati nei comuni di Dschang, Batcham e Foumbot.

Le zone rurali della regione occidentale del Camerun sono caratterizzate da situazioni particolarmente complesse: le risorse d'acqua sono poche e di scarsa qualità per cui spesso diventano la causa di malattie infettive che portano ad un elevato tasso di mortalità infantile. Già in passato sono stati effettuati degli interventi idrici nella zona, tuttavia la mancanza di persone qualificate ha portato a una scarsa manutenzione di questi impianti, con conseguente abbandono.

Pertanto, l'obiettivo del progetto non è solo provvedere all'approvvigionamento idrico, ma formare un ambiente partecipativo e consapevole tra la popolazione attraverso:

1. Sessioni di formazione tecnica e operativa a persone locali, necessarie per la gestione sostenibile delle risorse idriche e la manutenzione degli impianti in costruzione
2. Realizzare nuovi impianti o riabilitare gli impianti esistenti tramite nuove tecnologie o adottando fonti rinnovabili
3. Rafforzare la capacità dei comuni locali di gestire le varie risorse idriche

Al fine di raggiungere questi obiettivi è stata costruita una scuola per 43 giovani provenienti dai diversi villaggi coinvolti che seguiranno una formazione di due anni, incentrata su 5 ambiti fondamentali:

1. Qualità delle acque
2. Idraulica
3. Ingegneria civile
4. Ingegneria energetica
5. Animazione comunitaria

Inoltre, verranno organizzati dei corsi per gli impiegati comunali e verranno effettuate ricerche circa nuove tecnologie appropriate per la potabilizzazione in ambito rurale e adeguato all'uso da parte degli abitanti.

Nel seguente lavoro si è sviluppato un progetto di un acquedotto nei villaggi di Apouh e Atoupouh, presso il comune Dschang.

1. Contesto geografico

1.1 Idrografia dell'area di progetto

I villaggi Apouh e Atoupouh si trovano nel distretto di Dschang che è attraversato da molti fiumi. Il loro profilo modellato su quello delle vallate esistenti fornisce sia una fitta rete idrografica che atrofizzata perché alcuni villaggi, in particolare Bassué a Fotetsa, non sono attraversati da alcun flusso.

Questi fiumi (fiumi Dschang, Iefock e molti altri) sono affluenti del Menoua e confluiscono nel Nkam. Alcuni di questi fiumi, in particolare il fiume Azin di Fongo-Ndeng, si prosciugano durante la stagione secca, mentre altri come Ntsée Legoh che attraversano Legoh sono soggetti a inondazioni regolari durante la stagione delle piogge.

La tabella sottostante (tab. 1.1.1) mostra la distribuzione dei corsi d'acqua nel Comune di Dschang:

TIPO (Lago, Mare,..)	NOME	POSIZIONE	DIMENSIONI	LIVELLO OPERATIVO	PROBLEMI/OSSERAZIONI
Fiume		Azin (Fongo Ndeng)			Essiccazione durante la stagione secca
Corso d'acqua	Tsintetop	Tsenglegoh		Inutilizzato	
Fiume	Ntsée Legoh	Legoh	Sconosciuto	Inutilizzato	Allagamento regolare
Corso d'acqua	Tsée Wa	Nzong	2,5 km	No	Uso per l'irrigazione delle colture
Corso d'acqua	Tse Alowh	Fiala	3 km	No	Allagamento/uso per l'irrigazione delle colture
Corso d'acqua	Tsée Mbing	Nzengfeung Taka	5 km	Artigianale	Allagamento/uso per l'irrigazione delle colture
Corso d'acqua	Tse Waa	Bawa	8 km		Uso per l'irrigazione delle colture
Corso d'acqua	Tiazok				
Ruscello	Messooh	Mefet	3 km		
Corso d'acqua	Ligang	Mefet	3,5 km	Artigianale	
Corso d'acqua	Menoua e Maatsoung	Balevonli	4 km		

Tabella 1.1.1 - Fonte: PCD Dschang, 2010 e dati di base e diagnosi partecipativa 2017

1.2 Regime pluviometrico dell'area interessata

Il clima in tutto il territorio del Comune di Dschang è lo stesso ovunque. Si tratta di un clima monsonico equatoriale con parti montuose caratterizzate da un'altitudine in media di 1400 m. Questo clima è caratterizzato da una stagione delle piogge che va da metà marzo a metà novembre e da una stagione secca da metà novembre a metà marzo. Va notato, tuttavia, che il cambiamento climatico globale non ha risparmiato queste zone dove occasionalmente si osservano disturbi.

Considerando i dati relativi al periodo 1982-2012, si osservano i seguenti valori medi per le temperature e le altezze di pioggia:

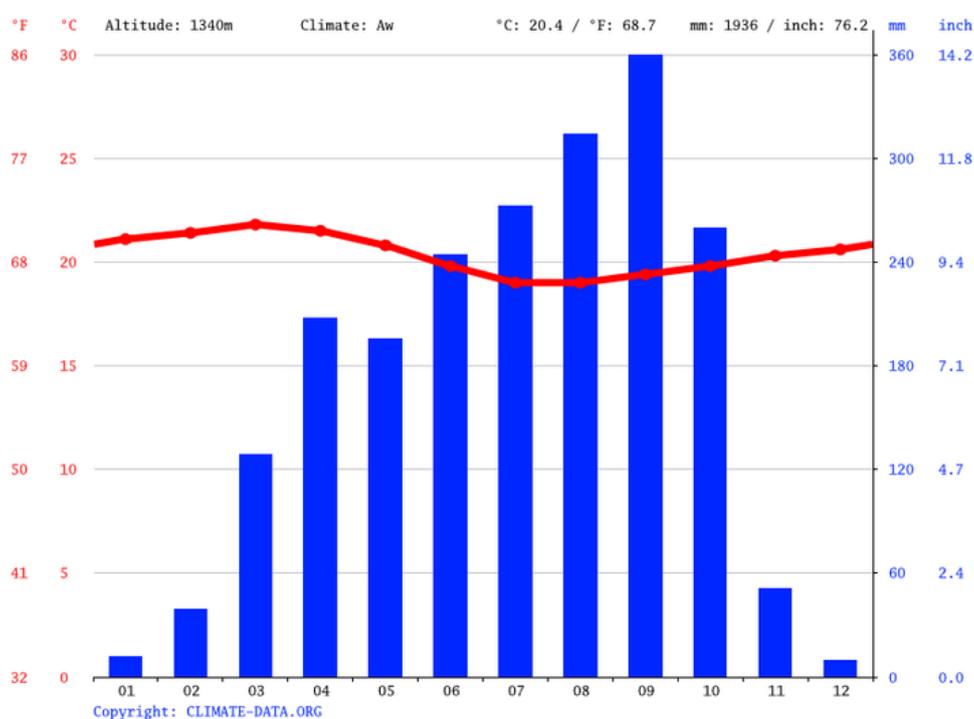


Figura 1.2.1 - Diagramma ombrotermico

	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Température moyenne (°C)	21.1	21.4	21.8	21.5	20.8	19.8	19	19	19.4	19.8	20.3	20.6
Température minimale moyenne (°C)	15.1	15.2	16.6	16.5	16	15.6	15.2	15.1	14.8	15	15.4	15.1
Température maximale (°C)	27.1	27.7	27	26.5	25.6	24.1	22.9	23	24	24.6	25.3	26.1
Précipitations (mm)	11	36	119	192	181	226	252	290	333	240	47	9

Figura 1.2.2 - Tabella climatica Dschang

L'altitudine spiega le temperature basse. Il mese più caldo dell'anno è Marzo con una temperatura media di 21.8 ° C. Durante l'anno Luglio ha una temperatura media di 19.0 ° C ed è quindi il mese più freddo dell'anno.

Il mese più secco è Dicembre con 9 mm di altezza di pioggia, mentre Settembre risulta il mese più piovoso con una media di 333 mm, dunque la differenza tra le precipitazioni del mese più secco e quelle del mese più piovoso è 324 mm. La differenza tra la temperatura più bassa e la più alta dell'anno è 2.8° C, non si registra quindi una grande escursione termica. La media annuale di altezza di pioggia è di 1936 mm.

Il sole totale è di 1864 ore all'anno. La durata del sole varia da 8,5 ore al giorno nella stagione secca a 2,2 ore al giorno nella stagione delle piogge. L'umidità relativa è costantemente elevata.

2. Valutazione esigenze idriche

2.1 Stima della popolazione

Per valutare le esigenze idriche occorre anzitutto effettuare una stima della popolazione da servire al traguardo temporale di progetto, anno 2040.

Dai dati relativi all'intera popolazione del Cameroon (fonte: UN World Population Prospects, 2019), è evidente che questa ha un andamento esponenziale, come emerge dal grafico 2.1.1:

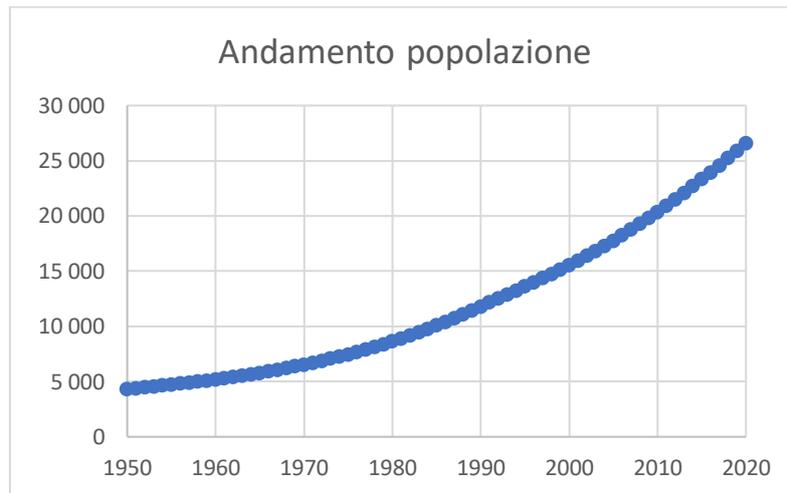


Grafico 2.1.1 – Andamento della popolazione dal 1950 al 2019

Quindi nota la popolazione corrente nei villaggi (fonte: PCD 2018) e noto il tasso di crescita annuo si può determinare la stima della popolazione nel 2040 attraverso l'applicazione della seguente legge:

$$P(t) = P_0(1 + r)^t$$

Dove $P(t)$ è la popolazione al tempo t , P_0 è la popolazione al tempo 0 (ovvero nel 2018), t è il numero di anni in cui si valuta l'incremento ed r è il tasso di crescita.

In teoria il tasso di crescita r va calcolato annualmente in base ai dati annui della popolazione e poi se ne può fare una media per determinare il valore da utilizzare nell'equazione sopraindicata. Nel nostro caso abbiamo fatto riferimento alle previsioni della variazione del tasso di crescita relativo all'intera popolazione del Cameroon (fonte: UN World Population Prospects, 2019), e abbiamo assunto un valore pari al 2,3% considerando un'approssimazione per difetto essendo in zona rurale.

Year	Population	Yearly % Change
2020	26,545,863	2.64 %
2025	30,031,673	2.50 %
2030	33,766,121	2.37 %
2035	37,722,498	2.24 %
2040	41,873,466	2.11 %

Figura 2.1.1 – Stima della variazione del tasso di crescita

Nei villaggi di Apouh e Atoupouh i dati forniscono rispettivamente un numero di abitanti pari a 1990 e 1747, per un totale di 3737 abitanti.

	P ₀	r (%)	t (anni)	P (2040)
Apouh	1747	2,3	22	2881
Atoupouh	1990	2,3	22	3282

Tabella 2.1.1 – Popolazione nel 2040 nei villaggi Apouh e Atoupouh

Dunque, nel 2040 la popolazione totale da servire sarà pari a 6163 abitanti.

2.2 Determinazione della portata

La determinazione della portata media giornaliera si basa sulla dotazione idrica e questa è basata sugli standard dell'OMS, Organizzazione Mondiale della Sanità. In un articolo pubblicato dall'OMS, (Brian Reed et Bob Reed, 2013) "Quelle est la quantité d'eau nécessaire en situation d'urgence" (Qual è la quantità d'acqua necessaria in situazioni d'emergenza), emerge come nelle comunità rurali povere l'aspettativa della quantità di acqua necessaria è molto più bassa rispetto agli ambienti urbani, pertanto comunità più povere consumeranno probabilmente molta meno acqua.

Le più grandi organizzazioni umanitarie hanno adottato lo 'Standard Sphere' che fornisce degli indicatori, intesi come interpretazioni ragionevoli degli standard minimi di vita.

Le persone usano l'acqua per vari tipi di attività, alcune più fondamentali di altre, come si può vedere nella figura 2.2.1:

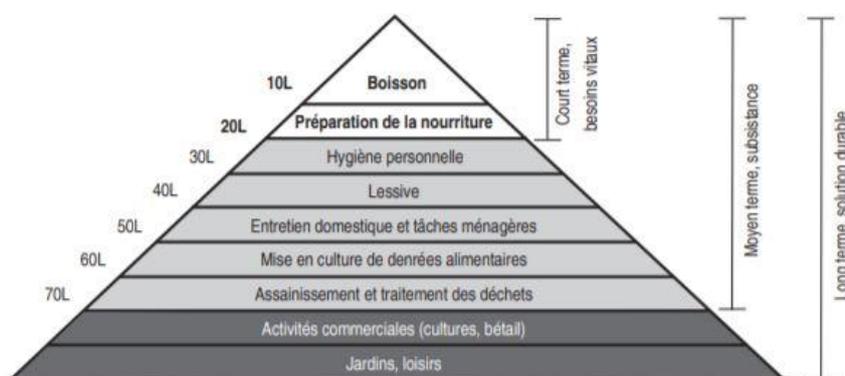


Figura 2.2.1 – Piramide dei bisogni idrici, "Quelle est la quantité d'eau nécessaire en situation d'urgence", OMS

Gli standard della sfera offrono una quantità di acqua minima necessaria per la sopravvivenza che può servire come punto di partenza nel calcolo di fabbisogno idrico. Però, gli studi dimostrano che la quantità minima di acqua potabile richiesta per un livello di salute e di igiene minimo è di 20 litri per persona al giorno:

Bisogno	Quantità	Note
Garantire la sopravvivenza: bere e alimentarsi	2,5-3 l/g	Varia in base al clima e alla fisiologia individuale
Pratiche igieniche di base	2-6 l/g	Varia secondo le norme sociali e culturali
Esigenze di base per la cucina	3-6 l/g	Varia in base al tipo di cibo e agli standard sociali e culturali
Bisogno totale	7,5 -15 l/g	

Tabella 3.2.1 – Tabella semplificata dei fabbisogni idrici di base per la sopravvivenza, "Quelle est la quantité d'eau nécessaire en situation d'urgence", OMS

Pertanto, la dotazione idrica a cui si farà riferimento in questa progettazione sarà 20 l-ab/g. In caso di urbanizzazione dell'area in esame, il fabbisogno verrà aumentato a 50 (considerando quindi servizi igienici in casa, ad oggi assenti), in questo caso bisognerà prevedere delle captazioni da fonti aggiuntive.

La portata sulla quale si dimensionerà l'acquedotto sarà:

$$Q_{ma} = d \cdot P = 123 \frac{m^3}{g} = 5,14 \frac{m^3}{h}$$

3. Fonte di approvvigionamento

3.1 Analisi infrastrutture e risorse esistenti

Nelle aree rurali, la fornitura di acqua potabile è una vera sfida perché i punti di rifornimento principali sono solo pochi pozzi che si prosciugano nella stagione secca. Queste popolazioni si accontentano di usare l'acqua dei fiumi con un potenziale bevibile molto discutibile per tutte le loro esigenze. In altri luoghi in cui il comune ha compiuto sforzi per realizzare pozzi tramite perforazioni, questi o non sono funzionali come nel caso di Tchoune o sono abbandonati alle popolazioni senza l'istituzione di un comitato per la sostenibilità della struttura. L'elevata prevalenza di malattie trasmesse dall'acqua nelle consultazioni sanitarie suggerisce infrastrutture idrauliche insufficienti o un cattivo funzionamento di quelle esistenti.

La diagnosi delle infrastrutture idriche nell'area in esame rivela che i villaggi hanno finora avuto pochissime infrastrutture per fornire acqua potabile. Tuttavia, si possono notare diversi pozzi privati e un pozzo di perforazione di qualità sconosciuta.

Per quanto riguarda l'analisi delle risorse idriche esistenti nei villaggi di Apouh e Atopouh, si può notare l'esistenza di molte fonti come per esempio la sorgente Zenvho e la sorgente Nzembin. Molte delle sorgenti presenti non sono gestite e hanno un flusso relativamente basso e variabile a seconda della stagione.

Oltre a queste sorgenti ci sono anche fiumi, tra cui il fiume Miba, nelle valli caratterizzate dalla presenza di palme rafia.

3.2 Opera di presa

Per risolvere il problema dell'accesso all'acqua potabile nei villaggi Apouh e Atopouh, la soluzione tecnica proposta è fare un drenaggio dell'acqua della sorgente e trattare quest'acqua mediante biofiltrazione e disinfezione con clorinazione sul posto. La cattura sarà effettuata nei pressi di Apouh in un punto posto ad un'altitudine di 1380 metri e di cui sono note le coordinate geografiche: latitudine 5.4075 N; longitudine 10.0317 E. L'acqua sarà catturata in una camera di raccolta e poi inviata ai bio-filtri.



Figura 3.2.1 -

Al fine di garantire la produzione continua di acqua di qualità, questo sistema di acqua potabile richiede un flusso minimo alla sorgente di 5,14 m³/h.

I valori di portata della sorgente in esame sono stati misurati dai ragazzi del villaggio e si sono registrati valori di portata sempre inferiori rispetto al necessario. Prima della realizzazione dell'opera di captazione si sono registrati valori di portata nell'intorno di 2,5 m³/h, dopo la realizzazione dell'opera, la portata è aumentata fino a valori di circa 3,75 m³/h; appare chiaro che quindi questa sorgente da sola può soddisfare il fabbisogno idrico attuale ma non quello proiettato nel 2040, per il quale occorrerà attingere l'acqua da un'ulteriore sorgente.

Si riportano di seguito i valori di portata registrati nel periodo più recente:

28/05/2020	
V [l]	10
t [s]	9,51
Q [m ³ /h]	3,7855

04/06/2020	
V [l]	10
t [s]	9,51
Q [m ³ /h]	3,7855

18/06/2020	
V [l]	10
t [s]	9,71
Q [m ³ /h]	3,7075

25/06/2020	
V [l]	10
t [s]	9,71
Q [m ³ /h]	3,7075

09/07/2020	
V [l]	11,5
t [s]	10,93
Q [m ³ /h]	3,7877

Tabelle 3.2.1 – Valori di portata misurati nel periodo più recente

Q _{media} [m ³ /h]	3,75
--	------

Tecnicamente sarebbe opportuno dimensionare le opere per un valore maggiore di portata al fine di riuscire a captare tutta l'acqua anche in periodi di abbondanza e quindi si può pensare di fare riferimento al seguente valore:

$$Q = 1,5 \cdot Q_{media} = 1,5 \cdot 3,75 \frac{m^3}{h} = 5,63 \frac{m^3}{h}$$

ma questo risulta superiore rispetto al fabbisogno idrico nel 2040, pertanto sarà sufficiente fare riferimento al valore del fabbisogno pari a 5,14 m³/h.

Tuttavia, osservando i valori di portata si nota come questi restino piuttosto costanti in un arco di tempo ampio; questo può essere dovuto:

- alla sorgente, che effettivamente eroga una quantità costante di acqua durante l'arco dell'anno (insolito)
- la modalità con cui è stata realizzata l'opera di presa permette di captare al massimo valori di portata che si aggirano nell'intorno espresso nelle tabelle 3.2.1, limitando così la sorgente

Pertanto, occorrerà fare un'analisi in loco al fine di determinare le ragioni: nel caso in cui sia il campaggio a limitare la sorgente si può pensare di rifarlo, in tal caso occorrerà lavorare con valori di portata maggiori (5,14 m³/h), altrimenti si potrà fare riferimento ai valori medi di portata (3,75 m³/h).

Nelle figure 3.2.2 si mostrano le fotografie dell'opera di captaggio in fase di costruzione e ad opera terminata:





Figura 3.2.2a – Opera di presa in fase di costruzione



Figura 3.2.2 b – Opera di presa terminata

4. Trattamento

Il trattamento dell'acqua proveniente dal bacino idrografico consisterà in una filtrazione biologica tramite filtri a sabbia lenta e successiva disinfezione. Per la scelta della tecnologia da utilizzare e il dimensionamento delle varie strutture si fa riferimento a soluzioni tipiche delle zone rurali, adattando tecnologie esistenti alle condizioni locali e progettando modelli meno costosi e più facilmente gestibili.

Si mostra di seguito lo schema di trattamento:

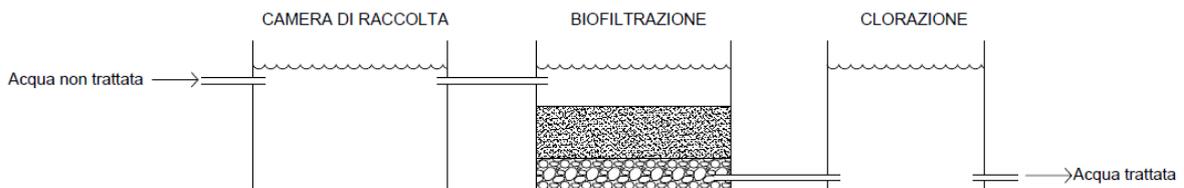


Figura 4.1 - Schema di trattamento delle acque

Le strutture utilizzate per il trattamento delle acque e per lo stoccaggio di queste saranno in ferrocemento: la particolarità di questo materiale sta nella possibilità di realizzare strutture molto sottili modellate in diverse forme e caratterizzate da un'elevata elasticità, flessibilità, duttilità e resistenza alla fessurazione.

Come spiegato ampiamente nel manuale¹ (Maron C., *SLOW SAND FILTRATION WATER TREATMENT PLANTS, Design, Operation and Maintenance*, Practical Action, Intermediate Technology Development Group, Rugby, Warwickshire, 1999), il ferrocemento è un composito formato con una rete metallica a maglia stretta, strettamente avvolta intorno allo scheletro dell'acciaio e impregnato con malta cementizia, come mostrato in figura 4.2:

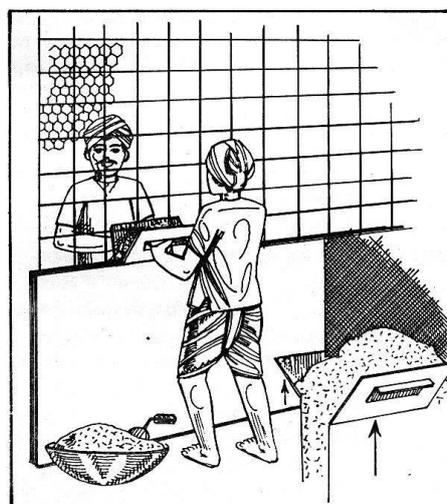


Figura 4.2 - Costruzione delle strutture in ferrocemento

Il ferrocemento ha applicazioni in tutti i campi dell'edilizia civile ed è utilizzato anche per strutture di contenimento d'acqua grazie anche all'elevato grado di impermeabilità delle pareti in ferrocemento.

Le strutture cilindriche adibite alla biofiltrazione saranno formate da uno scheletro costituito da poche barre di armatura e da una rete metallica (la stessa usata nei pollai), il tutto ricoperto con una malta costituita da sabbia fine setacciata e un alto dosaggio di cemento. Il risultato sarà una parete sottile (da 2,5 a 5 cm), omogenea e molto resistente grazie alla dispersione capillare dell'armatura e all'alto dosaggio della malta.



In figura un esempio di rete metallica usata nei pollai: queste presentano aperture rettangolari che possono avere dimensioni di 13x13 mm, 19x19mm, 25x25 mm

Figura 4.3 – Rete da pollai

La costruzione viene realizzata utilizzando una cassaforma interna modulare, composta da elementi metallici flessibili larghi 1 m, che possono essere assemblati in una circonferenza tra 6 e 16 unità.

Le fasi di costruzione sono:

1. Pulire e livellare il sito: il terreno superficiale deve essere rimosso fino a quando non si ha una superficie piana e stabile
2. Posa del calcestruzzo pulito per realizzare una superficie di lavoro idonea
3. Tessere l'armatura della soletta in un doppio strato con ferri che verranno poi elevati
4. Posizionare i tubi di scarico e di distribuzione nella soletta
5. Gettare la soletta
6. Assemblare la manofoma interna e coprirla con un foglio di nylon
7. Posare i diversi strati di rete e armatura a seconda delle dimensioni della struttura e installare i tubi previsti
8. Porre la malta tra gli strati di maglia: il lavoro viene svolto contemporaneamente da più squadre, con grande attenzione a premere bene il composto per eliminare il minimo vuoto nella struttura; nessun pezzo di ferro, rete metallica o filo deve essere lasciato esposto
9. Dopo aver steso il primo strato di malta, si applica un secondo strato esterno di 5 mm e lo si liscia con una spugna
10. Dopo 24 ore, rimuovere la manofoma
11. Applicare uno strato di malta interna di 5 mm di spessore e lisciarlo con barbotina

Il composito di ferrocemento ha caratteristiche diverse rispetto al cemento armato e le principali differenze sono riportate nella seguente tabella:

Sr. No.	Features	Reinforced Cement Concrete	Ferrocement
1	Thickness	Minimum 75mm	Thin walled, 25 to 50 mm.
2	Matrix material	Cement concrete	Rich cement mortar
3	Reinforcement	Steel bars > 6mm diameter Spaced distance apart	Continuous fine wire mesh dispersed throughout the body of the structure.
4	Strength	Weak in tension, bond and shear	High tensile strength, superior bond and shear strength.
5	Tensile strength	4-6 kg/cm ²	80-90 kg/cm ²
6	Strength to Weight Ratio	15 to 50	45 to 90
7	Casting process	Formwork and shuttering are quite essential. Due to forms honeycombing is likely to occur.	Tightly tied wire-meshes act as supporting mortar casting. Filling is dense and compact, no honeycombing.
8	Composition	Heterogeneous	Nearly Homogeneous
9	Gain of strength	Due to size, shape and reinforcement	Due to shape of the structure
10	Structural Behaviour	Rigid	Non rigid

Figura 4.4 - Tabella comparativa dal manuale2

Dunque, in queste strutture cilindriche avverrà la filtrazione biologica tramite filtro a sabbia.

4.1 Biofiltrazione

La filtrazione a sabbia lenta sarà effettuata vicino alla cattura utilizzando delle strutture cilindriche di ferro cemento, pertanto occorrerà adattare la classica tecnologia rettangolare dei filtri a sabbia alle strutture cilindriche.

La filtrazione a sabbia riesce a rimuovere quasi completamente i solidi sospesi (circa il 99,9%), pertanto è considerata una tecnica molto efficace e inoltre ha dei costi molto bassi che la rendono una scelta vantaggiosa.

La selezione di sabbia per il letto di filtrazione è un punto critico, in quanto la necessità di trasportare la sabbia selezionata da luoghi distanti aumenta notevolmente i costi. Tuttavia, la sabbia disponibile localmente può essere setacciata e pulita in un modo semplice per ottenere un letto di filtrazione adeguato senza compromettere l'efficacia del filtro.

La sabbia deve anzitutto essere opportunamente setacciata per evitare la presenza di grani troppo grossi o troppo piccoli. Sia la ghiaia che la sabbia devono quindi essere lavate prima di essere inserite nel filtro, per eliminare la materia organica e l'argilla.

Durante una normale operazione di filtrazione, l'acqua penetra attraverso la parte superiore del filtro nello strato di surnatante. Il tubo di ingresso ha due fori per rilasciare il possibile accumulo di aria nella parte superiore del tubo di ingresso. L'acqua rimarrà nello strato di surnatante per diverse ore, durante il quale le particelle sospese si depositano. La maggior parte dei microorganismi si trova nella parte superiore dello strato di sabbia ed è qui che si svolge un'attività più intensa al fine di permetterne la rimozione.

Chiaramente con il tempo si avrà un'ostruzione sempre maggiore del filtro, con conseguente diminuzione della sua efficacia e innalzamento del livello dell'acqua fino all'orlo; sarà quindi necessario pulire il letto di sabbia e pertanto ci devono essere 20 cm di spazio libero sopra l'orlo.



Figura 4.1.1 - Acqua della sorgente in esame

Per la scelta del numero dei biofiltri e il loro dimensionamento si è operato anzitutto tramite un predimensionamento: la teoria vuole che il valore della velocità di filtrazione sia al massimo pari a 0,3 m/h; dalla figura 4.1.1 si può vedere come l'acqua della sorgente di cattura risulta molto limpida, per cui si possono accettare valori di velocità elevati, al limite con la normativa.

Dunque, imponendo un valore base per la velocità e cambiando le variabili in gioco (numero di filtri e area superficiale), si può avere un dimensionamento iniziale.

Per l'area superficiale bisogna tener conto che sono stati realizzati degli stampi modulari per i filtri in ferrocemento la cui circonferenza varia a seconda del numero di pezzi assemblati di larghezza unitaria che, come già detto, possono andare dalle 6 alle 16 unità.

Larghezza elementi [m]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,005
Larghezza clé [m]	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,007
n. elementi	6	6	7	7	8	8	10	12	12	15	15	16
n. clés	6	6	7	7	8	8	10	12	12	15	15	16
Circonferenza	6,04	6,04	7,04	7,04	8,05	8,05	10,06	12,07	12,07	15,09	15,09	16,19
Diam. Stampo	1,92	1,92	2,24	2,24	2,56	2,56	3,20	3,84	3,84	4,80	4,80	5,15

Tabella 4.1.1 – Grandezze caratterizzanti le strutture in ferrocemento

Con 'diametro stampo' si intende il diametro interno dello stampo a cui va però sottratto il rivestimento di 1 cm:

$$D_{int} = D_{stampo} - 2 * 0.01$$

Da qui si derivano quindi i diametri interni effettivi ai quali saranno associati valori caratteristici di altezze, secondo la seguente tabella:

D_{int} [m]	1,90	1,90	2,22	2,22	2,54	2,54	3,18	3,82	3,82	4,78	4,78	5,13
Area superficiale [m²]	2,84	2,84	3,88	3,88	5,07	5,07	7,95	11,48	11,48	17,97	17,97	20,70
Ht [m]	2,00	2,25	2,00	2,25	2,25	2,00	2,00	2,25	2,25	2,25	3,00	3,00
Hu [m]	1,80	2,05	1,80	2,05	2,05	1,80	1,80	1,80	2,05	2,05	2,80	2,80
Vu [m³]	5,11	5,82	6,98	7,95	10,40	9,13	14,32	20,66	23,53	36,84	50,32	57,97

Tabella 4.1.2 - Grandezze caratterizzanti le strutture in ferrocemento

Il valore di portata a cui si farà riferimento è pari al valore medio della portata che fuoriesce dalla sorgente, tuttavia, al fine di captare l'acqua anche nei momenti di piena si effettua una verifica per portate pari al valore del fabbisogno idrico nel 2040, pari a 5,14 m³/h. Dunque, dopo vari tentativi si sono ottenuti dei valori ottimali che prevedono la costruzione di un totale di 2 biofiltri dimensionati come segue:

Portata di riferimento [m³/h]	3,75	Portata di riferimento [m³/h]	5,14
N. filtri	2	N. filtri	2
Velocità di filtrazione [m/h]	0,24	Velocità di filtrazione [m/h]	0,32
Diametro [m]	3,18	Diametro [m]	3,18
Area superficiale [m²]	7,94	Area superficiale [m²]	7,94
Altezza	1,80	Altezza	1,80

Tabella 4.1.3 – Valori caratteristici dei biofiltri in condizioni ordinarie ed eccezionali

Nel secondo caso, la velocità di filtrazione supera leggermente la velocità massima imposta, tuttavia si stanno sovradimensionando i filtri perché si sta facendo riferimento a valori di portata fittizi, che si potranno avere solo in casi eccezionali, mentre normalmente, con portate di circa 3,75 m³/h si avrebbero velocità di filtrazione pari a 0,24 m/h; dunque si può ritenere accettabile il dimensionamento riportato nelle tabelle 4.1.3.

Il valore dell'altezza è stato fissato in base alle dimensioni tipiche delle strutture in ferroceemento e considerando un'altezza minima che consenta una filtrazione lenta verso il basso su un massiccio filtrante spesso 80 cm costituito da sabbia fine e alcuni sottili strati di ghiaia (totale 20 cm) posizionati nella parte inferiore del filtro per sostenere la sabbia, l'elemento filtrante principale.

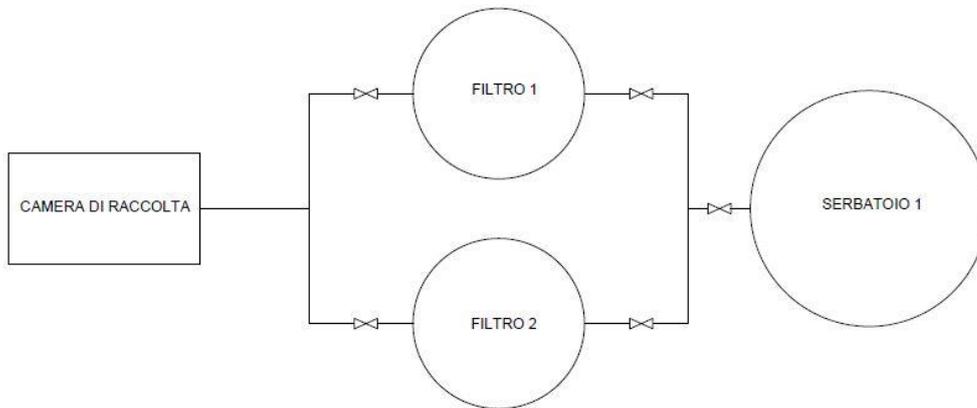


Figura 4.1.4 – Pianta stazione di trattamento

Facendo riferimento alle tecnologie presenti nel manuale², l'acqua giunge nei biofiltri tramite una condotta posta in un'anticamera, in questa maniera si evita il getto diretto sullo strato superiore che potrebbe portare con il tempo a un'escavazione dello strato sabbioso. C'è da precisare che si sta operando con dei filtri a sabbia lenta caratterizzati da velocità modeste: l'anticamera presente non è quindi assimilabile ad una camera di calma, ma risulta necessaria per evitare il getto diretto, per cui non occorre un dimensionamento accurato.

Tramite una soglia l'acqua passerà poi nella camera del biofiltro e si distribuirà uniformemente su tutta la superficie grazie alla presenza di un livello idrico di almeno 10 cm superiore rispetto al letto di sabbia, garantito da una condotta di presa posizionata ad un'altezza idonea. La presenza di un'anticamera risulta utile anche per le fasi di pulizia del filtro, infatti contiene una condotta necessaria all'evacuazione dell'acqua proveniente dal controlavaggio.

Di seguito si riporta lo schema presente sul manuale (figura 4.1.3):

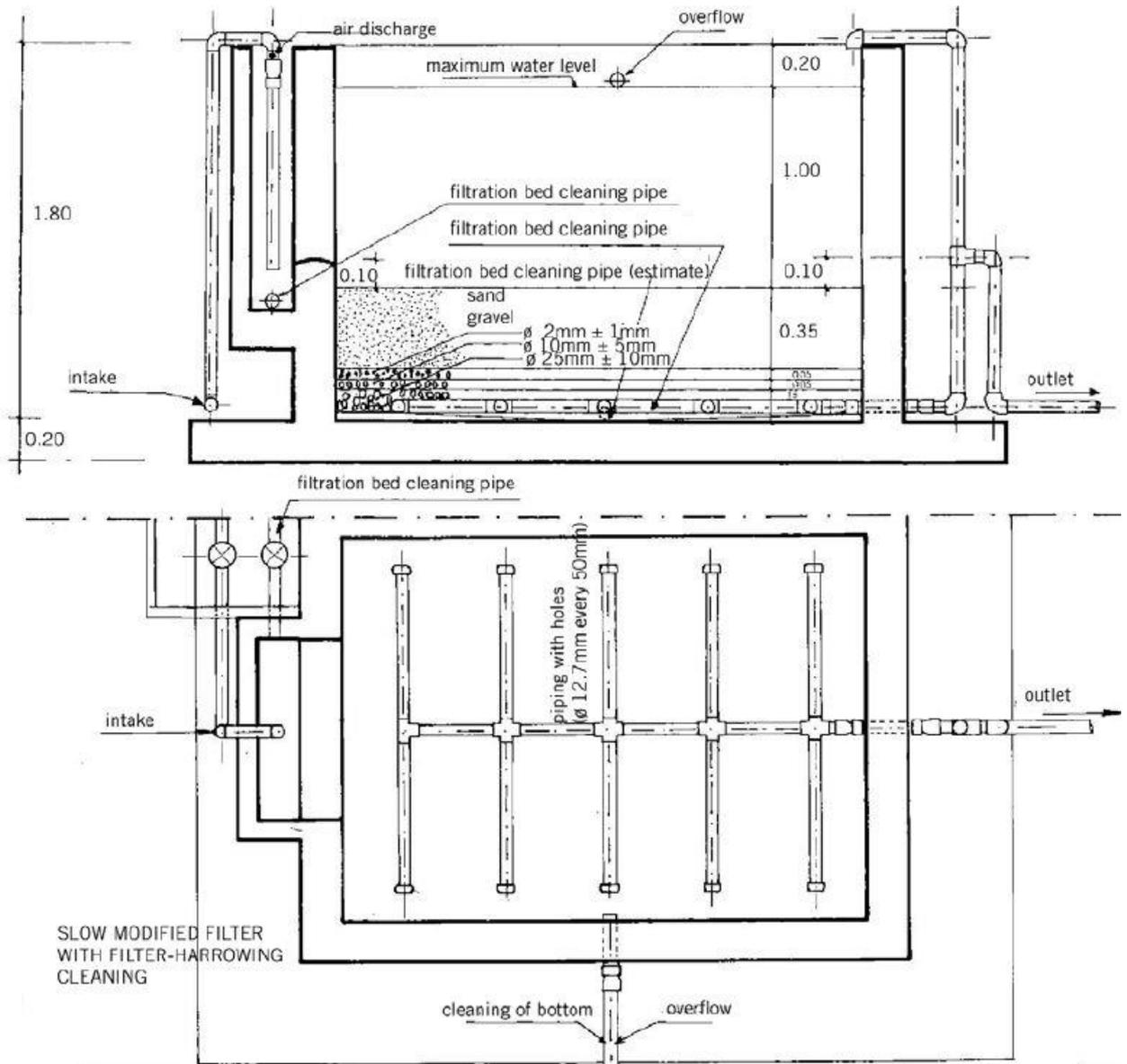


Figura 4.1.3 - Schema biofiltro dal manuale di riferimento¹

Il manuale fa riferimento a sole strutture rettangolari, pertanto sono state necessarie diverse valutazioni al fine di adattare questa tecnologia per le strutture cilindriche in ferrocemento.

Un primo problema preso in esame è l'adeguamento dell'anticamera, è chiaro che per strutture cilindriche non può essere realizzata come nella figura soprastante; d'altro canto questa risulta fondamentale per permettere una distribuzione dell'acqua uniforme e poco impattante sul letto di sabbia e per contenere la condotta di pulizia.

Dunque, si è pensato a due differenti ipotesi:

a. *Biofiltro circolare con un muretto interno di separazione*

Si prevede la realizzazione di un muretto lungo circa 1,50 m interno alla circonferenza che consente la realizzazione di un'anticamera interna: verrà effettuata una colata di cemento sul fondo per innalzare il livello su cui impatterà l'acqua in arrivo e verrà realizzata una soglia per permettere il passaggio dell'acqua nel filtro.

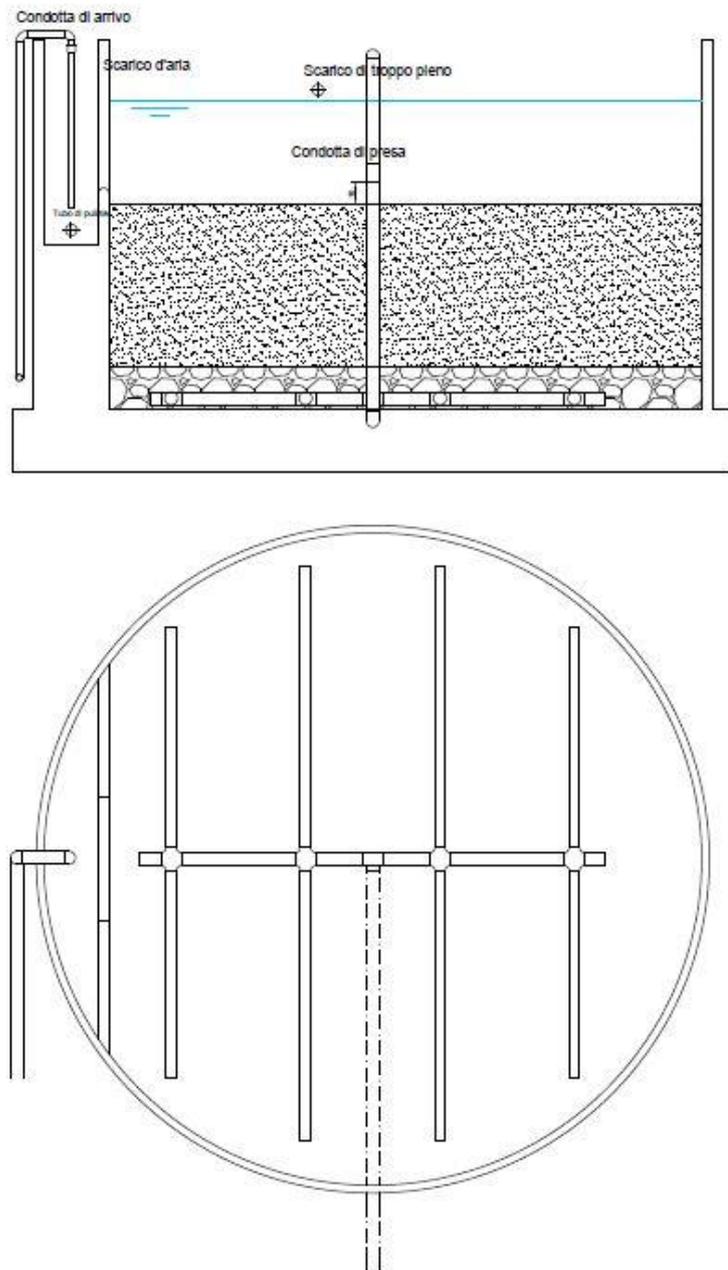


Figura 4.1.4 – Ipotesi a biofiltro circolare

Svantaggi: riduzione della superficie disponibile e aumento dei costi per la realizzazione

b. Biofiltro circolare con condotta di arrivo a doppia funzione

In questo caso non si realizza alcuna anticamera, le sue funzioni sono assolve da una condotta di arrivo che giunge dal basso direttamente all'interno del biofiltro e permette, tramite una diramazione, anche l'evacuazione dell'acqua nel caso di pulizia del filtro.

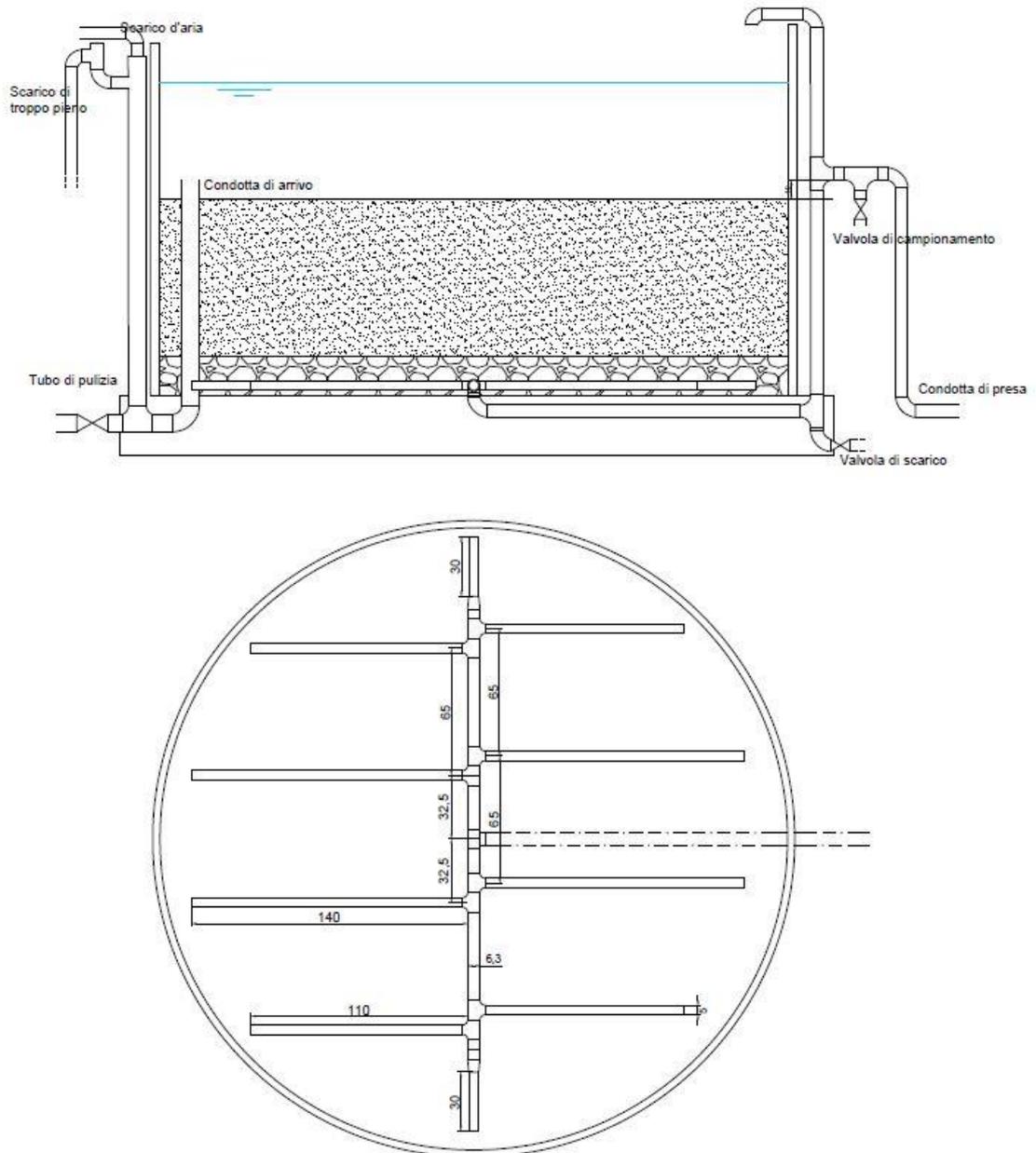


Figura 4.1.5 – Ipotesi b biofiltro circolare

Svantaggi: nel caso di rottura del giunto si ha un cortocircuito tra acqua filtrata e acqua non filtrata, bisogna scegliere opportunamente la tipologia di giunto da utilizzare.

Come si evince dalle figure 4.1.4 e 4.1.5, l'acqua verrà raccolta per mezzo di tubi forati posti alla base, questi avranno una lieve inclinazione (1%) e saranno direttamente collegati ad un tubo in PVC che trasporterà l'acqua filtrata in un serbatoio situato all'interno del bacino di utenza.

Il dimensionamento di questi tubi è stato effettuato seguendo i criteri presenti nel manuale di riferimento¹:

- I tubi di drenaggio sono costituiti da un collettore principale e da tubi laterali forati, con fori dal diametro di 12,7 mm e posti ad intervalli di 50 mm, tramite cui entrerà l'acqua trattata.
- L'interasse tra i dreni laterali dovrebbe essere equivalente a circa 1/16 della somma delle lunghezze dei dreni
- Il limite di velocità in qualsiasi punto nei tubi non deve superare il valore di 0,30 m/s.
- Il rapporto tra la velocità nella condotta principale (V_D) e le velocità nelle condotte secondarie (V_d) deve essere inferiore a 0,462 per ottenere una distribuzione uniforme.

Chiaramente anche in questo caso è stato necessario apportare delle modifiche al fine di adattare la tecnologia rettangolare alle strutture circolari.

Si è operato anzitutto tramite un pre-dimensionamento, quindi si è ipotizzata una configurazione iniziale sulla base di quella presente nel manuale e si sono adottate delle grandezze di tentativo circa le lunghezze dei tubi e l'interasse tra questi.

Per esempio, considerando l'assenza del muretto, si è ipotizzata la configurazione sottostante con le relative grandezze:

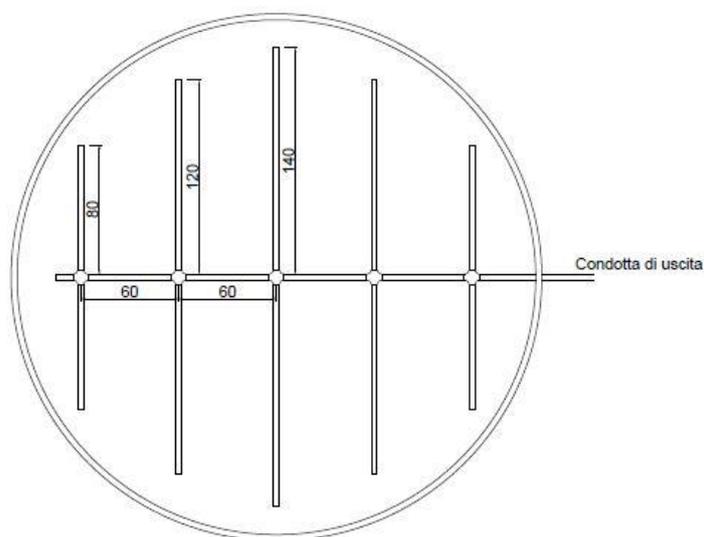


Figura 4.1.6 – Configurazione a1

$$Interasse = \frac{L_{tot}}{16} = \frac{(120 + 80) \cdot 4 + (140 \cdot 2)}{16} = \frac{1080}{16} = 67,5 \text{ cm}$$

Già da questa prima analisi si vede come l'interasse così valutato dista molto da quello ipotizzato, dunque è stata proposta una nuova configurazione con un interasse di 65 cm e delle lunghezze leggermente minori

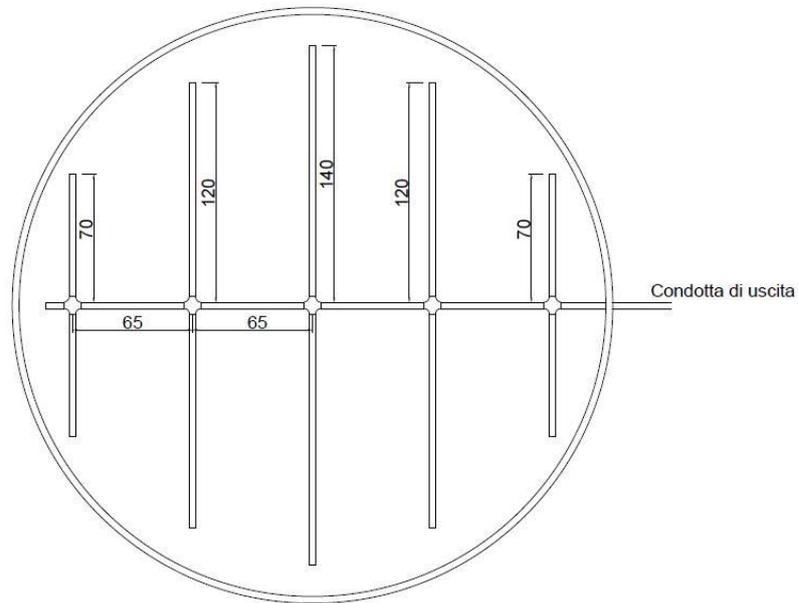


Figura 4.1.7 – Configurazione a2

$$Interasse = \frac{L_{tot}}{16} = \frac{(120 + 70) \cdot 4 + (140 \cdot 2)}{16} = \frac{1040}{16} = 65 \text{ cm}$$

In questo caso il criterio è ampiamente soddisfatto, occorre dunque ipotizzare dei diametri e verificare che anche i requisiti circa le velocità siano rispettati.

Si è partiti dal presupposto che per realizzare dei fori dal diametro di 12,7 mm occorre minimo un DN50, pertanto si è partiti da questa ipotesi di base. Si tratta di tubi in PVC quindi i diametri interni a cui fare riferimento sono quelli presenti nella tabella sottostante:

PVC PN10		
DN	Di [mm]	s [mm]
25	21,2	1,9
32	27,8	2,1
40	35,2	2,4
50	45,2	2,4
63	57	3,0
75	67,8	3,6
90	81,4	4,3
110	101,6	4,2
125	115,4	4,8
140	129,2	5,4
160	147,6	6,2
180	166,2	6,9
200	184,6	7,7

Tabella 4.1.4 – Diametri commerciali

Il collettore principale va dimensionato considerando un diametro che permetta di non eccedere la velocità massima imposta $V=0,3$ m/s, ovvero DN63, ma è anche importante che la velocità in uscita non sia troppo bassa.

Per i tubi secondari si parte dal DN minimo (DN50) e si verifica che il rapporto V_D/V_d sia soddisfatto ad ogni incrocio.

Q [m ³ /h]	2,57
Q [m ³ /s]	0,00071
V _{D,max} [m/s]	0,3
A _D [m ²]	0,0024
D _{INT} [mm]	55,021
DN [mm]	63

Tabella 4.1.5 -Valori all'incrocio

Dalla tabella 4.1.6 si evince come pur adottando un DN63 per il collettore principale e un DN50 per i dreni secondari, il rapporto tra le velocità V_D/V_d risulti insoddisfatto, infatti dal terzo incrocio in poi questo è sempre maggiore di 0,462.

CONFIGURAZIONE I														
INCROCIO 1			INCROCIO 2			INCROCIO 3			INCROCIO 4			INCROCIO 5		
DN _D [mm]	63		DN _D [mm]	63		DN _D [mm]	63		DN _D [mm]	63		DN _D [mm]	63	
A _D [m ²]	0,0026		A _D [m ²]	0,0026		A _D [m ²]	0,0026		A _D [m ²]	0,0026		A _D [m ²]	0,0026	
Q _D [m ³ /s]	0,0000		Q _D [m ³ /s]	0,0000		Q _D [m ³ /s]	0,0001		Q _D [m ³ /s]	0,0002		Q _D [m ³ /s]	0,0003	
V _D [m/s]	0		V _D [m/s]	0,019		V _D [m/s]	0,052		V _D [m/s]	0,088		V _D [m/s]	0,121	
Area1	0,539		Area2	0,935		Area3	1,027		Area4	0,935		Area5	0,539	
Qd	0,0000		Qd	0,0001		Qd	0,0001		Qd	0,0001		Qd	0,0000	
DN _d [mm]	50		DN _d [mm]	50		DN _d [mm]	50		DN _d [mm]	50		DN _d [mm]	50	
A _d [m ²]	0,0016		A _d [m ²]	0,0016		A _d [m ²]	0,0016		A _d [m ²]	0,0016		A _d [m ²]	0,0016	
V _d [m/s]	0,030		V _d [m/s]	0,052		V _d [m/s]	0,057		V _d [m/s]	0,052		V _d [m/s]	0,030	
V _D /V _d	0	Verificato	V _D /V _d	0,36	Verificato	V _D /V _d	0,90	Non verificato	V _D /V _d	1,68	Non verificato	V _D /V _d	4,01	Non verificato

Tabella 4.1.6 – Valori caratteristici della configurazione a2

Dunque, si è provato a variare la configurazione, ponendo la presa a metà della pianta circolare e valutando i risultati per le due differenti conformazioni con e senza muretto.

Di seguito si riportano i diversi schemi con i relativi valori ottenuti.

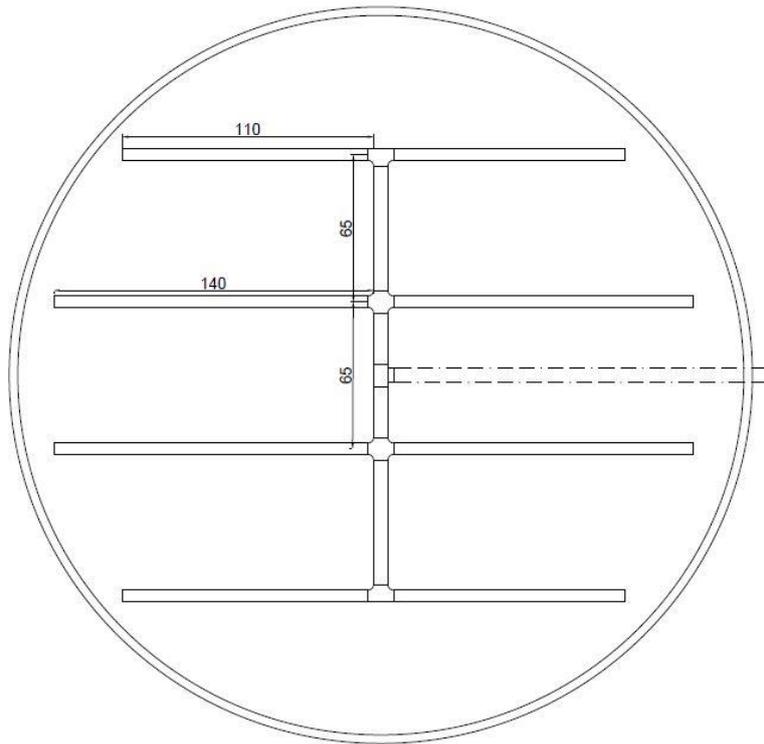


Figura 4.1.8 – Configurazione b1 con presa centrale

CONFIGURAZIONE 2							
INCROCIO 1		INCROCIO 2		INCROCIO 3			
DN _D [mm]	63	DN _D [mm]	63	DN _D [mm]	63		
A _D [m ²]	0,0026	A _D [m ²]	0,0026	A _D [m ²]	0,0026		
Q _D [m ³ /s]	0	Q _D [m ³ /s]	0,00009	Q _D [m ³ /s]	0,000713		
V _D [m/s]	0	V _D [m/s]	0,035	V _D [m/s]	0,28		
Area1	0,9815	Area2	1,004				
Q _d	0,00009	Q _d	0,00009				
DN _d [mm]	50	DN _d [mm]	50				
A _d [m ²]	0,0016	A _d [m ²]	0,0016				
V _d [m/s]	0,055	V _d [m/s]	0,056				
V _D /V _d	0	Verificato	V _D /V _d			0,615	Non verificato

Tabella 4.1.7 – Valori caratteristici della configurazione b1

In questa configurazione, al secondo incrocio, il rapporto tra le velocità non risulta comunque soddisfatto, tuttavia è un valore che si può ritenere accettabile; altrimenti si può pensare di ridurre il diametro dei fori e adottare un DN40 per i dreni laterali, in questo caso infatti tutti i vincoli risulterebbero soddisfatti:

CONFIGURAZIONE 2							
INCROCIO 1		INCROCIO 2		INCROCIO 3			
DN _D [mm]	63	DN _D [mm]	63	DN _D [mm]	63		
A _D [m ²]	0,0026	A _D [m ²]	0,0026	A _D [m ²]	0,0026		
Q _D [m ³ /s]	0	Q _D [m ³ /s]	0,00009	Q _D [m ³ /s]	0,000713		
V _D [m/s]	0	V _D [m/s]	0,035	V _D [m/s]	0,28		
Area1	0,9815	Area2	1,004				
Qd	0,00009	Qd	0,00009				
DN _d [mm]	40	DN _d [mm]	40				
A _d [m ²]	0,0010	A _d [m ²]	0,0010				
V _d [m/s]	0,091	V _d [m/s]	0,093				
V _D /V _d	0	Verificato	V _D /V _d			0,373	Verificato

Tabella 4.1.8 – Valori caratteristici adottando DN40

E si avrebbe anche una velocità in uscita adeguata.

Nel caso di presenza del muretto, quindi nel caso si adotti la configurazione a con anticamera, si otterranno i seguenti risultati:

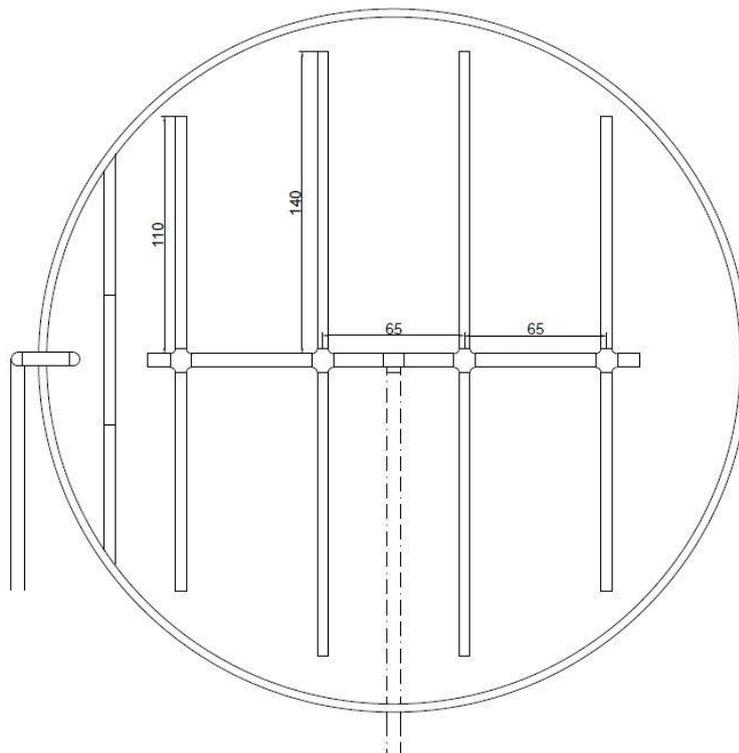


Figura 4.1.9 – Configurazione b2 con muretto

CONFIGURAZIONE 2											
INCROCIO 1dx		INCROCIO 2dx		INCROCIO 1sx		INCROCIO 2dx		INCROCIO 3			
DN _D [mm]	63	DN _D [mm]	63	DN _D [mm]	63	DN _D [mm]	63	DN _D [mm]	63		
A _D [m ²]	0,0026	A _D [m ²]	0,0026	A _D [m ²]	0,0026	A _D [m ²]	0,0026	A _D [m ²]	0,0026		
Q _D [m ³ /s]	0	Q _D [m ³ /s]	0,00009	Q _D [m ³ /s]	0	Q _D [m ³ /s]	0,00007	Q _D [m ³ /s]	0,00068		
V _D [m/s]	0	V _D [m/s]	0,034544578	V _D [m/s]	0	V _D [m/s]	0,027452644	V _D [m/s]	0,27		
Area1dx	0,9815	Area2dx	1,004	Area1sx	0,78	Area2dx	1,004				
Q _d	0,00009	Q _d	0,00009	Q _d	0,00007	Q _d	0,00009				
DN _d [mm]	50	DN _d [mm]	50	DN _d [mm]	50	DN _d [mm]	50				
A _d [m ²]	0,00160	A _d [m ²]	0,00160	A _d [m ²]	0,00160	A _d [m ²]	0,00160				
V _d [m/s]	0,055	V _d [m/s]	0,056	V _d [m/s]	0,044	V _d [m/s]	0,056				
V _D /V _d	0	Verificato	V _D /V _d	0,615	Non verificato	V _D /V _d	0	Verificato	V _D /V _d	0,489	Non verificato

Tabella 4.1.9 – Valori caratteristici configurazione b2

Anche in questo caso il rapporto di velocità non viene ampiamente verificato e si può procedere come nel caso precedente, riducendo il diametro dei fori e adottando un DN40.

Le due soluzioni proposte, con e senza muretto, andranno presentate a tutto l'equipe di lavoro locale al fine di adottare una scelta idonea; tuttavia già da una prima valutazione di alcuni la scelta verte sulla seconda configurazione, con l'accortezza di utilizzare un giunto elastomerico idoneo che scongiuri la possibilità che si verifichino eventuali danni.

Una volta determinata la configurazione che soddisfa tutti i parametri, ne è stata realizzata una simile ma a dreni laterali sfalsati, ciò è stato necessario poiché dopo un consulto con l'equipe locale è emersa la problematica relativa alla possibilità di trovare in loco dei giunti a croce, pertanto si è realizzata una seconda configurazione che utilizza solo giunti a T.

Inoltre, il collettore principale è stato prolungato con dei dreni, per evitare che ci siano zone in cui l'acqua permanga per troppo tempo:

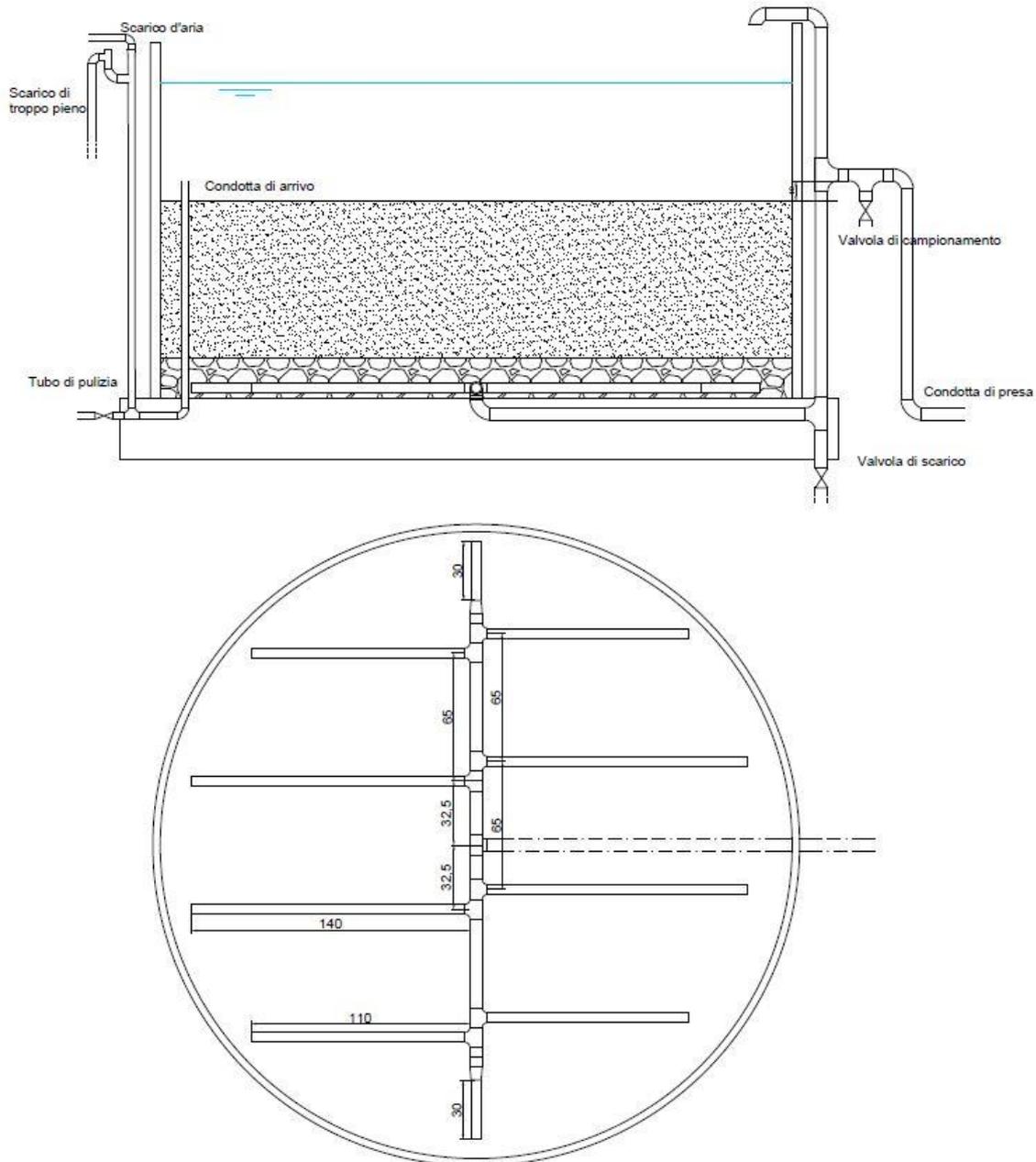


Figura 4.1.10 – Configurazione finale a dreni sfalsati

Avendo scelto questa seconda configurazione, occorre dimensionare il tubo della condotta in arrivo: questo deve essere dimensionato anzitutto accertandosi l'arrivo dell'acqua all'interno del biofiltro e assicurandosi che non si superi la velocità massima di 0,3 m/s, occorrerà poi effettuare diverse verifiche considerando che questa condotta svolge duplice funzione.

Dunque, alla velocità massima di 0,3 m/s corrisponderà un diametro interno di circa 55 mm, quindi un diametro commerciale DN63. Tuttavia, dal momento che si vogliono evitare impatti dell'acqua sul letto e considerando che la condotta in questione svolge anche una funzione di sfioro, si può pensare di adottare un diametro maggiore, pari a circa DN90.

DN	90
Area [m ²]	0,0052
V [m/s]	0,14

Tabella 4.1.10

Le successive verifiche verranno quindi condotte su un DN90.

Potrebbe essere opportuno calcolare le perdite di carico per verificare che il carico di monte, depurato delle cadute di pressione, sia comunque maggiore del carico di valle e quindi permetta sempre all'acqua di raggiungere l'interno del biofiltro. In realtà, osservando i valori di portata e velocità, questi risultano essere molto bassi per cui si avranno probabilmente perdite distribuite e concentrate trascurabili; si calcolano comunque a titolo esemplificativo.

$$H_{monte} = z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \cong z = 2 \text{ m}$$

$$H_{valle,min} = z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \cong z = 1,2 \text{ m}$$

$$H_{valle,max} = z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \cong z + h = 1,2 + 0,5 = 1,7 \text{ m}$$

- Perdite di carico dovute ai raccordi a gomito

$$\Delta H_1 = 2 \cdot k \frac{v^2}{2g} = 2 \cdot 2,78 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 5,56 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

con k=0,29

- Perdita di carico dovuta allo sbocco

$$\Delta H_2 = k \frac{v^2}{2g} = 9,59 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

con k=1

- Perdite di carico distribuite

$$Re = \frac{\rho v D}{\mu} = \frac{998 \cdot 0,14 \cdot 0,814}{0,001} = 11362$$

Da qui, ottenuta λ con l'equazione di Colebrooke e White (1939), si applica la formula generale per la cadente piezometrica:

$$J = \frac{\lambda v^2}{2gD} = 3,67 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta H = J \cdot (L_1 + L_2 + L_3) = 3,67 \cdot 10^{-4} \cdot (2 + 0,3 + 1,2) = 1,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Si calcolano quindi le perdite di carico totali:

$$\Delta H_{tot} = (5,56 + 9,59 + 1,6 + 13) \cdot 10^{-4} = 0,00296 \text{ m} \cong 3 \text{ mm}$$

Si tratta di valori molto bassi che è possibile trascurare.

Un'altra verifica importante da attuare riguarda la fase di controlavaggio: nel momento in cui si procede alla pulizia del filtro, questo sarà soggetto a un'operazione di controlavaggio che prevederà la presenza di un operatore per rastrellare la sabbia; è quindi importante che il livello

dell'acqua all'interno del biofiltro non salga troppo oltre la soglia sfiorante, pertanto occorre verificare che non ci sia un eccessivo aumento del livello idrico.

La verifica può essere condotta trattandolo, a seconda del carico, come soglia sfiorante a pianta circolare o come luce sotto battente:

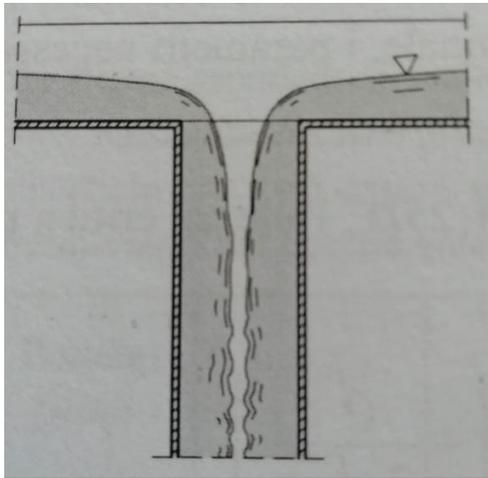


Figura 4.1.11 – Soglia sfiorante da (3)

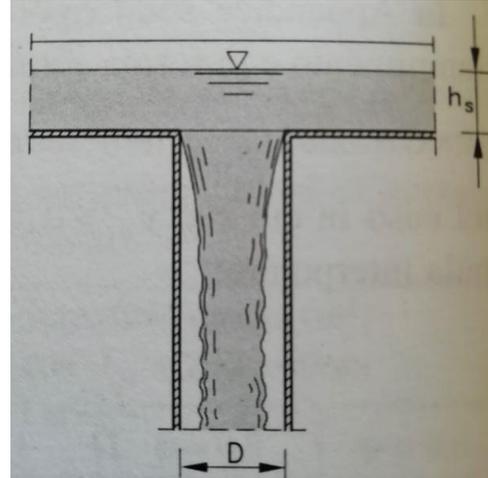


Figura 4.1.12 – Luce sotto battente da (3)

Le formulazioni usate sono state tratta dal manuale (3), pertanto si ipotizza un funzionamento simile a quello del pluviale connesso ad una grondaia.

Detto h_s il carico sulla soglia all'imbocco, la portata Q si calcola in base al comportamento:

- Funzionamento a soglia sfiorante di diametro D

$$Q = C_q h_s \pi D \sqrt{2gh_s}$$

con $C_q \approx 0,35$

- Funzionamento sotto battente

$$Q = C_q A \sqrt{2gh_s}$$

con $C_q \approx 0,6$. In questa relazione il carico h_s è prudentemente riferito alla soglia sfiorante.

Per la verifica, teoricamente bisognerebbe assicurarsi che la condotta, sia nelle condizioni di soglia sfiorante che nelle condizioni di luce sotto battente, riesca ad evacuare una portata maggiore di quella entrante, $Q_{OUT} \geq Q_{IN}$, ma per farlo occorre definire un valore per il carico h_s .

Possiamo eseguire il procedimento inverso e, imponendo $Q_{OUT} \geq Q_{IN}$, verificare che l'innalzamento del livello idrico sia accettabile, ovvero che permetta adeguate condizioni lavorative per l'operatore.

Dunque:

Pelo libero	
Cq	0,35
Q [m³/s]	0,00071
Ls [m]	0,256
hs [m]	0,015

Bocca piena	
Cq	0,6
Q [m³/s]	0,00071
A [m²]	0,005
hs [m]	0,0027

Tabella 4.1.11 – Aumento livello idrico

Si ha che il livello idrico sale al massimo di 1,5 cm, valore più che accettabile.

Infine, a titolo informativo, è stato valutato il tempo che richiederebbe svuotare il serbatoio nel caso in cui questo fosse pieno e si volesse evacuare l'acqua tramite la condotta di sfioro:

h(t)	Δh	V _{OUT} [m/s]	DN	Area _{condotta}	Q _{OUT}	Area _{serbatoio}	Δvol [m³]	t _{svuotamento} [s]
0,5	0,05	3,13	90	0,0052	0,016	7,942	0,397	24,36
0,45	0,05	2,97	90	0,0052	0,015	7,942	0,397	25,68
0,4	0,05	2,80	90	0,0052	0,015	7,942	0,397	27,24
0,35	0,05	2,62	90	0,0052	0,014	7,942	0,397	29,12
0,3	0,05	2,43	90	0,0052	0,013	7,942	0,397	31,45
0,25	0,05	2,21	90	0,0052	0,012	7,942	0,397	34,46
0,2	0,05	1,98	90	0,0052	0,010	7,942	0,397	38,52
0,15	0,05	1,72	90	0,0052	0,009	7,942	0,397	44,48
0,1	0,05	1,40	90	0,0052	0,007	7,942	0,397	54,48
0,05	0,05	0,99	90	0,0052	0,005	7,942	0,397	77,04
							T_{tot} [min]	6,45

Tabella 4.1.12 – Tempo di svuotamento serbatoio

4.2 Clorazione

L'azione di disinfezione è in passaggio che precede l'immissione delle acque nella rete ed è un processo essenziale nella catena di trattamento perché, tramite l'utilizzo di disinfettanti, permette di eliminare microrganismi patogeni, pericolosi per la salute. Le sostanze più utilizzate per la disinfezione chimica sono a base di cloro, infatti questo è efficace contro la maggior parte dei microrganismi ed è economicamente vantaggioso.

Il cloro agisce andando ad uccidere i microrganismi o cercando di impedirne la riproduzione in modo tale da bloccarne la proliferazione; infatti il cloro va a distruggere i legami chimici delle molecole degli agenti patogeni sostituendo i suoi atomi con altri composti e ciò porta a un malfunzionamento degli enzimi e quindi degli agenti patogeni.

L'efficacia del cloro dipende da vari fattori:

- Concentrazione di cloro
- Temperatura
- Tempo di contatto tra acqua e cloro: sebbene il tempo necessario per la disinfezione diminuisca con l'aumentare della temperatura, viene generalmente considerato un tempo di contatto di circa 30 minuti, ma può essere aumentato fino a un'ora. La miscelazione facilita il contatto tra disinfettante e microrganismi.
- pH dell'acqua: è fondamentale operare a basso pH per ottenere un aumento dell'efficacia delle soluzioni di microbicidi contenenti ipoclorito di sodio, infatti a un pH superiore a 8, il potere disinfettante del cloro è significativamente ridotto.
- Numero e tipologia dei microrganismi

Gli svantaggi relativi a questo tipo di disinfezione sono connessi alla formazione di altri composti nocivi, tuttavia molto meno dannosi degli agenti patogeni, per cui la disinfezione rimane un passaggio fondamentale; inoltre può capitare che il sapore dell'acqua risulti sgradevole a causa dall'eccessiva presenza di cloro,

È importante considerare che spesso non si possono utilizzare le medesime tecnologie per paesi industrializzati e per paesi in via di sviluppo, infatti queste risulterebbero inadeguate a causa del loro costo e a causa della differenza circa i quantitativi di acqua su cui si opera, infatti in aree rurali la richiesta idrica è di molto inferiore. Pertanto, nelle zone rurali è fondamentale optare per tecnologie più semplici da utilizzare e che siano vantaggiose economicamente.

Nel caso in esame si è presa in considerazione una tecnologia che permette, in maniera economica, di realizzare la produzione in proprio di cloro. Si tratta del dispositivo OSEC (On Site Electro Chlorination) che permette di produrre ipoclorito di sodio (NaClO) tramite elettrolisi di una soluzione di classico sale da cucina (NaCl).

Sul sito di *'tecnologie solidali'* (*Giugno 2020*), è riportata un'ampia spiegazione circa l'utilizzo di questa tecnologia, questa è presente nel 'OSEC PROJECT', ad opera del CIRPS (Interuniversity Research Centre for Sustainable Development). Questa è stata la fonte da cui sono state tratte le caratteristiche del dispositivo e le precisazioni sul suo utilizzo, di seguito riportate.

Il dispositivo ha bisogno di elettricità per avviare la reazione di elettrolisi, che non è un processo spontaneo. Infatti, questo è un procedimento tramite il quale si scompone una sostanza nei suoi vari componenti che saranno necessari per creare successivamente i composti desiderati. La reazione elettrochimica decompone il cloruro di sodio in ipoclorito di sodio e idrogeno gassoso:



Figura 5-Figura tratta dal sito di 'tecnologie solidali'

La soluzione di cloruro di sodio, 3%, fornisce, al termine del processo, una soluzione di ipoclorito di sodio e idrogeno gassoso, con una concentrazione di circa 7-8 g/l di cloro equivalente, pari allo 0,8%.

Il dispositivo Osec sarà formato da diversi componenti:

1. **Una cellula elettrolitica** per innescare la reazione elettrochimica necessaria per convertire una soluzione salina in una soluzione di ipoclorito di sodio. È formata da un involucro esterno in PVC scuro, una spina e sei elettrodi DSA, fogli di titanio rivestiti con ossidi di metallo nobile.
2. **Un alimentatore** che fornisce l'energia necessaria per il funzionamento della cella elettrolitica. Ha il compito di mantenere costante la corrente fornita e di invertirla per evitare depositi sugli elettrodi. È dotato di un interruttore di alimentazione, un selettore per la corrente periodica inversa, un cavo connettore per la rete elettrica e una presa trifase per il collegamento con la cellula elettrolitica.
Ad ogni ciclo di utilizzo, è necessario modificare la posizione della leva sull'alimentatore (da 1 a 2 o viceversa) per invertire la polarità della cellula; questo è usato per prevenire la formazione di calcare sugli elettrodi.
3. **Un serbatoio** è necessario per ospitare la soluzione da convertire e la cella elettrolitica. Per evitare che il serbatoio si sporchi facilmente e per facilitarne la pulizia, è importante che questo abbia una struttura circolare per contrastare l'accumulo di sporcizia e depositi di calcio negli angoli.

Capacità funzionale minima: 50 litri (+ 5L volume della cella).

Dimensioni consigliate: h = 130 cm, d = 25 cm.

Materiale: materiale polimerico con discrete proprietà meccaniche e buona resistenza a prodotti chimici (PVC, PP, HDPE).

Colore: chiaro o trasparente per diminuire l'aumento di temperatura quando esposto al sole.

Accessori: rubinetto filettato alla base, se il serbatoio non ha un attacco alla valvola deve essere perforato e incollato con un rubinetto che rende il giunto a tenuta stagna.

4. **Una base** viene utilizzata per rendere più stabile il serbatoio evitando che si ribalti accidentalmente.
Forma consigliata: quadrata con nervature laterali.
Misure consigliate: 40x40 cm.
Materiale: materiale polimerico con discrete proprietà meccaniche (PVC, PP, HDPE).
5. **Una copertura** ha la funzione di prevenire la caduta di insetti e detriti all'interno del serbatoio, ma questo deve essere perforato per consentire la fuoriuscita dell'idrogeno. Si può usare un tappo di gomma con la superficie microforata, un tappo di gomma modellato con una rete metallica o una semplice rete di nylon o un panno fissato con una corda sulla parte superiore del serbatoio.
Dimensioni: d = 25 cm
6. **Un serbatoio** per immagazzinare la soluzione di ipoclorito prodotta.
Capacità minima: 50L.
Materiale: HDPE.
Forma: struttura semplice, senza punti critici e interstizi.
Accessori: un rubinetto.
7. **Un tubo di gomma** per collegare il rubinetto del serbatoio con il serbatoio di stoccaggio.
 Lunghezza consigliata: circa 2 m

L'utilizzo del dispositivo avviene in diversi passaggi:

1. Il serbatoio viene riempito con una soluzione acquosa avente una concentrazione di cloruro di sodio al 3%: 1,5 kg di sale ogni 50 litri di acqua pulita. La cella deve essere completamente immersa ad eccezione del laminato giallo nella parte superiore. Si miscela la soluzione con un bastoncino fino a completa dissoluzione del sale.
 È preferibile utilizzare il sale marino e non il sale della miniera, che, essendo troppo ricco di solfato di calcio produce depositi.

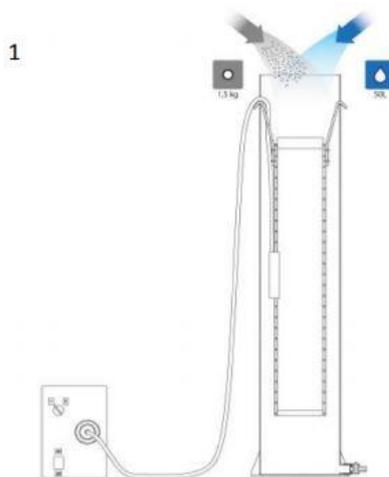


Figura 4.2.2

- Quando il serbatoio è pieno e la soluzione salina omogeneizzata, il dispositivo viene acceso. Durante il processo di elettrolisi, la soluzione salina viene gradualmente convertita in una soluzione di ipoclorito di sodio

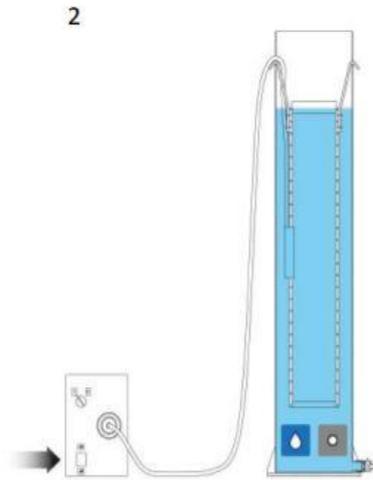


Figura 4.2.3

- La reazione elettrochimica decompone il cloruro di sodio disciolto in acqua in ipoclorito di sodio e idrogeno gassoso. La soluzione di ipoclorito contiene idrogeno gassoso e quindi risulta meno pesante e sale verso l'alto, uscendo dalla cella; in questo modo la soluzione salina può entrare dal basso.

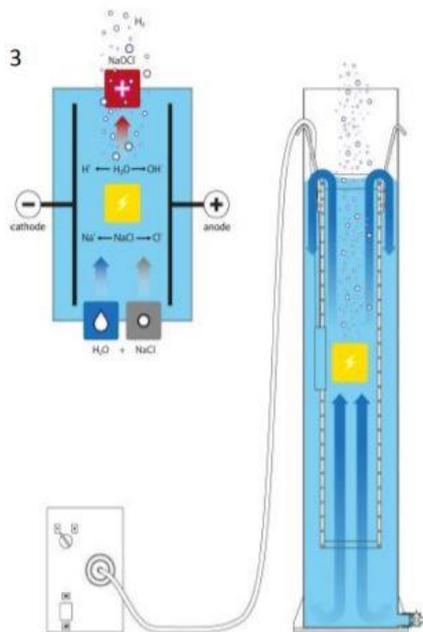


Figura 4.2.4

4. Dopo 5 ore, il processo è completo quindi si spegne il dispositivo e dal tubo alla base del serbatoio è possibile ottenere la soluzione di ipoclorito di sodio con una concentrazione di cloro equivalente pari a 8 g/l.

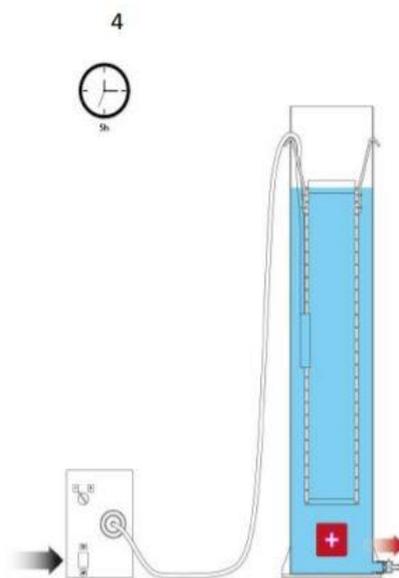


Figura 4.2.5

Tuttavia, quando l'ipoclorito di sodio (NaOCl) viene utilizzato come disinfettante in una soluzione acquosa e si dissocia in acido ipocloroso (HClO) e ione ipocloroso (Cl^-), la concentrazione di cloro attivo diminuisce a causa di queste ulteriori reazioni e al momento della distribuzione dell'acqua diminuisce a un valore compreso tra 0,1 e 0,5 mg/l.

La soluzione autoprodotta, a differenza delle soluzioni commerciali, non è stabilizzata, cioè non contiene additivi che prevengono o ritardano il decadimento (la perdita delle sue proprietà disinfettanti). Per ridurre al minimo il decadimento durante la conservazione:

- Utilizzare un contenitore adatto allo stoccaggio;
- Evitare l'esposizione diretta alla luce solare;
- Conservare il prodotto in luogo fresco, ventilato, preferibilmente a una temperatura inferiore a 21°C . Se all'esterno la temperatura è troppo alta, coprire il serbatoio con stracci bianchi umidi;
- Utilizzare sale marino e non usare sale di miniera perché la presenza di tracce di metalli pesanti nella soluzione favorisce il decadimento;
- Avere un personale adeguatamente formato per operare in modo più sicuro.

Seguendo queste precauzioni, si è riscontrato che il tempo di decadimento della soluzione di ipoclorito è di circa 10 giorni: dopo questo periodo, si può disperdere la sostanza nell'ambiente senza arrecare danni.

Il dispositivo OSEC, grazie al suo basso consumo energetico, sarà accoppiato a un pannello fotovoltaico posto sul serbatoio che fornirà l'energia elettrica necessaria al suo funzionamento.

L'iniezione della soluzione clorata nel sistema idrico avverrà attraverso una pompa dosatrice o meccanicamente attraverso un sistema di dosaggio preciso.

Per la manutenzione sarà necessaria una pulizia periodica della cella elettrolitica, del rubinetto e del serbatoio. Il calcare si sviluppa spesso nel rubinetto e nella cella (in particolare lungo i canali di uscita nella parte superiore). Quando le incrostazioni raggiungono uno spessore consistente (circa 0,5 mm) tendono ad ostruire il passaggio della soluzione durante l'elettrolisi e, pertanto, devono essere eliminate con una soluzione di acqua e acido cloridrico. Mentre il serbatoio deve essere lavato periodicamente con acqua corrente, per rimuovere sporco e detriti che si depositano dentro.

5. Rete di adduzione

5.1 Tracciato e profilo altimetrico

La condotta adduttrice si sviluppa a partire dall'opera di presa che, come detto, si trova presso Apouh in un punto posto ad un'altitudine di 1380 metri e di cui sono note le coordinate geografiche: latitudine 5.4075 N e longitudine 10.0317 E; segue un tracciato piuttosto rettilineo, lungo circa 385 metri, che termina in corrispondenza dei serbatoi posti presso Maka, ad un'altitudine di circa 1470 metri e alle seguenti coordinate: latitudine 5.4100 N e longitudine 10.0301 E.

Di seguito si riporta il tracciato, realizzato grazie all'utilizzo del software 'QGis':

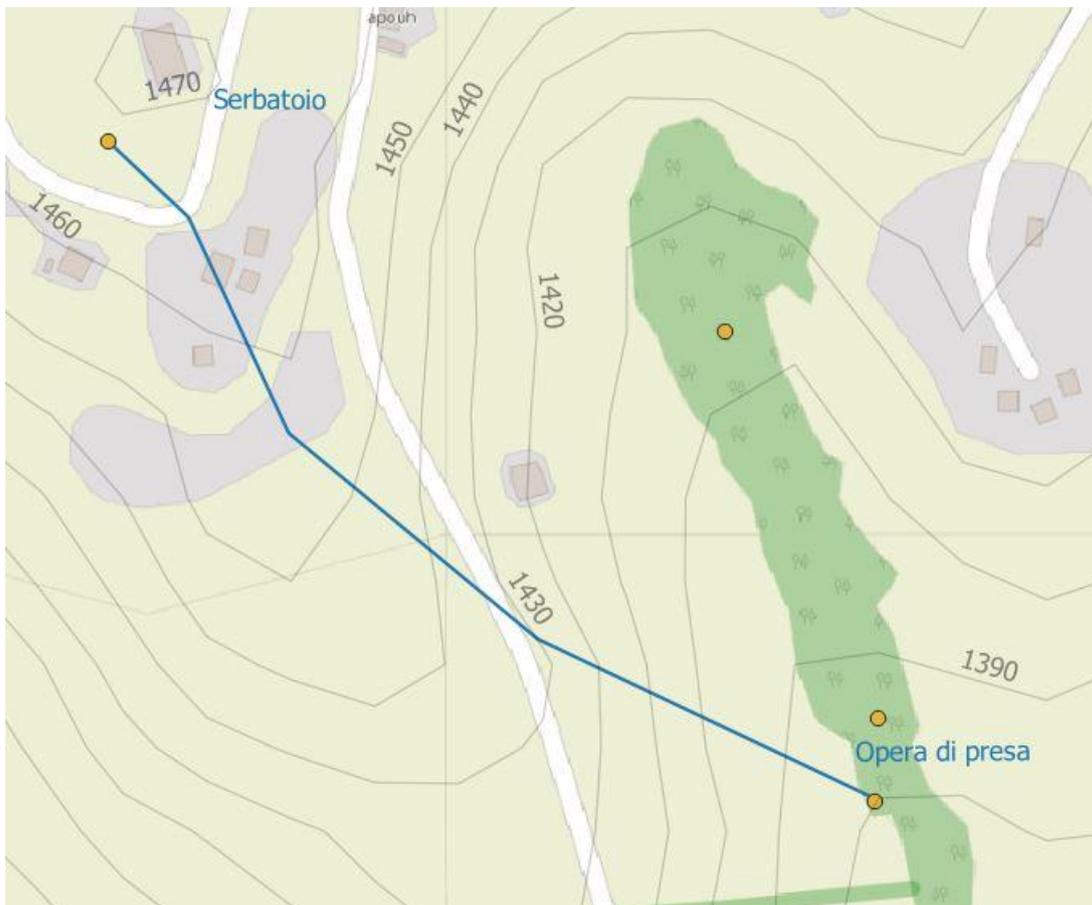


Figure 5.3.1 - Tracciato adduttore

Per determinare il profilo altimetrico è stato utilizzato un particolare plugin del software sopraindicato, 'qprof', che tuttavia non fornisce le distanze effettive in metri ma fornisce il seguente output:

x	y	cds2d	DEM Camerun	cds3d_1	slopd_1
10,032	5,407	0,000	1380,093	0,000	89,998
10,032	5,407	0,000	1388,137	8,043	89,998
10,031	5,408	0,001	1396,923	16,830	89,999
10,031	5,408	0,001	1410,088	29,995	89,999

10,031	5,408	0,001	1424,585	44,492	89,998
10,031	5,408	0,001	1429,507	49,414	89,997
10,031	5,408	0,002	1434,573	54,480	89,998
10,030	5,408	0,002	1442,581	62,488	89,998
10,030	5,408	0,002	1451,061	70,968	89,998
10,030	5,409	0,002	1457,239	77,146	89,992
10,030	5,409	0,003	1459,194	79,101	89,994
10,030	5,409	0,003	1461,838	81,745	89,994
10,030	5,409	0,003	1464,049	83,955	89,995
10,029	5,409	0,003	1467,234	87,141	89,990
10,029	5,410	0,003	1467,714	87,621	

Tabella 5.3.1 - Output ricavato dal plugin qprof

Dove:

- x e y sono rispettivamente i valori di longitudine e latitudine espressi in gradi
- $cds2d$ è la distanza orizzontale progressiva in gradi (2D), infatti si può ottenere applicando il teorema di pitagora alle coordinate x e y espresse in radianti

$$cds2s = \sqrt{(x_{i+1} - x_i)^2 + (y_{i+1} - y_i)^2}$$

- DEM Cameroun è l'altezza in metri
- $cds3d_1$ è la distanza progressiva in gradi che considera l'elevazione (3D)

$$cds3d = \sqrt{(cds2d_{i+1} - cds2d_i)^2 + (DEM_{i+1} - DEM_i)^2}$$

- $slopd_1$ è la pendenza del profilo in gradi; positiva se la direzione è ascendente, negativa se discendente

Dunque, questi dati non forniscono un'informazione diretta circa le distanze progressive ma è necessario effettuare una conversione che purtroppo il software non fa in automatico.

Le distanze progressive in metri, adottando l'approssimazione migliore, sono state calcolate come segue:

$$D_{progr} = \frac{cds2d * 40075000 * \cos(rad(y))}{360^\circ}$$

Dove 40075000 è la circonferenza terrestre.

Attraverso questa conversione è stato possibile ottenere i seguenti risultati:

Picchetti	Dist parz	Dist. Progressiva	Altezza
1		0,00	1380,1
2	30,78	30,78	1388,1
3	30,78	61,57	1396,9
4	30,78	92,35	1410,1
5	30,78	123,14	1424,6
6	14,41	137,55	1429,5
7	30,78	168,34	1434,6
8	30,78	199,12	1442,6
9	30,78	229,90	1451,1

10	26,63	256,54	1457,2
11	30,78	287,32	1459,2
12	30,78	318,10	1461,8
13	26,25	344,35	1464,0
14	30,78	375,14	1467,2
15	9,54	384,68	1467,7

Tabella 5.3.2 – Output con valori convertiti

e quindi la rappresentazione del profilo altimetrico:

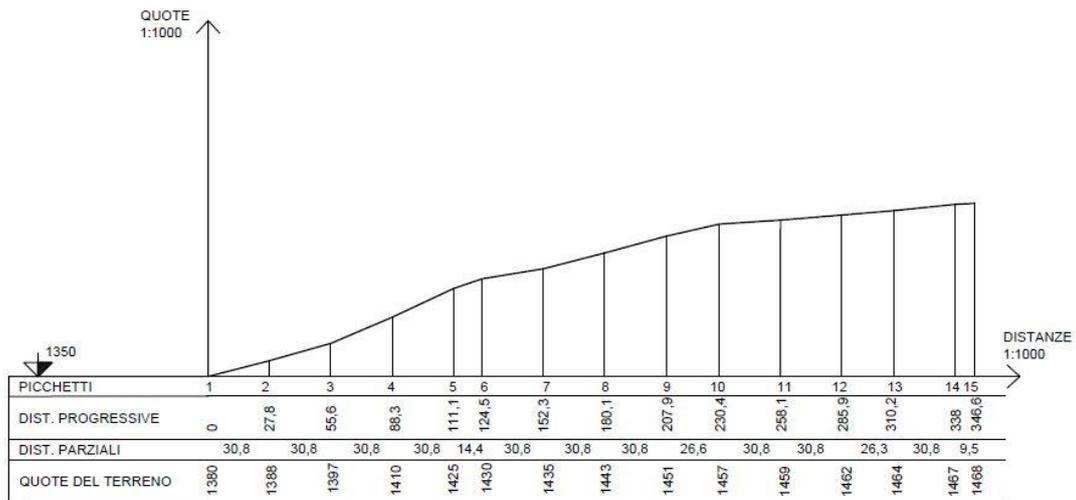


Grafico 5.3.1 – Profilo altimetrico adduttore

Il dimensionamento della condotta adduttrice sarà strettamente connesso all’impianto di pompaggio al fine di effettuare delle scelte vantaggiose economicamente.

5.2 Posa in opera

L'installazione dei tubi verrà effettuata in conformità con le istruzioni specifiche fornite dal produttore.

Per garantire una corretta posa in opera della condotta, questa deve essere protetta da eventuali sollecitazioni causate dalla presenza di pietre che potrebbero danneggiare la tubazione; pertanto il rivestimento del tubo viene protetto tramite l'utilizzo di terreno setacciato che viene posto 10 cm sopra e sotto la condotta, poi si riempie utilizzando il terreno precedentemente scavato da cui vanno estratte pietre e altri elementi penetranti che possono causare danni. La tubazione deve poggiare sul letto di terreno setacciato con appoggio di almeno 120° e occorre che tutto sia ben compattato.

La profondità finale deve essere di almeno 80 cm sopra il tubo per poter mantenere le condizioni termiche dell'acqua pressoché invariate mentre la larghezza dello scavo sarà tale da poter permettere ad un operaio di raggiungere la condotta quindi vanno considerati almeno 20 cm ad ogni lato della tubazione e comunque uno scavo di larghezza minima di 60 cm.

Tutte le guarnizioni saranno lasciate esposte per una lunghezza di 50 cm, fino alla prova di impermeabilizzazione.

Durante il riempimento degli scavi e dopo che i tubi sono stati posati, verrà installato un nastro segnalatore blu di larghezza pari alla larghezza dello scavo che permetterà di individuare la condotta. La faccia superiore del terrapieno deve essere livellata con la massima cura per evitare il ristagno dell'acqua o il deflusso lungo lo scavo.

5.3 Impianto di sollevamento

L'opera di presa, come precedentemente detto, sarà posizionata in una zona caratterizzata da un'altitudine di 1380 metri, circa 90 metri inferiore rispetto all'altitudine che caratterizza il punto in cui verranno collocati i serbatoi. Appare chiaro quindi che sarà necessario un impianto di sollevamento e quindi una vasca di accumulo pre-pompaggio.

Il dimensionamento della pompa sarà strettamente connesso al dimensionamento della condotta adduttrice, infatti all'aumentare del diametro dell'adduttore, si avranno delle perdite di carico minori e quindi la prevalenza che la pompa dovrà superare sarà inferiore. La scelta ottimale del diametro della condotta adduttrice e della pompa sarà influenzata da criteri economici, dalle risorse presenti sul mercato e dalle condizioni in loco: sono rare le pompe piccole ma con alta prevalenza che potrebbero funzionare h24, inoltre la zona in esame presenta dei forti cali di tensione dalle 18 alle 24, pertanto il funzionamento delle pompe in questa fascia oraria è assolutamente da escludere. Dunque, si sono effettuate delle valutazioni di carattere economico considerando un pompaggio continuo a 24h, a titolo informativo, e dei pompaggi discontinui a partire dalle 7 ore.

La portata per il pompaggio a 24h è quella calcolata in riferimento ai fabbisogni idrici, mentre la portata per il pompaggio discontinuo, per esempio a 10h, si ottiene considerando che l'utenza non varia, quindi il volume richiesto rimane lo stesso:

- Pompaggio continuo a 24h

$$Q_{mg,24h} = 5,14 \frac{m^3}{h} = 0,00143 \frac{m^3}{s}$$

- Pompaggio discontinuo a 10h

$$V_{24h} = 5,14 \frac{m^3}{h} \cdot 24h = 123,36 m^3$$

$$Q_{mg,10h} = \frac{V_{10h}}{10h} = \frac{123,36 m^3}{10 h} = 12,34 \frac{m^3}{h} = 0,00343 \frac{m^3}{s}$$

Si nota che la portata media giornaliera a 10h è maggiore del pompaggio continuo, in quanto bisogna garantire allo stesso numero di utenti lo stesso volume in un minor tempo di pompaggio. Per ogni caso è stato poi determinato il diametro ottimale: in genere per impianti importanti il diametro più conveniente comporta una velocità in condotta di 1,2-1,5 m/s, mentre per impianti più modesti si può considerare la formula di Bresse (Dupuit 1854) che conduce a velocità di circa 0,6 m/s.

$$D_{opt} = 1.5\sqrt{Q}$$

con D in metri e Q in m³/s.

Si considera il diametro commerciale immediatamente più piccolo del diametro ottimale ricavato. La formula di Bresse è comunque una formulazione approssimata, pertanto, per scopi cautelativi, è stata condotta un'analisi più nel dettaglio: per ogni tempo di attivazione della pompa (7,8,..24h) è stata calcolata la spesa per ogni tipologia di diametro (da DN25 a DN90), e si è verificato che, nella quasi totalità dei casi, il diametro ottimale ricavato coincideva con quello determinato tramite

la formula di Bresse. Per brevità, si evita di riportare la verifica completa ma si riportano solo i risultati ottenuti tramite la formula di Bresse.

La condotta sarà in polietilene ad alta densità e occorre definire un valore di pressione nominale, PN10 o PN16. La pressione nominale è data dalla somma di due fattori:

$$P_N = P_E + P_0$$

- P_E è la pressione di esercizio, pari alla pressione massima che deve sopportare la tubazione più la sovrappressione del colpo d'Ariete

$$P_E = P_{max} + \Delta P$$

- P_0 è la pressione equivalente, ovvero la pressione assiale relativa al rinterro e ai sovraccarichi esterni statici e dinamici

Nel nostro caso la pressione massima si verifica in condizioni statiche, quindi:

$$P_{max} = \rho g h = 998 \frac{kg}{m^3} \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot 88 m = 861553 \frac{N}{m^2} = 8,62 \frac{daN}{cm^2}$$

Già con la sola valutazione della pressione massima si ottiene un valore prossimo a 10; volendo fare una valutazione più precisa e tenere conto anche della sovrappressione, in questa fase iniziale possiamo far riferimento ad un decreto italiano (12/12/1985) che per le condotte di piccolo diametro (<350) permette di assumere un valore di sovrappressione pari a $\Delta p = 2,5 \text{ kgf/cm}^2 \approx 2,45 \text{ daN/cm}^2$.

È chiaro che occorrerà utilizzare delle condotte con PN16

DN	Di	Spessore	Costo
25	20,4	2,3	600
32	26	3	850
40	32,6	3,7	1400
50	40,8	4,6	2200
63	51,4	5,8	3150
75	61,4	6,8	5000
90	73,6	8,2	6000

Tabella 5.3.1 – Dimensioni e costi delle condotte in PeHD (fino al DN90)

Si procede calcolando la prevalenza che rappresenta il recupero di energia necessario affinché possa essere vinta la differenza di carico. Prima di calcolare tale valore, è necessario conoscere la prevalenza geodetica ottenuta come differenza tra la quota del serbatoio e quella dell'opera di presa:

$$\Delta Y = z_{serbatoio} - z_{presa} = 1470 - 1380 = 90 m$$

La prevalenza della pompa si calcola per ogni caso e può essere calcolata utilizzando la formula di Hazen -Williams; questa è valida per tubi di diametro inferiore a 1,8 m e ha il vantaggio che il coefficiente di scabrezza c non è una funzione del numero di Reynolds, tuttavia è una formula valida solo per tubi che convogliano acqua:

$$\Delta H_p = \Delta Y + \frac{10,675 \cdot Q^{1,85}}{c^{1,85} \cdot D^{4,87}} \cdot L$$

dove c assume i seguenti valori:

- 100 per tubi in calcestruzzo
- 120 per tubi in acciaio
- 130 per tubi in ghisa rivestita
- 140 per tubi in rame, inox
- 150 per tubi in PE, PVC e PRFV

Dunque, nella tabella 5.2.2 sono illustrati i valori ottenuti: portata, diametro secondo la formula di Bresse e diametro commerciale, velocità e prevalenza.

	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Q [m³/s]	0,0049	0,00428	0,00381	0,0034	0,0031	0,0029	0,0026	0,0024	0,0023
D _{opt} [m]	0,105	0,0982	0,0926	0,0878	0,0837	0,0802	0,077	0,0742	0,0717
D _i [m]	0,09	0,09	0,09	0,0736	0,0736	0,0736	0,0736	0,0736	0,0614
v [m/s]	0,769	0,673	0,598	0,81	0,73	0,67	0,62	0,58	0,77
ΔH [m]	92,55	91,99	91,60	93,51	92,94	92,50	92,16	91,88	94,00

	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Q [m³/s]	0,002142	0,00202	0,0019	0,0018	0,0017	0,0016	0,0016	0,00149	0,0014
D _{opt} [m]	0,069417	0,06734	0,0654	0,0637	0,0621	0,0606	0,0592	0,0579	0,0567
D _i [m]	0,0614	0,0614	0,0614	0,0614	0,0614	0,0514	0,0514	0,0514	0,0514
v [m/s]	0,723	0,681	0,64	0,61	0,58	0,79	0,75	0,718	0,69
ΔH [m]	93,55	93,18	92,86	92,59	92,35	95,11	94,68	94,31	93,99

Tabella 5.3.2 – Grandezze caratterizzanti i diversi tempi di attivazione

La scelta del dimensionamento, come detto precedentemente, è basata sulle risorse presenti sul mercato e sui costi, in quanto si vuole effettuare la scelta economicamente più vantaggiosa; a tal proposito occorrerà valutare la passività dell'impianto e la passività energetica.

- La **passività dell'impianto** riguarda le spese per il mantenimento e la gestione dell'impianto (manutenzione, ammortamento, interessi); per conoscere la passività occorre anzitutto calcolare il costo dell'impianto. Tale parametro dipende dal costo della condotta, quindi dal diametro, e della lunghezza di questa:

$$C_{imp} = C_{cond} \cdot L$$

Dove i costi della condotta sono espressi, in riferimento ai diametri, nella tabella 5.2.1.

La passività dell'impianto si calcola considerando un tasso di ammortamento annuo, infatti anche se il costo del sistema avviene nell'immediato, può comunque essere ammortizzato negli anni in cui questo verrà utilizzato, pertanto, considerando un tempo di utilizzo pari a 20 anni, si può considerare un tasso di ammortamento percentuale r :

$$r = \frac{1}{20} \cdot 100 = 5\%$$

E quindi si può ottenere la passività dell'impianto:

$$P_{imp} = C_{cond} \cdot r$$

- Per calcolare la **passività energetica** e quindi la quantità di energia necessaria per far funzionare l'impianto, occorre anzitutto determinare la potenza nominale W_{nom} :

$$W_{nom} = \gamma \cdot Q \cdot \Delta H_p$$

considerando la portata media giornaliera Q per il pompaggio continuo e per ogni caso del pompaggio discontinuo.

Dalla potenza nominale si ricava la potenza assorbita dividendo i valori per il rendimento η , che in questo primo calcolo è posto pari a 0,33:

$$W_{ass} = \frac{W_{nom}}{\eta}$$

Si può quindi calcolare la passività energetica come segue:

$$P_{en} = C_{en} \cdot W_{ass} \cdot T$$

Dove C_{en} è il costo dell'energia, pari a 100 fcfa/kWh (fcfa è la moneta locale) e T è il tempo totale in cui la pompa è in azione durante l'arco di un anno.

Si può quindi determinare la passività totale andando a sommare i contributi della passività dell'impianto e della passività energetica:

$$P_{tot} = P_{imp} + P_{en}$$

Si riporta un aggiornamento della tabella 5.2.2, a cui sono stati aggiunti i valori calcolati: costo dell'impianto, potenza nominale, potenza assorbita, passività dell'impianto, passività energetica e passività totale.

	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Q [m³/s]	0,0049	0,0043	0,0038	0,0034	0,0031	0,0029	0,0026	0,0024	0,0023
D_{opt} [m]	0,1049	0,0982	0,0926	0,0878	0,0837	0,0802	0,0770	0,0742	0,0717
D_i [m]	0,09	0,09	0,09	0,0736	0,0736	0,0736	0,0736	0,0736	0,0614
v [m/s]	0,769	0,673	0,598	0,81	0,73	0,67	0,62	0,58	0,77
ΔH [m]	92,55	91,99	91,60	93,51	92,94	92,50	92,16	91,88	94,00
C_{cond} [fcfa/m]	7500	7500	7500	6000	6000	6000	6000	6000	5000
C_{imp} [fcfa]	2887500	2887500	2887500	2310000	2310000	2310000	2310000	2310000	1925000
W_{nom} [kW]	4,44	3,87	3,42	3,14	2,84	2,59	2,38	2,21	2,11
η [%]	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
W_{ass} [kW]	13,47	11,71	10,37	9,53	8,61	7,85	7,22	6,69	6,38
P_{en} [fcfa/anno]	3440965	3420240	3405759	3476651	3455576	3439325	3426519	3416239	3495122
P_{imp} [fcfa/anno]	144375	144375	144375	115500	115500	115500	115500	115500	96250
P_{tot} [fcfa/anno]	3585340	3564615	3550134	3592151	3571076	3554825	3542019	3531739	3591372

	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Q [m ³ /s]	0,0021	0,0020	0,0019	0,0018	0,0017	0,0016	0,0016	0,0015	0,0014
D _{opt} [m]	0,0694	0,0673	0,0654	0,0637	0,0621	0,0606	0,0592	0,0579	0,0567
D _i [m]	0,0614	0,0614	0,0614	0,0614	0,0614	0,0514	0,0514	0,0514	0,0514
v [m/s]	0,723	0,681	0,64	0,61	0,58	0,79	0,75	0,718	0,69
ΔH [m]	93,55	93,18	92,86	92,59	92,35	95,11	94,68	94,31	93,99
C _{cond} [fcfa/m]	5000	5000	5000	5000	5000	3150	3150	3150	3150
C _{imp} [fcfa]	1925000	1925000	1925000	1925000	1925000	1212750	1212750	1212750	1212750
W _{nom} [kW]	1,97	1,84	1,73	1,64	1,55	1,52	1,45	1,38	1,32
η [%]	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
W _{ass} [kW]	5,96	5,58	5,25	4,96	4,70	4,61	4,38	4,18	3,99
P _{en} [fcfa/anno]	3478371	3464357	3452508	3442397	3433696	3536116	3520462	3506711	3494564
P _{imp} [fcfa/anno]	96250	96250	96250	96250	96250	60637,5	60637,5	60637,5	60637,5
P _{tot} [fcfa/anno]	3574621	3560607	3548758	3538647	3529946	3596753	3581099	3567348	3555201

Tabella 5.3.3 – Grandezze caratterizzanti i diversi tempi di attivazione

Dal punto di vista costruttivo e di gestione dell'impianto la soluzione ottimale prevederebbe un pompaggio che va almeno dalle 21 alle 24 ore giornaliere, con una spesa di 60637,5 fcfa, inferiore rispetto alle altre soluzioni; dal punto di vista energetico la soluzione migliore prevede un pompaggio discontinuo con un'attivazione di 9 ore al giorno e una spesa di 3405759 fcfa.

Si diagramma quindi la passività annua totale, in modo da determinare qual è, globalmente, la soluzione più vantaggiosa a livello di condotta adduttrice e sistema di pompaggio.

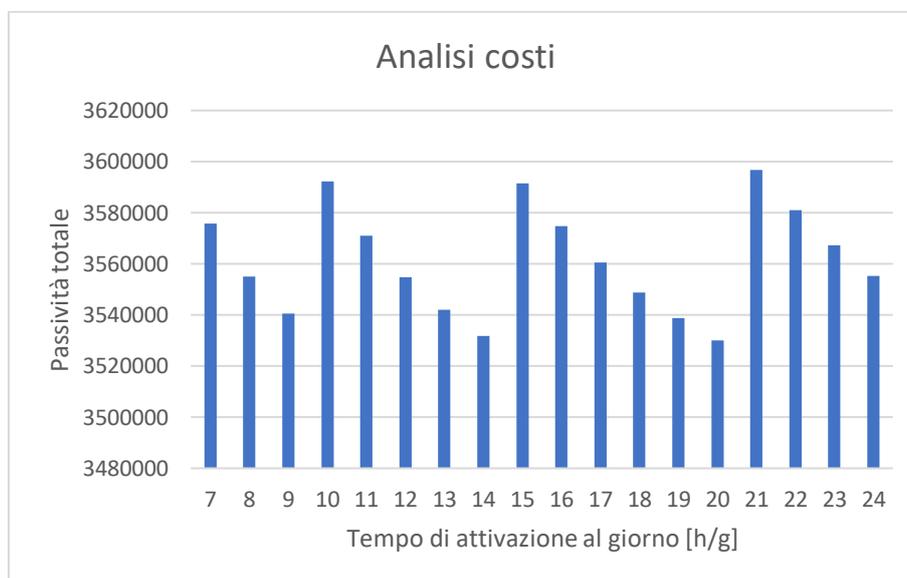


Grafico 5.3.1 – Analisi costi

Da questa prima analisi, la soluzione ottimale risulta quella che comporta un diametro della condotta adduttrice pari a DN75 e una portata pari a 6,17 m³/h che comporta un'attivazione della pompa di 20 ore al giorno, questa soluzione porta ad un costo annuo di 3529946 fcfa.

Tuttavia, l'analisi effettuata restituisce come soluzione vantaggiosa un orario di attivazione delle pompe maggiore rispetto alle 18 ore in cui si possono garantire dei livelli di tensioni adeguati; si potrebbe pensare quindi di adottare la soluzione che comporta un DN90 e un'attivazione di 14

ore, ma per effettuare un'analisi economica completa occorre includere il dimensionamento della vasca di accumulo pre-pompaggio e del serbatoio di valle: infatti all'aumentare del tempo di attivazione delle pompe occorrerà una vasca e un serbatoio di dimensioni inferiori e quindi più economici.

5.4 Vasca di accumulo pre-pompaggio

La vasca di accumulo pre-pompaggio verrà dimensionata con l'obiettivo di soddisfare le variazioni di volume dovute alla portata entrante costante e alla portata uscente che varia in base al tempo di funzionamento della pompa, si tratta quindi di calcolare il volume di compenso.

L'equazione che lega le portate in ingresso ed in uscita (Q_{IN} e Q_{OUT}) al volume W di acqua contenuto nel serbatoio al tempo t è l'equazione di continuità:

$$\frac{dW}{dt} = Q_{IN} - Q_{OUT}$$

Integrando tale equazione nel tempo si ottiene:

$$\Delta W(t) = \int_0^t Q_{IN}(t)dt - \int_0^t Q_{OUT}(t)dt = W_{IN} - W_{OUT}$$

Dove W_{IN} e W_{OUT} rappresentano i volumi cumulati entranti ed uscenti al tempo t .

La distanza tra i due valori nel tempo rappresenta quindi il volume di acqua presente nel serbatoio. Ai fini del calcolo della capacità di compenso è necessario individuare le massime fluttuazioni, positive e negative, e sommarle in valore assoluto:

$$W_1 = |\max(W_{IN} - W_{OUT})|$$

$$W_2 = |\min(W_{IN} - W_{OUT})|$$

$$W_{COMPENSO} = W_1 + W_2$$

Per ogni tempo di attivazione (dalle 7 alle 24 ore), si è calcolato il volume del serbatoio, da qui il costo e si è scelta la soluzione che complessivamente (considerando serbatoio, sistema di pompaggio e condotta adduttrice) risulta più vantaggiosa economicamente.

A titolo esemplificativo si riporta di seguito il calcolo del volume del serbatoio per un funzionamento delle pompe pari a 14 ore al giorno.

Il volume cumulato entrante si calcola per integrazione nel tempo della portata entrante nel serbatoio, considerata costante negli intervalli temporali forniti; allo stesso modo, il volume cumulato uscente si calcola per integrazione nel tempo della portata uscente, dove:

$$Q_{OUT} = \frac{Q_{IN} \cdot 24h}{t_{att}}$$

Il calcolo esplicito, sia per il volume cumulato entrante che uscente, viene eseguito per intervalli temporali discreti ed è riportato nella tabella 5.3.1:

14					
Intervalli orari	Q_{IN} [m³/h]	W_{IN} [m³]	Q_{OUT} [m³/h]	W_{OUT} [m³]	$W_{OUT}-W_{IN}$
0	5,14	0,00	8,81	0,00	0,00
0,5	5,14	2,57	8,81	4,41	-1,84
1	5,14	5,14	8,81	8,81	-3,67
1,5	5,14	7,71	8,81	13,22	-5,51
2	5,14	10,28	8,81	17,62	-7,34
2,5	5,14	12,85	8,81	22,03	-9,18
3	5,14	15,42	8,81	26,43	-11,01

3,5	5,14	17,99	8,81	30,84	-12,85
4	5,14	20,56	8,81	35,25	-14,69
4,5	5,14	23,13	8,81	39,65	-16,52
5	5,14	25,70	8,81	44,06	-18,36
5,5	5,14	28,27	8,81	48,46	-20,19
6	5,14	30,84	8,81	52,87	-22,03
6,5	5,14	33,41	8,81	57,27	-23,86
7	5,14	35,98	8,81	61,68	-25,70
7,5	5,14	38,55	8,81	66,09	-27,54
8	5,14	41,12	8,81	70,49	-29,37
8,5	5,14	43,69	8,81	74,90	-31,21
9	5,14	46,26	8,81	79,30	-33,04
9,5	5,14	48,83	8,81	83,71	-34,88
10	5,14	51,40	8,81	88,11	-36,71
10,5	5,14	53,97	8,81	92,52	-38,55
11	5,14	56,54	8,81	96,93	-40,39
11,5	5,14	59,11	8,81	101,33	-42,22
12	5,14	61,68	8,81	105,74	-44,06
12,5	5,14	64,25	8,81	110,14	-45,89
13	5,14	66,82	8,81	114,55	-47,73
13,5	5,14	69,39	8,81	118,95	-49,56
14	5,14	71,96	8,81	123,36	-51,40
14,5	5,14	74,53	0	123,36	-48,83
15	5,14	77,10	0	123,36	-46,26
15,5	5,14	79,67	0	123,36	-43,69
16	5,14	82,24	0	123,36	-41,12
16,5	5,14	84,81	0	123,36	-38,55
17	5,14	87,38	0	123,36	-35,98
17,5	5,14	89,95	0	123,36	-33,41
18	5,14	92,52	0	123,36	-30,84
18,5	5,14	95,09	0	123,36	-28,27
19	5,14	97,66	0	123,36	-25,70
19,5	5,14	100,23	0	123,36	-23,13
20	5,14	102,80	0	123,36	-20,56
20,5	5,14	105,37	0	123,36	-17,99
21	5,14	107,94	0	123,36	-15,42
21,5	5,14	110,51	0	123,36	-12,85
22	5,14	113,08	0	123,36	-10,28
22,5	5,14	115,65	0	123,36	-7,71
23	5,14	118,22	0	123,36	-5,14
23,5	5,14	120,79	0	123,36	-2,57
24	5,14	123,36	0	123,36	0,00

Tabella 5.4.1 – Calcolo dei volumi cumulati

In figura 5.3.1 è rappresentato l'andamento dei volumi cumulati entranti ed uscenti. Si osserva che, al termine delle 24 ore, il valore del volume cumulato entrante eguaglia il valore del volume cumulato uscente.

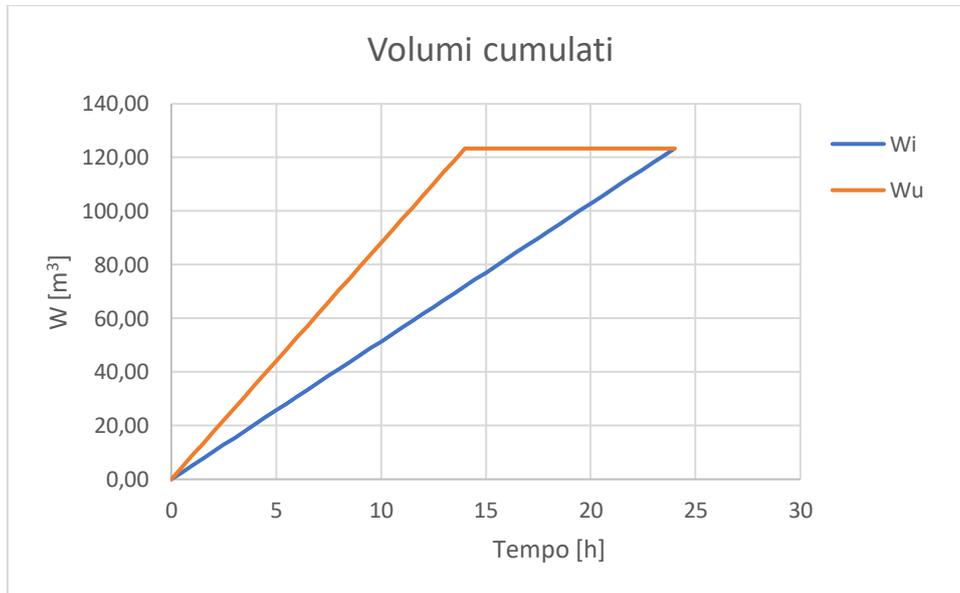


Grafico 5.4.2 – Volumi cumulati entranti ed uscenti

Quindi il volume di compenso sarà:

$$W_{COMPENSO} = W_1 + W_2 = 51,4 \text{ m}^3$$

Per il dimensionamento del serbatoio, teoricamente bisognerebbe imporre un valore di oscillazione Δz e conseguentemente individuare l'area superficiale:

$$A_{SERB} = \frac{W_{COMP}}{\Delta z}$$

Tuttavia, il serbatoio in esame sarà una classica struttura cilindrica in ferro cemento di cui si è precedentemente parlato; dunque, per il dimensionamento occorrerà fare riferimento alle grandezze caratterizzanti le strutture in ferro cemento (tabella 4.1.2) e si sceglierà il volume che, per eccesso, si avvicina maggiormente al volume di compenso individuato.

r [%]	5
fcfa/m ³	668

Tabella 5.4.2 – Ammortamento e costo del serbatoio a m³

Ad oggi la manoforma più grande è quella avente un volume di 57,97 m³ pertanto indicazioni circa volumi più grandi non sono al momento disponibili, quindi, per il momento, per volumi più grandi si sono utilizzati i valori ricavati senza utilizzare misure standard.

	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Vasca [m³]	87,38	82,24	77,1	71,96	66,82	61,68	57,97	57,97	50,32
Costo [fcfa]	2917,54	2745,92	2574,3	2402,68	2231,06	2059,44	1936	1936	1680
TOT [fcfa]	3588258	3567361	3552709	3594553	3573307	3556885	3543954	3533675	3593052

	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Vasca [m³]	50,32	36,84	36,84	36,84	36,84	20,66	10,4	7,95	5,11
Costo [fcfa]	1680	1230	1230	1230	1230	690	347	265	171
TOT [fcfa]	3576301	3561837	3549989	3539877	3531176	3597443	3581446	3567614	3555372

Tabella 5.4.3 – Costi comprensivi del costo della vasca di accumulo

Stando a questa valutazione, la scelta più economica rimane il funzionamento a 20 h, tuttavia non essendo possibile si prendono in considerazione tempi di attivazione minori; in realtà nel costo totale andrebbe considerato anche il dimensionamento del serbatoio di valle per ogni tempo di attivazione, a tal proposito si riporteranno, per brevità, solo i risultati ottenuti, la spiegazione esaustiva del calcolo del volume di compenso è nel paragrafo 6.1:

	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Serb [m³]	111,5	96,1	84,1	74,5	68,9	66,3	62,2	58,10	55,5
Costo [fcfa]	3723	3209	2808	2487	2301	2214	2077	1940	1853
TOT [fcfa]	3591981	3570570	3555517	3597041	3575607	3559099	3546031	3535614	3594905

	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Serb [m³]	52,9	45,7	39,2	34,8	32,9	32,9	36,6	40,1	43,2
Costo [fcfa]	1766	1526	1309	1162	1099	1099	1222	1339	1442
TOT [fcfa]	3578067	3563363	3551297	3541039	3532274	3598542	3582668	3568953	3556814

Tabella 5.4.4 – Costi comprensivi del costo del serbatoio

I costi totali si differenziano di poco dunque è opportuno prendere maggiormente in considerazione le esigenze in loco.

Teoricamente la soluzione più conveniente, escludendo tempi di attivazione superiori alle 18 ore, rimane il funzionamento a 14 ore con una vasca di accumulo pre-pompaggio e un serbatoio di grosse dimensioni e un costo totale di 3535614 (≈ 5400 euro), oppure si può optare per un funzionamento a 18 ore che prevede vasca e serbatoio più piccoli e un costo totale di 3551297 (≈5430 euro).

La scelta verrà effettuata con gli operatori in loco anche in base alle disponibilità di spazio.

5.5 Scelta della pompa

Per la scelta della pompa chiaramente occorrerà far riferimento ai produttori locali, tuttavia non avendo a disposizione i cataloghi dei prodotti disponibili in loco, si è fatto riferimento al fornitore italiano 'Pedrollo' per provare ad effettuare la scelta della tipologia di pompa più idonea.

In commercio vi sono varie tipologie di pompe che possiamo categorizzare secondo due tipi di funzionamento base: pompe centrifughe e pompe volumetriche; ad oggi le pompe centrifughe sono le più comuni e le più utilizzate grazie ai loro diversi campi di utilizzo. Il cuore delle pompe centrifughe è la girante che è collegata al motore attraverso un albero e riesce a fornire energia al liquido, dunque il funzionamento è piuttosto semplice: l'acqua arriva alla girante e grazie alla forza centrifuga viene spinta verso l'uscita.

Per individuare al meglio la classe di pompe che più si adatta al sistema, si può far riferimento al grafico 5.2.2 ove sono illustrate le due variabili in gioco, ovvero portata e prevalenza di pompe.

Quindi entrando con una portata che varia da 114 l/min (funzionamento a 18 ore) a 392 l/min (funzionamento a 7 ore) e una prevalenza pari a 97,4 m si individua il range più idoneo, ovvero pompe centrifughe multistadio.

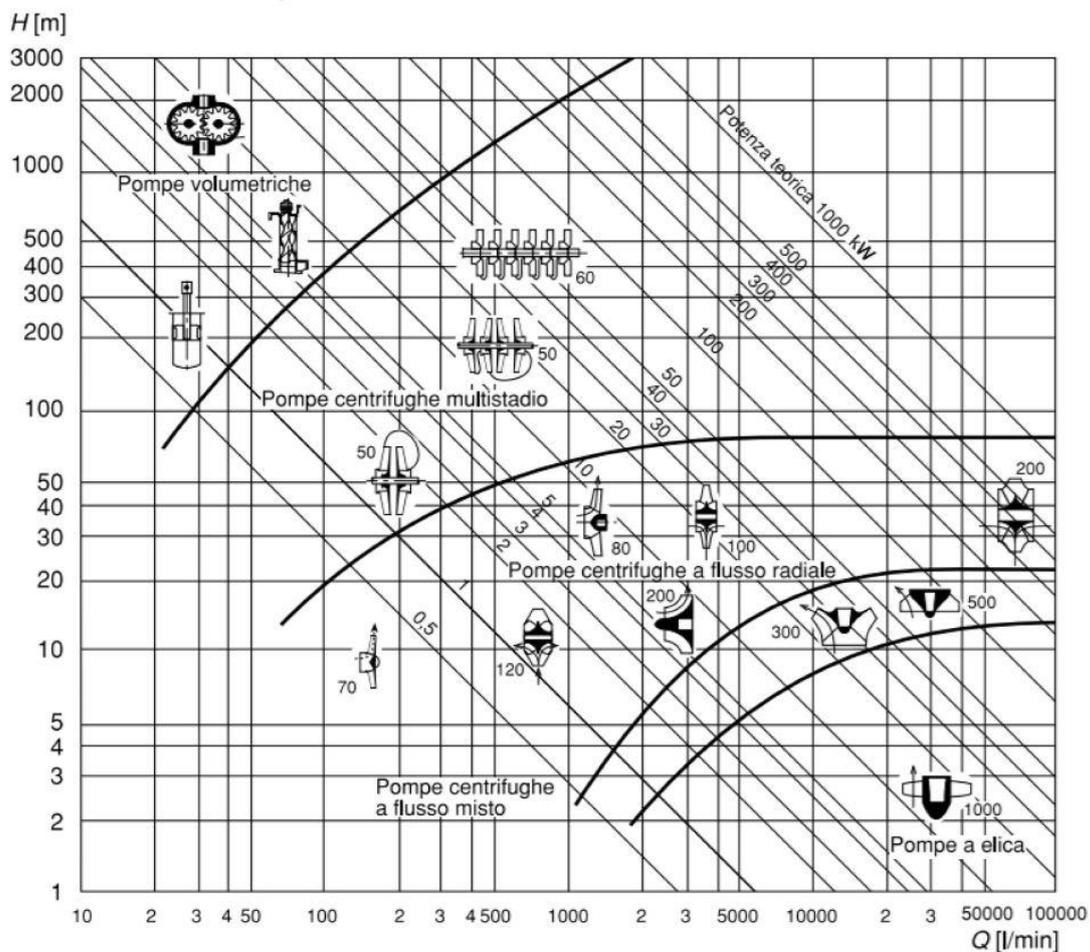


Grafico 5.2.2 – Scelta del tipo di pompa più idonea in funzione di prevalenza e portata

Dal momento che si hanno dei valori di portata e prevalenza molto elevati, risulta difficile riuscire a garantire il funzionamento con l'utilizzo di una sola pompa, pertanto occorrerà utilizzare almeno due pompe in parallelo, ognuna delle quali pomperà metà della portata necessaria.

Poi, a seconda del budget si può valutare l'inserimento di una terza pompa al fine di:

1. Alternarne il funzionamento e garantire dei tempi di riposo per ogni pompa
2. Garantire comunque l'approvvigionamento nel caso una si guasti.

La portata che ogni pompa dovrà condurre sarà circa 3,5 m³/h per funzionamento a 18 ore e circa 4,5 m³/h per funzionamento a 14 ore.

Dal momento che il valore di prevalenza è molto elevato (≈100 metri), sono più efficaci le pompe sommerse che a parità di portata riescono a coprire delle prevalenze maggiori, per cui sul sito "Pedrollo" si è ricercato il tipo di pompa più idoneo valutando anzitutto i valori di portata e prevalenza che ogni tipologia di pompa sommersa è in grado di soddisfare e poi le varie schede tecniche.

Tra queste le pompe 4SR-F risultano avere un campo delle prestazioni idoneo; si è valutata la 4SR4-F:

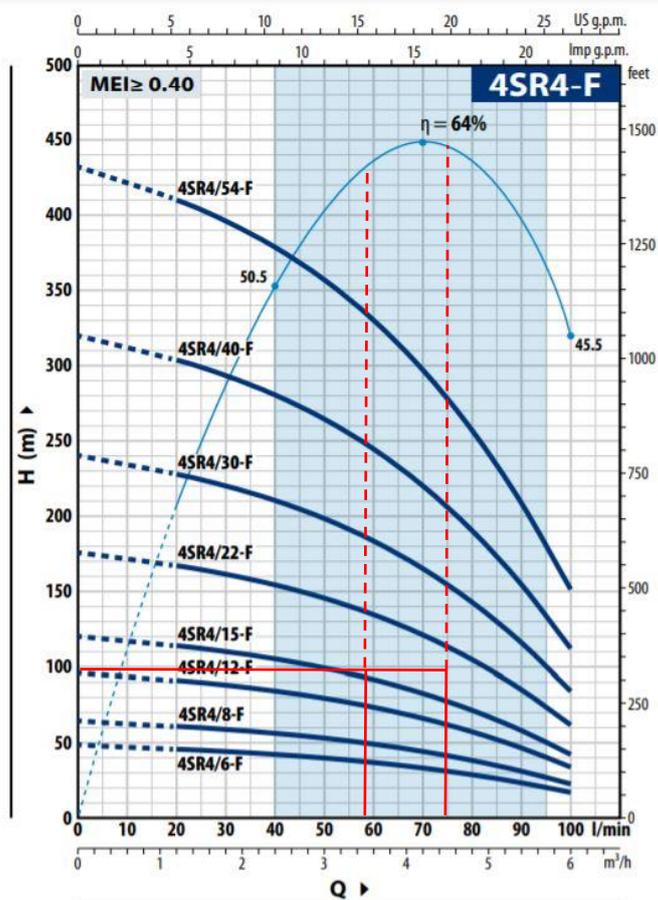


Grafico 5.5.3- Curva e dati di prestazione della pompa

Con una portata pari a 3,5 m³/h si avrebbe un rendimento intorno al 60%, mentre con una portata pari a 4,5 m³/h si avrebbe un rendimento intorno al 63%, valori abbastanza elevati. La pompa 4SR4/22-F risulta soddisfare al limite la prevalenza richiesta per cui si opta per la 4SR4/22-F.

4SR4-F				Q	H										
Monofase	Trifase	POTENZA (P ₂)			m ³ /h	0	1.2	1.8	2.4	3.0	3.6	4.2	4.8	5.4	6.0
		kW	HP	l/min	0	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
4SRm 4/6 -F	4SR 4/6 -F	0.55	0.75	48	45.5	44	42	39.5	36.5	33	28.5	23.2	17		
4SRm 4/8 -F	4SR 4/8 -F	0.75	1	64	60.5	58.5	56	53	49	44	38	31	22.5		
4SRm 4/12 -F	4SR 4/12 -F	1.1	1.5	96	91	88	84	79	73	66	57	46.5	33.5		
4SRm 4/15 -F	4SR 4/15 -F	1.5	2	120	114	110	105	99	92	83	71	58	42		
4SRm 4/22 -F	4SR 4/22 -F	2.2	3	176	167	161	154	145	134	121	105	85	61.5		
-	4SR 4/30 -F	3	4	240	228	220	210	198	183	165	143	116	84		
-	4SR 4/40 -F	4	5.5	320	304	293	280	264	244	220	190	154	112		
-	4SR 4/54 -F	5.5	7.5	432	410	396	379	357	330	297	257	209	151		

Tabella 5.5.5 – Specifiche della pompa

Dal momento che in loco è disponibile solo un contatore monofase, è importante che la pompa scelta possa essere alimentata con una corrente monofase.

Di seguito si riportano le dimensioni caratterizzanti il dispositivo (tabella 5.2.6), una sua rappresentazione e i limiti di impiego.

	DN [pollici]	Ø [mm]	h1 [mm]	h [mm]	kg
4SR4/22-F	1,25	98	737	740	8,5

Tabella 5.5.6 – Dimensioni della pompa

Limiti di impiego:

- Temperatura del liquido fino a +35°C
- Contenuto di sabbia massimo 150 g/m³
- Profondità di impiego sotto il livello dell'acqua:
 - 200 m con motori 4PD
 - 100 m con motori 4PS
- Funzionamento:
 - in verticale
 - in orizzontale con i seguenti limiti:
 - 4SR1 – 4SR1.5 – 4SR2 – 4SR4 fino a 23 stadi
 - 4SR6 – 4SR8 fino a 17 stadi
- Avviamento/ora: 20 ad intervalli regolari
- Flusso di raffreddamento motore minimo 8 cm/s
- Servizio continuo S1



Figura 5.5.1 – Immagine della tipologia di pompa scelta

Si sono calcolati gli effettivi consumi, considerando i valori di rendimento relativi alla pompa scelta per i due diversi tempi di funzionamento:

	14	18
Q [m³/s]	0,0024	0,0019
D_{opt} [m]	0,0742	0,0654
D_i [m]	0,0736	0,0614
v [m/s]	0,58	0,64
ΔH [m]	91,88	92,86
C_{cond} [fcfa/m]	6000	5000
C_{imp} [fcfa]	2310000	1925000
W_{nom} [kW]	2,206	1,734
η [%]	0,63	0,6
W_{ass} [kW]	3,502	2,890
P_{en} [fcfa/anno]	1789459	1898880
P_{imp} [fcfa/anno]	115500	96250
P_{tot} [fcfa/anno]	1904959	1995130

Tabella 5.5.7 – Consumi effettivi relativi al sistema pompa e condotta adduttrice

5.6 Analisi colpo d'Ariete

Il colpo d'ariete è un fenomeno idraulico consistente in un'onda di sovrappressione che si crea all'interno della condotta; questa sovrappressione è dovuta a dei transitori: variazione nel tempo del regime idraulico, variazioni di portata dovuta ad accensione o spegnimento di una pompa o a causa della repentina chiusura di una valvola che blocca bruscamente il movimento del fluido. Le sovrappressioni che si creano dipendono da diversi fattori: lunghezza e diametro della condotta, velocità e densità del fluido, tempo di chiusura della valvola.

Questo fenomeno è fortemente legato alla comprimibilità dell'acqua, infatti nel momento in cui il fluido in movimento impatta contro la parete di una valvola l'energia elastica si trasforma in onde d'urto di pressione; in alcuni casi si possono raggiungere pressioni tanto elevate da causare seri danni all'impianto, come l'esplosione di una condotta, pertanto è fondamentale tutelare l'impianto con delle accortezze.

La celerità delle onde può essere calcolata considerando o meno la deformabilità della condotta:

- **Condotta indeformabile**

$$c = \sqrt{\frac{\varepsilon}{\rho}}$$

dove c [m/s] è la celerità dell'onda di pressione, ρ [kg/m³] è la densità del fluido e ε [N/m²] è il coefficiente di comprimibilità del fluido, il cui valore dipende dalla temperatura e si aggira intorno a $\varepsilon \approx 2 \cdot 10^9$ Pa

- **Condotta deformabile**

$$c = \frac{\sqrt{\frac{\varepsilon}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{\varepsilon D}{E s}}}$$

Assumendo la condotta deformabile il valore di c , a parità di fluido, risulta minore; in questo caso nella formula compaiono anche E ovvero il modulo di elasticità della condotta e D e s , rispettivamente diametro e spessore di questa.

I valori di celerità si aggirano intorno ai 1400 m/s nell'ipotesi di condotta non deformabile e intorno ai 1000 m/s considerando la condotta deformabile e in acciaio; in realtà per materiali plastici questo valore può scendere ulteriormente, ma comunque si tratta di valori molto elevati, molto maggiori della velocità della corrente,

Nel caso in esame:

- E può essere assunto pari a $9E+08$ N/m²
- $\varepsilon_{\text{acqua}}$ è pari a $2,03E+09$ N/m²
- D pari al diametro interno quindi 0,0614 m
- s pari a 6,8 mm quindi 0,0068 m
- $\sqrt{\frac{\varepsilon}{\rho}}$ è la velocità di propagazione del suono in acqua ed è pari a 1425 m/s

Per cui:

$$c = \frac{\sqrt{\frac{\varepsilon}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{\varepsilon D}{E s}}} = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{2,03 \cdot 10^9 \cdot 0,0614}{9 \cdot 10^8 \cdot 0,0068}}} = 308,5 \frac{m}{s}$$

Il colpo d'Ariete è un fenomeno periodico caratterizzato da quattro diverse fasi:

- Fase 1

Se si considerano gli istanti di tempo successivi alla chiusura, non si avrà un arresto di tutta la colonna di liquido in condotta ma solo di un volume infinitesimo di lunghezza ds ; il resto del liquido non risente ancora della chiusura dell'otturatore pertanto continuerà il suo movimento con velocità iniziale V_0 , ciò porterà ad una compressione del volume infinitesimo che quindi sarà caratterizzato da una sovrappressione Δp . Questa sovrappressione influenzerà man mano tutta la condotta dall'otturatore al serbatoio muovendosi con una velocità c detta celerità del fronte d'onda; quindi la prima fase va dall'istante di chiusura all'istante in cui tutto il fluido in condotta risulta avere velocità nulla e sovrappressione Δp .

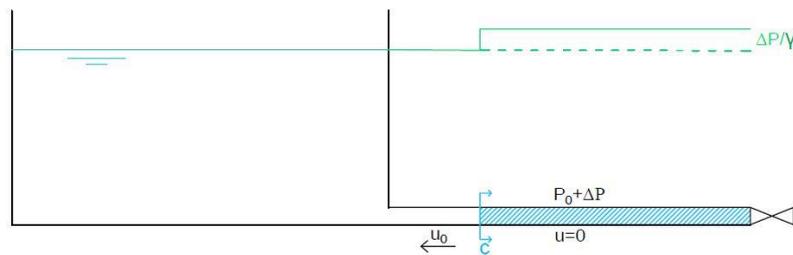


Figura 5.6.1 – Colpo d'Ariete fase 1

- Fase 2

Nel momento in cui la perturbazione raggiunge la sezione del serbatoio, si genera in risposta una nuova sovrappressione negativa che ristabilisce la pressione all'interno della condotta e porta il liquido a muoversi dalla valvola al serbatoio con una velocità V_0 pari a quella iniziale. La fase due termina nel momento in cui la sovrappressione negativa Δp raggiunge l'otturatore.

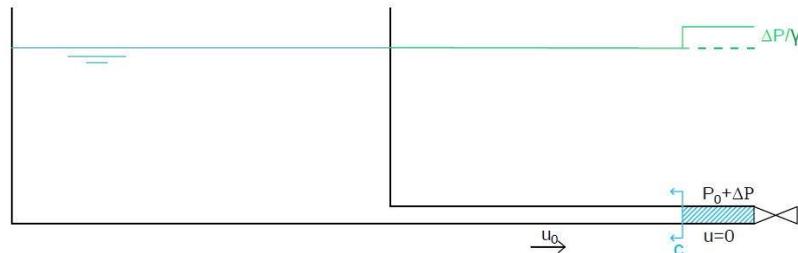


Figura 5.6.2 – Colpo d'Ariete fase 2

- Fase 3

Una volta che la perturbazione negativa raggiunge l'otturatore, si genera necessariamente una nuova risposta consistente in una perturbazione negativa $-\Delta p$ che porta ad un annullamento della velocità del fluido a partire dall'otturatore fino al serbatoio.

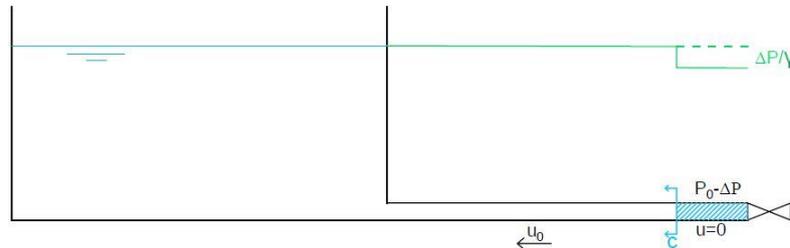


Figura 5.6.3 – Colpo d'Ariete fase 3

- Fase 4

In questa fase finale si ha una sovrappressione Δp che parte dal serbatoio e ristabilisce la pressione all'interno della condotta e porta la colonna d'acqua a muoversi verso l'otturatore con velocità iniziale V_0 . Si ha quindi un ritorno alla situazione iniziale.

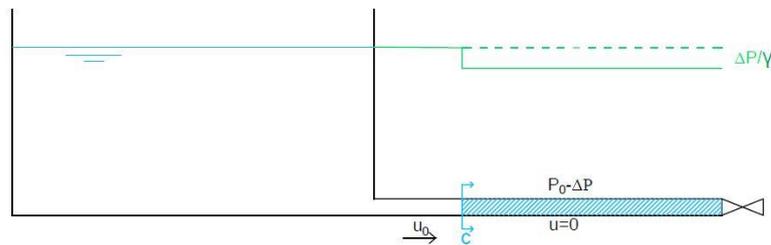


Figura 5.6.4 – Colpo d'Ariete fase 4

Dunque, il colpo d'ariete è caratterizzato da un ciclo periodico che vede il ripetersi delle quattro fasi e si arresta dopo un certo tempo grazie allo smorzamento graduale delle perturbazioni.

Dal momento che, per attutire le sovrappressioni generate dal colpo d'ariete, non si può agire né sulle proprietà del liquido (densità), né sulla velocità (corrispondente a quella di progetto), occorre agire sulla modalità di chiusura della saracinesca, infatti a seconda del tipo di chiusura, brusca o lenta, le sovrappressioni massime sono più o meno elevate.

Il tipo di chiusura dipende dal tempo di fase τ_0 , ovvero:

$\tau_c < \tau_0 \rightarrow$ Chiusura brusca

$\tau_c > \tau_0 \rightarrow$ Chiusura lenta

Nel caso di chiusura brusca la pressione varia in maniera lineare fino al tempo di chiusura, dopo di che rimane costante fino al tempo di fase e il valore di pressione è sempre lo stesso:

$$\Delta P = \rho c v_0$$

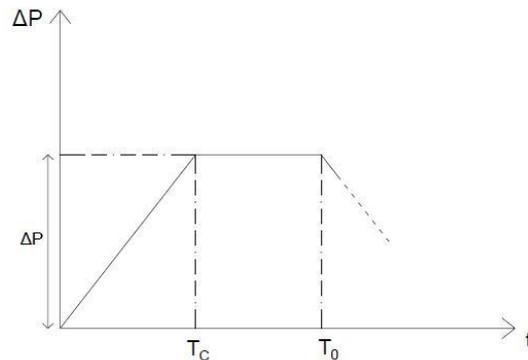


Grafico 5.6.1 – Andamento sovrappressioni nel caso di chiusura brusca

Nel caso di chiusura lenta si nota come il valore di sovrappressione massimo si riduce:

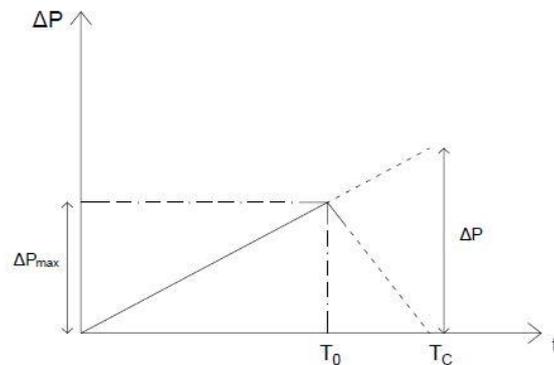


Grafico 5.6.2 – Andamento sovrappressioni nel caso di chiusura lenta

E tramite semplici analisi geometriche si ricava:

$$\Delta P_{max} = \frac{2\rho v_0 L}{\tau_c}$$

Per calcolare il tempo di chiusura τ_c si può utilizzare il metodo approssimato di Mendiluce (1965), secondo cui il tempo di manovra, ovvero il tempo che intercorre tra lo spegnimento della pompa e il completo arresto dell'erogazione della portata è esprimibile come segue:

$$T_c = C + K \frac{V_0 L}{g H_m}$$

dove:

- C, K [s] sono delle costanti in funzione di H_m e L
- V_0 [m/s] è la velocità della corrente in condizioni ordinarie
- L [m] è la lunghezza della tubazione
- g [m/s²] è l'accelerazione di gravità
- H_m [m] è la prevalenza manometrica della pompa

I valori di C e K possono ricavarsi dalle seguenti tabelle:

C	H _m /L
1	0-0,2
0,75	0,21-0,28
0,5	0,29-0,32
0,25	0,33-0,37
0	0,38-0,40

L	≤2000 m	>2000 m
K	2-0,0005L	1

Tabella 5.6.1 – Coefficienti C e K

Nel caso in esame i valori caratterizzanti sono nella tabella 5.4.2:

L [m]	385
Di [m]	0,0614
ΔH [m]	93
V ₀ [m/s]	0,64
H _m /L	0,24
K [s]	1,81
C [s]	0,75
T _c [s]	1,238

Tabella 5.6.2 – Valori caratteristici per il calcolo del tempo di chiusura

Il tempo di fase invece può essere calcolato come segue:

$$\tau_0 = \frac{2L}{c} = \frac{2 \cdot 385}{308,5} = 2,5 \text{ s}$$

Dal momento che $\tau_c < \tau_0$ siamo nel caso di chiusura brusca pertanto la massima sovrappressione sarà:

$$\Delta P_{max} = \rho c v_0 = 998 \cdot 308,5 \cdot 0,64 \cong 2 \frac{daN}{cm^2}$$

Quindi circa 20 metri di colonna d'acqua. Occorre confrontare il risultato ottenuto con i limiti imposti dal *Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 12/12/1985* che reca le norme tecniche relative alle tubazioni:

Pressione Idrostatica	Pressione [daN/cm ²]			
	6	6+10	10+20	20+30
Sovrappressione massima ammissibile	3	3+4	4+5	5+6

Tabella 5.6.3 – Massime sovrappressioni ammissibili

La pressione idrostatica più gravosa è quella nelle condizioni di fluido fermo, per cui:

$$P = \rho g h = 998 \frac{kg}{m^3} \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot 90 \text{ m} = 8,81 \frac{daN}{cm^2}$$

La pressione idrostatica ottenuta rientra nel range 6-10 daN/cm² per cui le massime sovrappressioni ammissibili devono essere contenute nel range 3-4 daN/cm²; nel caso in esame, il valore di sovrappressione massima è pari a circa 2 daN/cm² quindi i limiti sono rispettati e non occorre inserire dispositivi per ridurre le sovrappressioni generate.

5.7 Opere d'arte minori

Lo schema della condotta adduttrice prevederà la presenza di alcune opere d'arte minori, alcune delle quali poste a protezione dell'impianto di pompaggio.

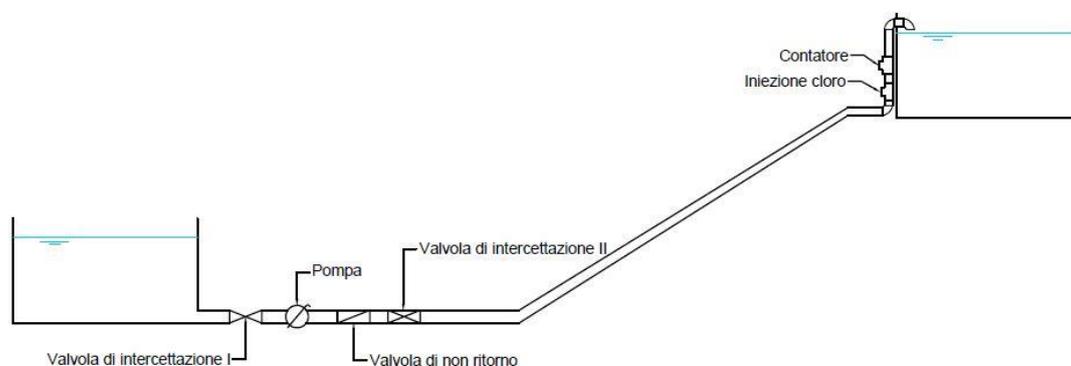


Figura 5.7.1 – Opere d'arte condotta adduttrice

Come mostrato nella figura 5.7.1, subito a valle della presa viene inserito un organo di intercettazione per eventuali smontaggi, subito dopo vi è la pompa, poi una valvola di non ritorno seguita da un'altra valvola di intercettazione dopo la quale parte la condotta di mandata.

In questo modo si riesce a garantire un avviamento e uno spegnimento lento, necessari per evitare sovrappressioni o sottopressioni; infatti per l'avvio del sistema si procede con:

1. Apertura della valvola a monte
2. Avvio della pompa
3. Apertura lenta della valvola a valle

Per la chiusura si esegue la manovra inversa:

1. Chiusura lenta della valvola a valle
2. Spegnimento della pompa
3. Chiusura della valvola a monte

Per permettere l'eventuale svuotamento della tubazione, si smonterà la valvola di non ritorno, infatti vi saranno dei giunti di smontaggio a monte della pompa e a valle della valvola di non ritorno.

La tubazione utilizzata sarà in PVC e i tubi, dalla lunghezza di circa 100 metri, saranno collegati tramite giunti a compressione la cui tenuta è garantita dall'avvitamento.

6. Stoccaggio

Tra la rete di adduzione e la rete di distribuzione vi sono delle opere che consentono lo stoccaggio dell'acqua: i serbatoi. Questi sono sistemi formati da una o più vasche con i relativi organi accessori (saracinesche, valvole, ecc..) e hanno lo scopo principale di accumulare un determinato volume d'acqua, al fine di assolvere, in genere, 3 funzioni principali:

- Funzione di compenso: il serbatoio deve gestire la differenza tra la portata di alimentazione che è costante e la portata richiesta dall'utenza che invece varia nelle 24 ore
- Funzione di riserva: accumulo di acqua per poter fronteggiare eventuali situazioni di emergenza, per esempio una mancata alimentazione del serbatoio dovuta al verificarsi di guasti (es. rottura tubo di adduzione, cessazione funzionamento pompe, ecc..)
- Funzione antincendio: accumulo di acqua per spegnimento di eventuali incendi.

Ci sono poi delle funzioni secondarie dei serbatoi, quali:

- Disconnessione idraulica: consentono di separare la condotta di adduzione dalla rete di distribuzione e ciò permette di attutire l'effetto del colpo d'Ariete
- Stabilità del carico: il carico è più stabile nel serbatoio perché contiene molta acqua

In realtà, nel caso in esame ci troviamo in una zona rurale povera per cui non si può procedere con un dimensionamento rigoroso, ma verranno considerati solo i fabbisogni primari e quindi il compenso e la riserva; si trascureranno quasi in toto le situazioni eccezionali, quali il verificarsi di incendi.

In base a dove viene posizionato il serbatoio si parla di serbatoi di testata o di estremità:

- Serbatoio di testata

Il serbatoio di testata separa la rete di adduzione da quella di distribuzione, la piezometrica avrà un'oscillazione tra massimo e minimo consumo.



Figura 6.1 – Andamento piezometrica per serbatoio di testata
(Immagine da 'Acquedotti- Da Deppo et al')

- Serbatoio di estremità

Il serbatoio di estremità è alimentato direttamente dalla rete di adduzione, non vi è una separazione netta.

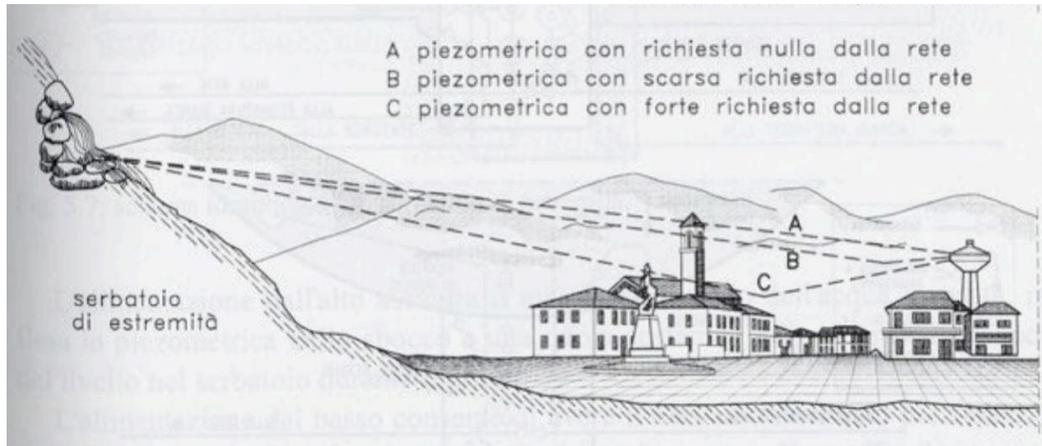


Figura 6.2 - Andamento piezometrica per serbatoio di estremità
(Immagine da 'Acquedotti- Da Deppo et al')

In questo caso nelle condizioni di massimo consumo, la piezometrica presenta un punto di minimo in corrispondenza del centro abitato e questo è più alto rispetto al serbatoio di testata pertanto si può avere un serbatoio più basso nel caso di serbatoio di estremità e ciò costituisce un vantaggio. Tuttavia, la rete di distribuzione è più delicata e soggetta a guasti.

Nel caso in esame la condotta adduttrice pomperà l'acqua su un piano rialzato esterno al centro abitato pertanto si adotterà un serbatoio di testata.

Per quanto riguarda le tipologie di serbatoio, ne esistono di varie e si differenziano in base alla collocazione di questi rispetto al terreno:

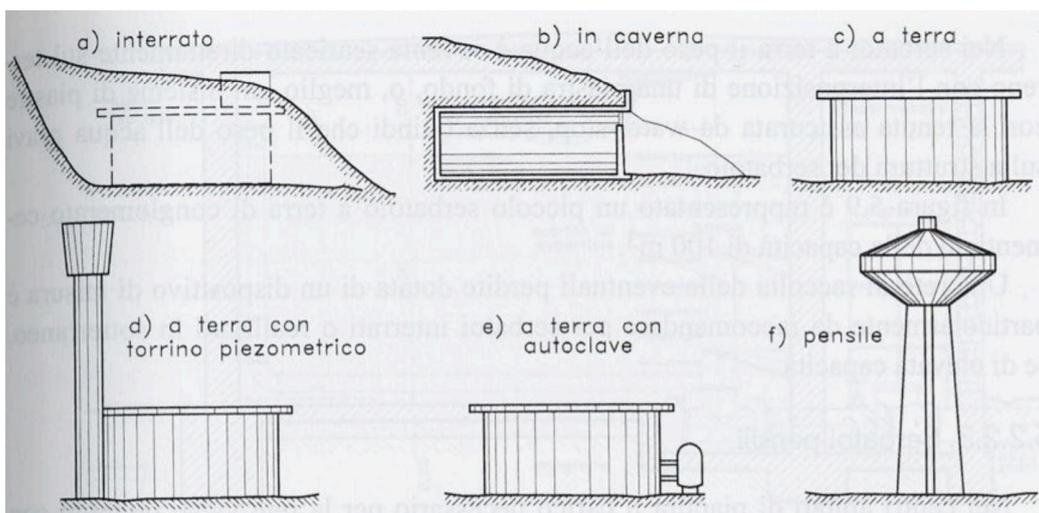


Figura 6.3 – Tipologie di serbatoi in base alla collocazione rispetto al terreno
(Immagine da 'Acquedotti- Da Deppo et al')

Nel caso in esame, il serbatoio si troverà su un piano rialzato pertanto sarà sufficiente adottare un semplice serbatoio a terra.

6.1 Calcolo dei volumi

Volume di compenso

Per la stima della capacità di compenso si può procedere tramite un metodo rigoroso o una stima speditiva; il metodo rigoroso considera le fluttuazioni della domanda pertanto richiede la conoscenza, oltre che della portata in ingresso Q_{IN} , anche della portata in uscita Q_{OUT} nelle 24 ore.

Nel caso semplice di portata in ingresso costante, si avrebbe un andamento come nel grafico 6.1:

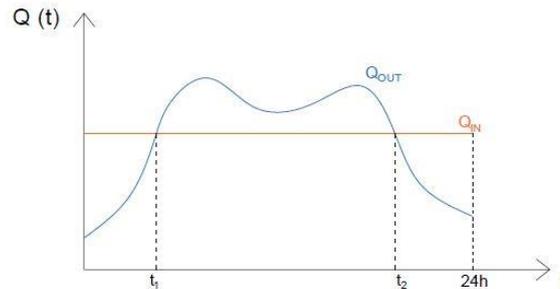


Grafico 6.1 – Andamento delle portate in un caso generico con Q_{in} costante

Nell'intervallo $0 < t < t_1$ la portata in ingresso è maggiore di quella in uscita, pertanto in questo intervallo di tempo il serbatoio si riempie; nell'intervallo $t_1 < t < t_2$ la portata in uscita è maggiore di quella in entrata e quindi il serbatoio si svuota, mentre per $t > t_2$ si ha nuovamente il riempimento delle vasche. Nel nostro caso non avremo una portata costante nelle 24 ore bensì degli intervalli di tempo in cui la portata è costante (corrispondenti alle pompe attive) e degli intervalli di tempo in cui la portata è nulla (ovvero quando le pompe sono spente).

Per poter usare il metodo rigoroso è chiaro che è richiesta una precisa conoscenza dei consumi orari, informazione non nota, pertanto si procede anzitutto con un calcolo speditivo del volume di compenso, poi tramite il metodo rigoroso ipotizzando dei coefficienti di punta.

Metodo speditivo

$$V_c = \alpha \cdot V_g = \alpha \frac{P \cdot d}{1000}$$

Dove:

- V_g corrisponderebbe al volume erogato nel giorno di massimo consumo; nel caso in esame, non avendo analisi, si considera il volume giornaliero calcolato in base alla dotazione idrica imposta
- α è un coefficiente che varia da 0,15 a 0,33 e consente di considerare solo una certa percentuale del volume giornaliero e più è grande il centro abitato, maggiore sarà α e viceversa; nel caso in esame, dal momento che siamo in un centro abitato molto piccolo (≈ 6000 abitanti), si considererà il valore di alpha maggiore.

$$V_c = 0,33 \frac{6163 \cdot 20}{1000} = 40,68 \text{ m}^3$$

Metodo rigoroso

Per determinare in maniera più rigorosa il volume di compenso, occorre valutare la variabilità giornaliera della portata richiesta tramite l'utilizzo di coefficienti orari; dal momento che questi non sono noti, si è calcolato un coefficiente di punta e si sono ipotizzati i vari coefficienti orari considerando un picco intorno alle 8 del mattino e un picco intorno alle 18.

Per la determinazione del coefficiente di punta orario si considera che questo decresce con l'aumento degli abitanti, come mostrato nella tabella 7.2.1:

Abitanti	c_p
Fino a 10000	5-3
da 20000 a 50000	3-2,5
da 50000 a 100000	2,5-2
da 100000 a 200000	2-1,5

Tabella 6.2.1 – Valori di c_p in funzione degli abitanti

c_p può essere stimato in maniera più precisa con la formula di Babbitt (1958):

$$c_p = 20 \cdot Ab^{-0,2} = 20 \cdot 6163^{0,2} = 3,5$$

I valori caratteristici delle portate entranti e delle portate uscenti sono stati calcolati per diversi tempi di funzionamento delle pompe, ma nella stesura, per brevità, sono stati riportati solamente i dati relativi a un funzionamento delle pompe di 18 ore:

Intervalli orari	Q_i [m³/h]	Coeff orari	Q_u [m³/h]
0	6,85	0	0,0
1	6,85	0	0,0
2	6,85	0	0,0
3	6,85	0	0,0
4	6,85	0	0,0
5	6,85	0,3	1,5
6	6,85	0,5	2,6
7	6,85	1,5	7,7
8	6,85	3,5	18,0
9	6,85	3	15,4
10	6,85	1,3	6,7
11	6,85	0,5	2,6
12	6,85	0,5	2,6
13	6,85	0,8	4,1
14	6,85	0,8	4,1
15	6,85	0,5	2,6
16	6,85	0,5	2,6
17	6,85	1,5	7,7
18	6,85	3	15,4
19	0,00	3,5	18,0
20	0,00	1,5	7,7
21	0,00	0,5	2,6
22	0,00	0,3	1,5
23	0,00	0	0,0
24	0,00	0	0,0

Tabella 6.2.2 – Valori di portata entranti e uscenti dal serbatoio

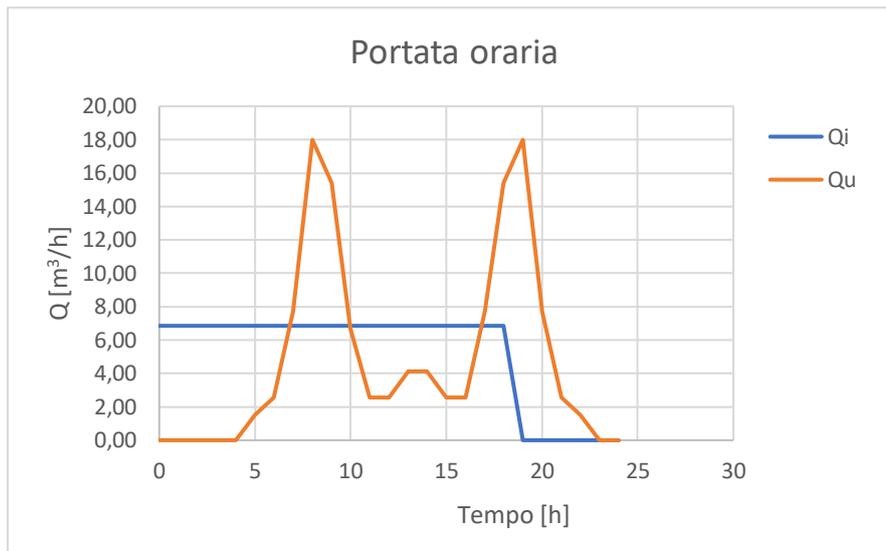


Grafico 6.2.1 – Portate orarie

Intervalli orari	W_i [m ³]	W_u
0	0,00	0,00
1	6,85	0,00
2	13,71	0,00
3	20,56	0,00
4	27,41	0,00
5	34,27	1,54
6	41,12	4,11
7	47,97	11,82
8	54,83	29,81
9	61,68	45,23
10	68,53	51,91
11	75,39	54,48
12	82,24	57,05
13	89,09	61,17
14	95,95	65,28
15	102,80	67,85
16	109,65	70,42
17	116,51	78,13
18	123,36	93,55
19	123,36	111,54
20	123,36	119,25
21	123,36	121,82
22	123,36	123,36
23	123,36	123,36
24	123,36	123,36

Tabella 6.2.3 – Volumi cumulati entranti e uscenti

Quindi il volume di compenso sarà:

$$W_{COMPENSO} = W_1 + W_2 = 39,24 \text{ m}^3$$

dove:

$$W_1 = |\max(W_{IN} - W_{OUT})|$$

$$W_2 = |\min(W_{IN} - W_{OUT})|$$

I volumi di compenso calcolati con i due metodi sono molto simili, per sicurezza possiamo considerare il volume di compenso calcolato con il metodo speditivo, in quanto leggermente maggiore.

Volume di riserva

Per il calcolo del volume di riserva si può procedere assumendo il tempo necessario per la riparazione in caso di guasti:

$$T_{RIP} = 24h \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right)$$

Considerando un tempo pari a circa 12 ore, avremo

$$W_R = \frac{1}{2} \cdot V_g = \frac{1}{2} \cdot 123,26 = 61,63 \text{ m}^3$$

Il volume totale sarà quindi:

$$W_{TOT} = W_C + W_R = 40,7 + 61,6 = 102,3 \text{ m}^3$$

Questo volume può essere stoccato in due serbatoi: si può optare per un serbatoio da circa 60 m³ e uno da circa 50 m³, oppure, nel caso ci sia sufficiente spazio disponibile, si possono avere due serbatoi da 60 m³ nel caso in cui si scelga di avere dei serbatoi più grandi e un funzionamento delle pompe minore, con un lieve risparmio economico; infatti se si considera un funzionamento a 14 ore, il volume di compenso sarà circa 58 m³ per cui saranno sufficienti due serbatoi da 60 m³.

6.2 Costruzione

La costruzione dei serbatoi sarà analoga a quella dei biofiltri con in aggiunta la costruzione di una copertura; di seguito si riportano tutti i passaggi, parte dei quali già esplicitati nel capitolo 4:

1. Pulire e livellare il sito: il terreno superficiale deve essere rimosso fino a quando non si ha una superficie piana e stabile
2. Posa del calcestruzzo pulito per realizzare una superficie di lavoro idonea
3. Tessere l'armatura della soletta in un doppio strato con ferri che verranno poi elevati
4. Posizionare i tubi di scarico e di distribuzione nella soletta
5. Gettare la soletta
6. Assemblare la manoforma interna e coprirla con un foglio di nylon
7. Posare i diversi strati di rete e armatura a seconda delle dimensioni della struttura e installare i tubi previsti
8. Porre la malta tra gli strati di maglia: il lavoro viene svolto contemporaneamente da più squadre, con grande attenzione a premere bene il composto per eliminare il minimo vuoto nella struttura; nessun pezzo di ferro, rete metallica o filo deve essere lasciato esposto
9. Dopo aver steso il primo strato di malta, si applica un secondo strato esterno di 5 mm e lo si liscia con una spugna
10. Dopo 24 ore, si rimuove la manoforma, si applica uno strato di malta interna di 5 mm di spessore e si liscia con barbotina

Per la realizzazione della copertura si procede come segue:

11. Si costruisce una manoforma in compensato per l'interno della cupola e questa viene coperta con un foglio di nylon
12. Si posano i diversi strati di rete e armatura a seconda delle dimensioni della struttura e installare i tubi nella cupola, così come il bordo del tombino;
13. Porre la malta tra gli strati di maglia: il lavoro viene svolto contemporaneamente da più squadre, con grande attenzione a premere bene il composto per eliminare il minimo vuoto nella struttura; nessun pezzo di ferro, rete metallica o filo deve essere lasciato esposto
14. Dopo aver steso il primo strato di malta, si applica un secondo strato esterno di 5 mm e lo si liscia con una spugna
15. Dopo 24 ore, si rimuove la manoforma, si applica uno strato di malta interna di 5 mm di spessore e si liscia con barbotina

7. Rete di distribuzione

La rete di distribuzione è quell'insieme di elementi (condotte, giunti, valvole, ecc..) necessari per distribuire l'acqua alle utenze. In genere ha una struttura molto più complessa della rete di adduzione: sia perché vi sono differenti allacci, sia per i maggiori carichi a cui sono soggette le condotte, infatti le condotte in questo caso si trovano sotto in piano stradale, al contrario della condotta adduttrice che in genere si posa sotto il margine stradale; per queste ragioni quindi, la rete di distribuzione è soggetta ad un elevato rischio di guasti, rotture e maggiori perdite idriche. La rete di distribuzione è caratterizzata dall'incertezza delle portate di progetto, infatti si conosce la portata complessiva ma non come questa si distribuisce; la progettazione della rete è effettuata in maniera differente in base alla tipologia di questa.

La rete di distribuzione è infatti caratterizzata da diversi tipi di struttura:

8. Rete aperta o ramificata

Le reti aperte sono vantaggiose dal punto di vista economico e di calcolo, tuttavia sono molto svantaggiose nel caso di presenza di guasti; infatti se vi è un solo serbatoio di testata, nel caso di un guasto in un punto della rete, tutte le utenze successive a questo rimarrebbero sfornite.

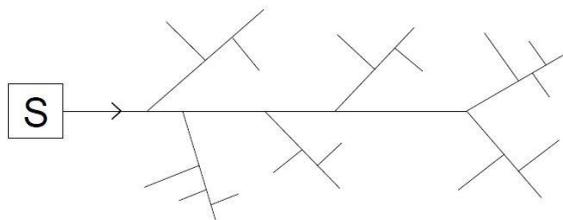


Figura 7.1 – Schema rete aperta

9. Rete chiusa o magliata

Le reti a maglia chiusa chiaramente hanno dei costi maggiori per la presenza di maggiori organi (giunti, pezzi speciali, ecc..), tuttavia sono molto vantaggiose nel caso di guasti, infatti un'utenza può essere raggiunta da più punti dal momento che il fluido può scorrere in entrambe le direzioni della condotta in base alla differenza di pressione nei nodi.

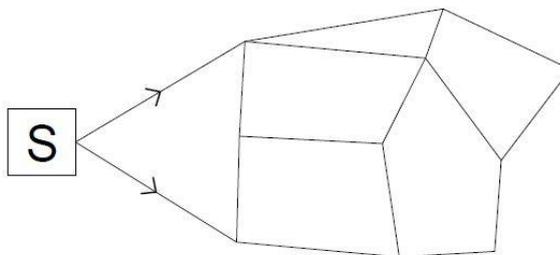


Figura 7.2 – Schema rete chiusa

10. Rete mista

La rete di distribuzione mista è quella maggiormente utilizzata ed è una combinazione delle due sopracitate: ci sono dei tratti a maglia chiusa e dei tratti ramificati.

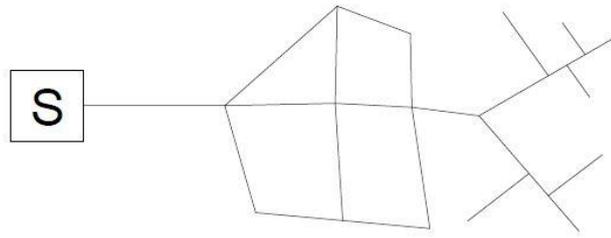


Figura 7.3 – Schema rete mista

Affinché una rete di distribuzione sia efficace occorre rispettare delle condizioni di servizio:

1. Verifica nella condizione di massimo consumo con un livello minimo nel serbatoio:

$$h > h_{min}$$

2. Verifica nella condizione di minimo consumo con un livello massimo nel serbatoio:

$$h < 70 \text{ m}$$

secondo il DPCM 4/3/1996

3. Verifica delle massime fluttuazioni:

$$\Delta h < 20 \text{ m}$$

al fine di scongiurare rotture per fatica.

4. Le velocità devono avere dei valori accettabili:

$$0,2 \div 0,5 \frac{\text{m}}{\text{s}} < v < 1 \div 2 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

In realtà è preferibile che le velocità non scendano sotto i 0,5 m/s: valori di velocità bassi si verificano generalmente nei tratti periferici nelle reti aperte e, per tutelare la qualità dell'acqua, si vogliono evitare tempi di permanenza elevati, pertanto si fissa un minimo. D'altro canto, velocità troppo alte potrebbero portare a turbolenza che, soprattutto in prossimità di organi quali le saracinesche, potrebbero portare a rotture e guasti.

7.1 Tracciato e profili altimetrici

Per il tracciato della rete di distribuzione si segue generalmente l'andamento stradale, posizionando, dove possibile, le condotte sotto il manto stradale.

Nel grafico sottostante (figura 7.1.1) vi è lo sviluppo planimetrico dei vari tronchi della rete:

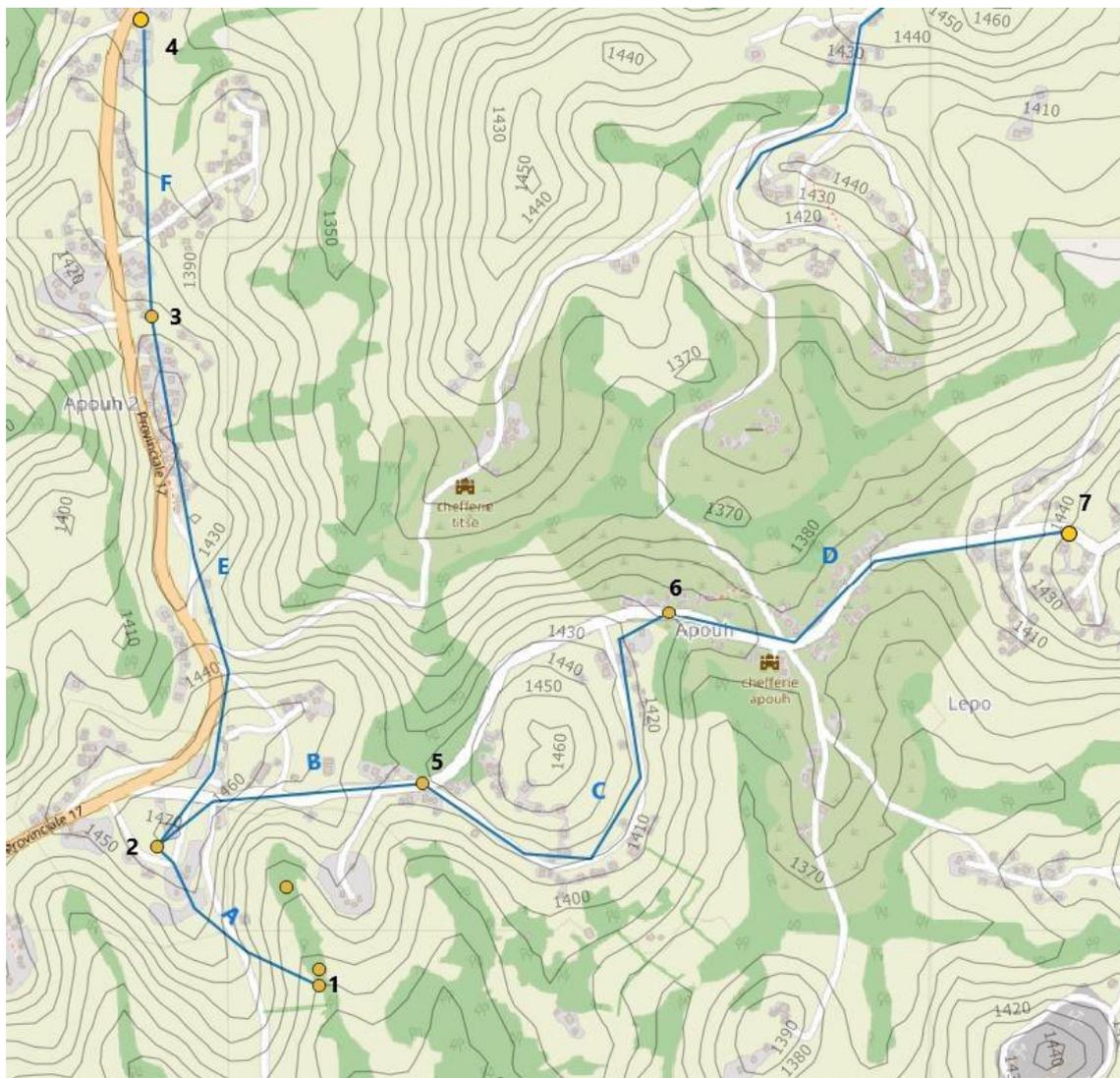


Figura 7.1.1 – Tracciato planimetrico rete di distribuzione

L'erogazione dell'acqua avverrà in 5 punti in corrispondenza dei quali verranno posizionate delle fontane per servire le varie utenze; la locazione di queste fontane non è ancora stata individuata e verrà progettata in collaborazione con la popolazione locale, per cui in fase di progettazione si sono ipotizzate le locazioni.

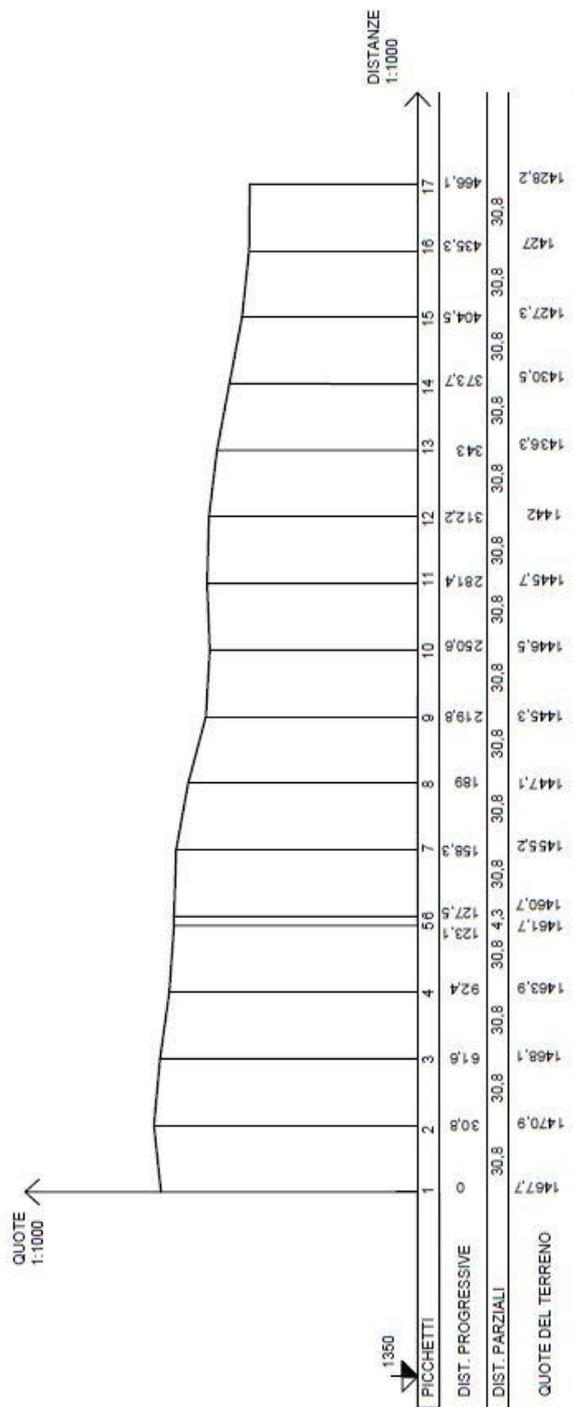
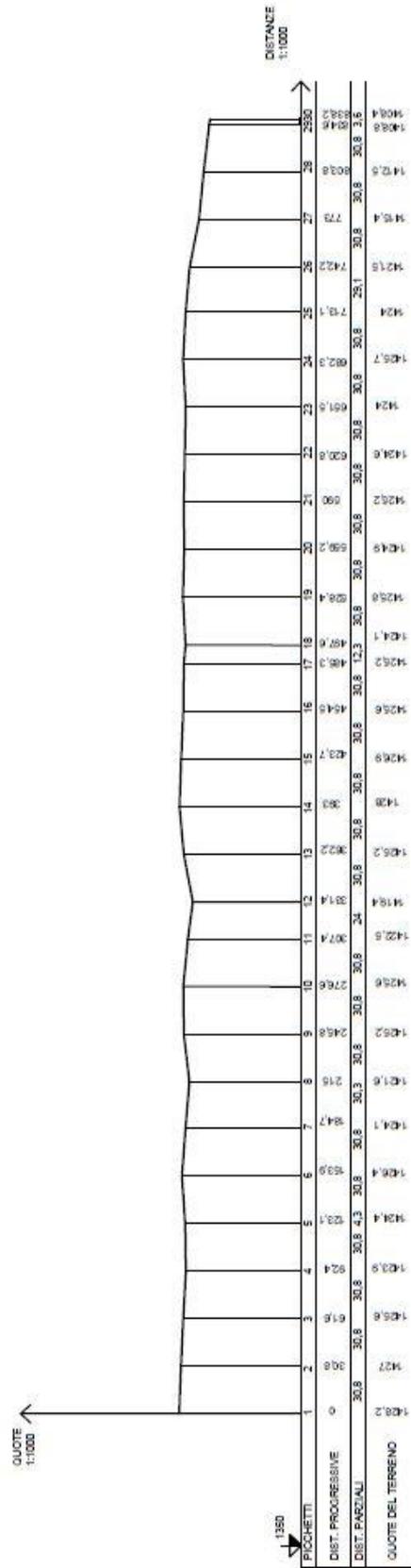


Figura 7.1.2 – Profilo altimetrico tronco B



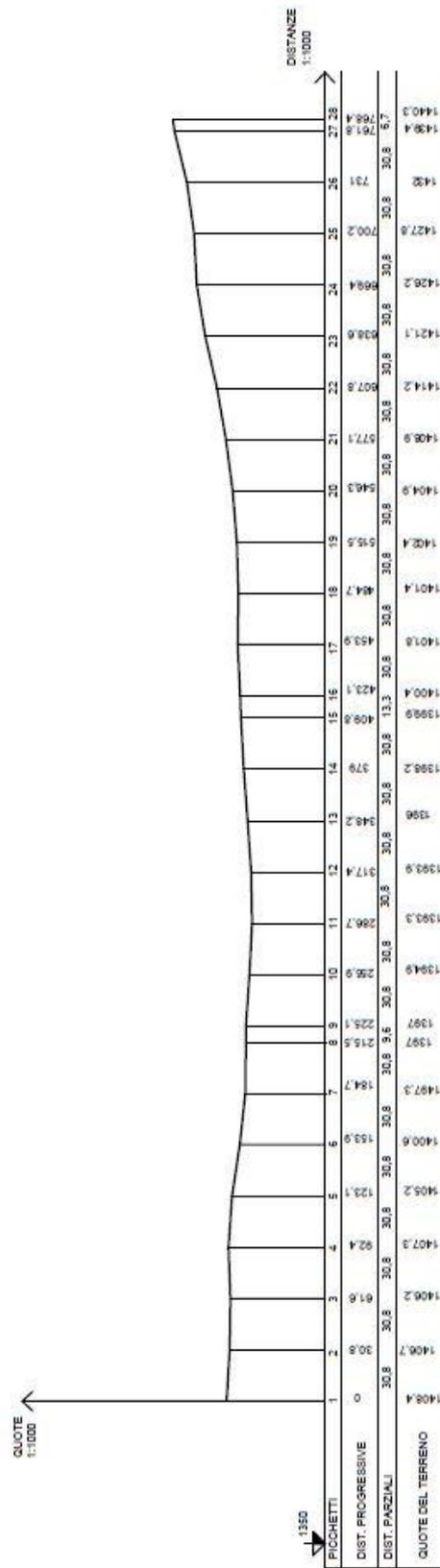


Figura 7.1.4 – Profilo altimetrico tronco D

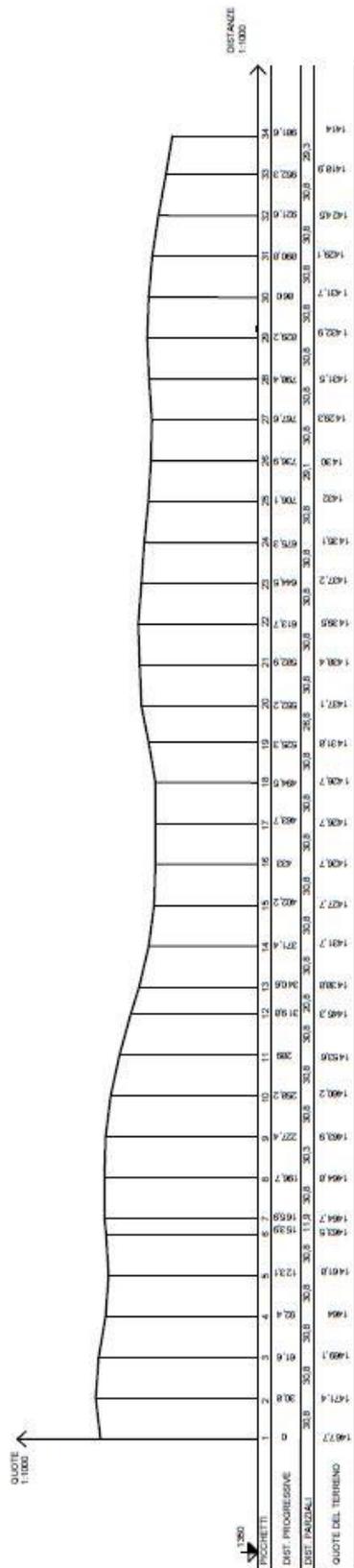


Figura 7.1.5 – Profilo altimetrico tronco E

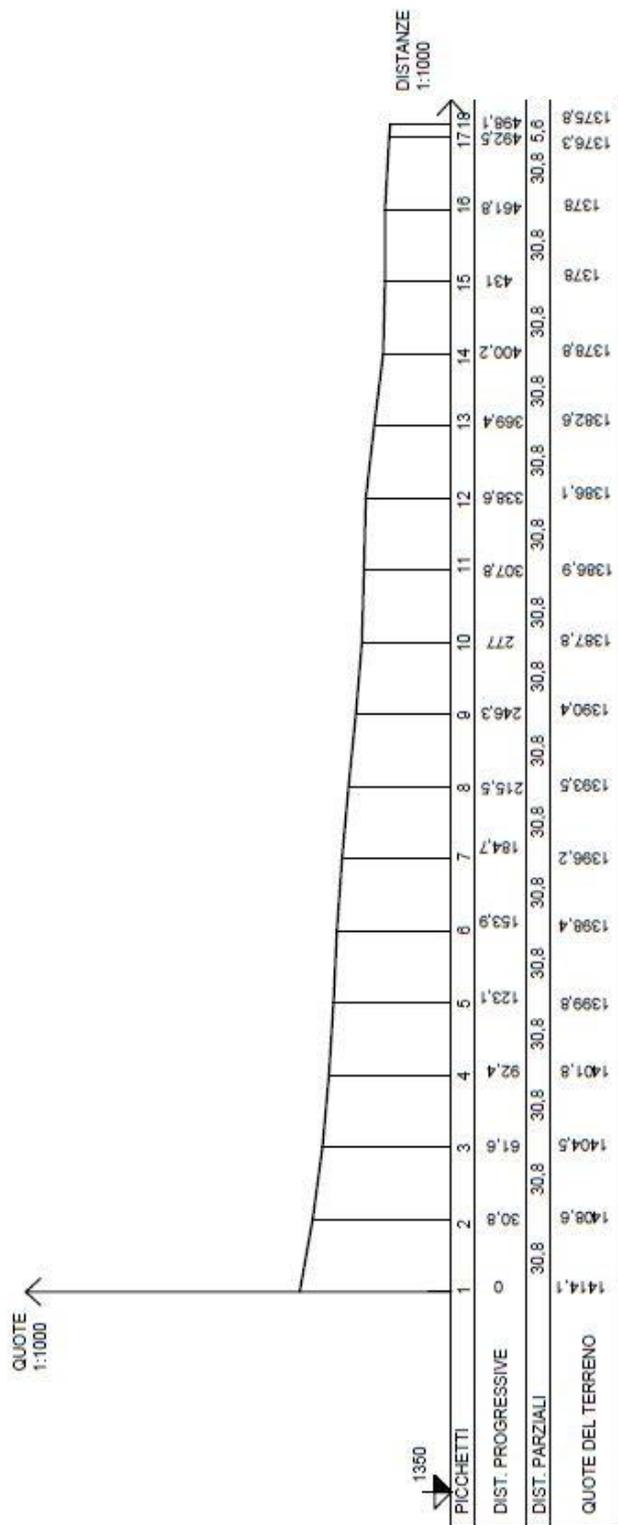


Figura 7.1.6 – Profilo altimetrico tronco F

7.2 Dimensionamento

Il dimensionamento di una rete aperta è più semplice rispetto a quello delle reti chiuse, tuttavia rimane l'incertezza sull'erogazione delle portate, pertanto spesso si lavora con portate equivalenti.

Nel nostro caso l'erogazione avverrà principalmente in 5 punti precisi in corrispondenza dei quali saranno posizionate delle fontane ma sono stati condotti i calcoli anche con delle portate equivalenti nel caso in cui dei consumatori privati vogliono avere un attacco alla rete; nella stesura della tesi, sono stati riportati solo i calcoli relativi a portate concentrate.

Come già detto precedentemente, la locazione precisa delle fontane non è ancora stata determinata, in quanto si vuole prendere una decisione assieme alla collaborazione della popolazione locale, pertanto si ipotizzeranno 5 punti in base a dove si sviluppano maggiormente i villaggi e la portata erogata sarà proporzionale alla lunghezza della condotta.

Per la portata a cui fare riferimento occorrerà tener conto della variabilità giornaliera e quindi stimare una portata di punta tramite la determinazione di un coefficiente di punta orario; questo decresce con l'aumento degli abitanti, come mostrato nella tabella 7.2.1:

Abitanti	c_p
Fino a 10000	5-3
da 20000 a 50000	3-2,5
da 50000 a 100000	2,5-2
da 100000 a 200000	2-1,5

Tabella 7.2.1 – Valori di c_p in funzione degli abitanti

C_p può essere stimato in maniera più precisa con la formula di Babbitt (1958):

$$c_p = 20 \cdot Ab^{-0,2} = 20 \cdot 6163^{0,2} = 3,5$$

Il materiale che, in genere, è maggiormente utilizzato per le reti di distribuzione è la ghisa, tuttavia per ragioni economiche si è optato per il polietilene ad alta densità.

Per il dimensionamento si opera andando ad imporre dei vincoli sui carichi piezometrici, ovvero l'ultima utenza deve avere un carico minimo di 5 metri per garantire sufficienti pressioni:

$$h_{min} = z + \frac{P}{\gamma} = z + 5 \text{ m}$$

Pertanto, si prendono separatamente in esame le due ramificazioni, tronchi E ed F e tronchi B, C, D.

Non è possibile determinare con precisione la portata che dovrà essere distribuite nelle due diverse ramificazioni in quanto non si sa come si svilupperà precisamente la popolazione nel 2040; tuttavia, è una buona approssimazione considerare la portata in un ramo proporzionale alla lunghezza di questo, dunque si è determinata la portata per metro lineare e da qui le portate che scorreranno nei tronchi E ed F e nei tronchi B, C e D.

Dimensionamento tronchi E ed F

Il tronco E dovrà essere dimensionato per portare la portata Q_E+Q_F , nel nodo 3 verrà erogata la portata $Q_E + Q_F/2$ e quindi nel tronco F scorrerà la sola portata $Q_F/2$ che verrà erogata nel nodo 4 (figura 7.1.1).

Si sceglie un diametro di tentativo in funzione della portata e della velocità: si sceglie un valore di velocità pari 1 m/s e si determina il diametro tramite il rapporto tra portata e velocità.

Noto il diametro è possibile calcolare il numero di Reynolds, la scabrezza relativa, il fattore di attrito λ e quindi le perdite di carico J.

Tronchi	N1	N2	L [m]	Q [m3/s]	Dtent [m]	Di [m]	Re	ϵ/D [-]	λ [-]	J [-]
E	2	3	982	0,00206	0,0513	0,044	66623	5,7E-05	0,0199	0,04239
F	3	4	499	0,00035	0,0210	0,0272	18156	9,2E-05	0,0267	0,01792

Tabella 7.2.2 – Grandezze di tentativo per i tronchi E ed F

Note le perdite di carico nel tronco F, si può risalire al carico minimo che ci deve essere nel nodo 3 affinché l'erogazione nel nodo 4 sia garantita con adeguate pressioni.

$$H_3 - J_F L_F = H_4$$

$$z_3 + \frac{P_3}{\gamma} - J_F L_F = z_4 + 5m$$

Tentativo 1			
Nodo	z [m]	P/ γ [m]	H [m]
2	1467,7		
3	1414	-24	1390
4	1375,8	5	1381

Tabella 7.2.3 – Carichi nei nodi 3 e 4

Il carico minimo necessario nel nodo 3 è inferiore rispetto alla quota del terreno, si avrebbe un'altezza negativa del carico idrico, non accettabile. Pertanto, si può pensare o di ridurre il diametro del tronco F in modo tale da aumentare le perdite di carico oppure imporre il carico minimo nel nodo 3.

Riducendo il diametro del tronco F si avrebbero delle velocità troppo elevate ($v_F=2$ m/s), dunque si impone il carico minimo nel tronco 3:

$$H_3 = z_3 + 5 = 1414 + 5 = 1419 \text{ m}$$

Per cui:

$$\Delta H = H_2 - H_3 = 49 \text{ m}$$

Da qui si ricava che il diametro ottimale è proprio il DN50 ($D_i=44$ mm) e al fine di non ottenere un carico idrico troppo elevato nel nodo 4, si può pensare di ridurre ulteriormente il diametro del tronco F a DN25, quindi si otterranno i seguenti risultati:

Tronchi	N1	N2	L [m]	Q [m3/s]	Dtent [m]	Di [m]	Re	ϵ/D [-]	λ [-]	J [-]	v [m/s]
E	2	3	982	0,00206	0,0513	0,044	66623	5,7E-05	0,0199	0,04239	1,36
F	3	4	499	0,00035	0,0210	0,021	23516	1,2E-04	0,0252	0,06158	1,00

Tabella 7.2.4 – Grandezze finali per i tronchi E ed F

Nodo	z [m]	P/γ [m]	H [m]
2	1467,7		
3	1414	12	1426
4	1375,8	20	1395

Tabella 7.2.5 – Carichi finali nei nodi 3 e 4

I valori di velocità e pressioni risultano adeguati.

Dimensionamento tronchi B, C e D

Si procede in egual modo, quindi anzitutto ipotizzando dei diametri di tentativo e calcolando le varie grandezze:

Tronchi	N1	N2	L [m]	Q [m3/s]	Dtent [m]	Di [m]	Re	ε/D [-]	λ [-]	J [-]	v [m/s]
B	2	5	493	0,002929	0,0611	0,066	63009	4,1E-05	0,02	0,01132	0,86
C	5	6	839	0,001657	0,0459	0,0554	42463	5,4E-05	0,0219	0,00953	0,69
D	6	7	769	0,000536	0,0261	0,0272	27980	9,6E-05	0,0243	0,03872	0,92

Tabella 7.2.6 – Grandezze di tentativo per i tronchi B, C e D

Da qui si impone il carico minimo nel nodo 7 e si determinano i valori del carico necessari negli altri nodi affinché l'erogazione nel nodo 7 sia garantita con adeguate pressioni:

Tentativo 1			
Nodo	z [m]	P/γ [m]	H [m]
2	1467,7		
5	1428,2	55	1483
6	1408,4	67	1475
7	1440,3	5	1445

Tabella 7.2.7 – Carichi nei nodi 5,6 e 7

I valori dei carichi piezometrici risultano troppo elevati e nel nodo 2 occorrerebbe un carico non disponibile, pertanto si aumentano i diametri ipotizzati al fine di diminuire le perdite di carico:

Tronchi	N1	N2	L [m]	Q [m3/s]	Dtent [m]	Di [m]	Re	ε/D [-]	λ [-]	J [-]	v [m/s]
B	2	5	493	0,002929	0,0611	0,066	63009	4,1E-05	0,02	0,01132	0,86
C	5	6	839	0,001657	0,0459	0,0554	42463	5,4E-05	0,0219	0,00953	0,69
D	6	7	769	0,000536	0,0261	0,044	17297	9,6E-05	0,0277	0,00398	0,35

Tabella 7.2.8 – Grandezze finali per i tronchi B, C e D

Nodo	z [m]	P/γ [m]	H [m]
2	1467,7		
5	1428,2	34	1462
6	1408,4	46	1454
7	1440,3	11	1451

Tabella 7.2.9 – Carichi finali nei nodi 5,6 e 7

Il valore di pressione nel nodo 6 è abbastanza elevato ma necessario perché nell'ultimo tratto della ramificazione la rete non lavora più a gravità; nel complesso i valori di velocità e pressioni risultano adeguati.

Quindi la rete di distribuzione sarà così caratterizzata:

Tronchi	L [m]	DN [mm]
B	493	75
C	839	63
D	769	50
E	982	50
F	499	25

Tabella 7.2.10 – Diametri dei tronchi

7.3 Opere d'arte minori

Per soddisfare il fabbisogno idrico della popolazione locale, verranno installate cinque fontane in punti da determinare assieme alla popolazione locale. Le nuove fontane saranno a singolo o a doppio rubinetto e saranno formate da un supporto verticale di 15x20 cm di sezione, ancorato ad una profondità di 80 cm. I rubinetti saranno installati ad un'altezza di 1 m da terra e davanti ai rubinetti sarà posizionata una piattaforma alta 45 cm. Un'area fognaria e un canale di drenaggio garantiscono la sicurezza di questa infrastruttura. Il contatore volumetrico, la valvola di arresto e le valvole di maschiatura consentiranno la corretta distribuzione e quantificazione dell'acqua consumata.

Bibliografia

1. WRD Handbook Chapter No. 1, *FERROCEMENT TECHNOLOGY*, Government of Maharashtra, Water Resources Department, Maharashtra Engineering Research Institute, Nashik, 2018.
2. Maron C., *SLOW SAND FILTRATION WATER TREATMENT PLANTS, Design, Operation and Maintenance*, Practical Action, Intermediate Technology Development Group, Rugby, Warwickshire, 1999
3. Da Deppo L. et Datei C., *FOGNATURE*, Padova, 2005, edizione 2009
4. Da Deppo et al, *ACQUEDOTTI*, Padova, 2003

Ringraziamenti

A conclusione di questo elaborato, vorrei dedicare uno spazio per ringraziare tutte quelle persone che, a modo proprio, sono state di supporto in questo percorso.

Nonostante l'emergenza sanitaria abbia ostacolato e ridimensionato il progetto iniziale, mi è stato comunque possibile portare a termine questo lavoro grazie al sostegno e al supporto della mia relatrice, la professoressa Butera, e del mio correlatore, l'ing. Pagano. Desidero pertanto ringraziare la professoressa Butera per aver creduto sin da subito in questo progetto, per i preziosi consigli e per la comprensione mostratami; vorrei ringraziare il mio correlatore per avermi permesso di seguire questo lavoro anche a distanza, per la grande disponibilità e i numerosi confronti.

Un ringraziamento speciale va ai miei genitori per avermi permesso di vivere quest'esperienza lontano da casa, per aver creduto in me sempre e per avermi dato grande fiducia sin da quando ero bambina; ringrazio Tonio per la pazienza avuta, per non avermi mai fatto pesare tutte le mie non-chiamate, tutte quelle volte che non rispondevo al telefono o mi limitavo a un 'Pà ora non posso'; ringrazio Seraf che, nella sua ansia, si è sempre preoccupata per me, a volte stressando Tonio, a volte mandando audio che non sa mandare, a volte buttando giù un 'Marghi' dal nulla. E anche se non è mai venuto a Torino e ha degli occhiali da sera inguardabili, ci tengo a ringraziare profondamente anche mio fratello, per sapermi far sentire subito a casa ogni volta che torno e perché, anche se ormai grandicelli, insieme sappiamo tornare ad essere due bambini complici e fastidiosi.

In una scatola, così come in un letto singolo, per starci bene in due, ci vuole equilibrio e complicità. Grazia è quel pezzo di scatola sempre di buon umore, quel pezzo che sa trovare la bellezza ovunque, perché dove qualcuno vede solo due piccioni, sì, due piccioni, Grazia ci vede una poesia. Grazia è quel pezzo di scatola che porta avanti mille battaglie, che sogna forte e che sa ammorbidire tutti i miei spigoli. Infinitamente grazie.

Un ringraziamento speciale va poi a tutta la sezione scout di Torino, per avermi accolta e fatta sentire subito a casa, per aver continuato a farmi crescere e a farmi vivere grandi esperienze e per avermi fatto conoscere tutte quelle persone che ora sono parti fondamentali della mia quotidianità. Grazie a tutti.