



Acea Elabiori SpA

LG 007 – Ed. 2 - Rev. I

Dimensionamento e verifica di opere idrauliche

Linea Guida

Validità: 16 settembre 2019

REDAZIONE		VERIFICA		APPROVAZIONI	
Responsabile Competenza Idraulica	Centro di Modellistica Eugenio Benedini	Responsabile Gestione Qualità	Sistema Laura CAPUANI	Rappresentante della Direzione del Integrato Ambiente e Sicurezza	Paolo MORICONI

INDICE

1	MODALITÀ DI DISTRIBUZIONE	4
2	SCOPO	4
3	CAMPO DI APPLICAZIONE	4
4	DEFINIZIONI	4
5	DETERMINAZIONE DELLE PORTATE	5
	5.1 RICOSTRUZIONE DEL BACINO SERVITO	6
	5.2 STIMA DELLA POPOLAZIONE SERVITA E DELLA DOTAZIONE IDRICA	6
6	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA IDRAULICA DI RETI E CONDOTTE IDRICHE .8	
	6.1 CONDOTTE E CANALI A PELO LIBERO	9
	6.2 CONDOTTE IN PRESSIONE	11
7	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA IDRAULICA DI RETI E CONDOTTE FOGNARIE	
	20	
	7.1 CONDOTTE A GRAVITÀ	24
	7.2 CONDOTTE IN PRESSIONE	25
	7.3 MANUFATTO SCOLMATORE	26
8	IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO	30
	8.1 IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO DELLE RETI DI DISTRIBUZIONE.....	30
	8.1.1 VALUTAZIONE DELLA PREVALENZA DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO	30
	8.1.2 VALUTAZIONE DELLA POTENZA ISTALLATA	30
	8.2 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO REFLUI	31
	8.2.1 DIMENSIONAMENTO VASCA DI CARICO	31
	8.2.2 VALUTAZIONE DELLA PREVALENZA DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO	33
	8.2.3 VALUTAZIONE DELLA POTENZA ISTALLATA	33
	8.3 VERIFICA DELLE SOVRAPPRESSIONI DI MOTO VARIO ELASTICO E DIMENSIONAMENTO	
	DELLE CASSE D'ARIA	33
9	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI CENTRI IDRICI E SERBATOI	42
	9.1 VALUTAZIONE DEL VOLUME DI PROGETTO DEL SERBATOIO	42
	9.2 DISPOSITIVO DI SFIORO.....	42
	9.2.1 DISCENDENTE DALLO SFIORO DI TROPPO PIENO	43
	9.2.2 MANUFATTI DI SCARICO	44
	9.3 CONDOTTE DI COLLEGAMENTO E DI SCARICO	44
10	CALCOLO DEL PROFILO IDRAULICO NEGLI IMPIANTI DI DEPURAZIONE.....	45



Acea Elabori SpA

10.1 METODOLOGIA	47
10.2 CORRENTI A PELO LIBERO	47
10.3 CONDOTTE IN PRESSIONE	47
10.4 STRAMAZZI.....	47
10.5 GRIGLIE	48
11 ELENCO MODULI.....	50

1 MODALITÀ DI DISTRIBUZIONE

La distribuzione avviene tramite pubblicazione su rete intranet aziendale.

2 SCOPO

La presente linea guida ha lo scopo di definire le modalità di **dimensionamento e verifica** di opere idrauliche, previste nell'ambito delle attività affidate alla Società ACEA Elabori S.p.A., quali:

- reti e condotte idriche;
- reti e condotte fognarie;
- centri idrici e serbatoi;
- soglie sfioranti, sfioratori di piena e bypass;
- profilo idraulico di impianti di depurazione.

3 CAMPO DI APPLICAZIONE

Il presente documento si applica alle attività svolte nell'ambito del Centro di Competenza "Modellistica Idraulica" (CdC MID) della Società ACEA Elabori S.p.A. e deve quindi essere applicata da tutto il personale coinvolto in tale attività, al fine di standardizzare le modalità di dimensionamento e verifica delle opere di ingegneria idraulica.

I criteri descritti in questa linea guida devono essere estesi anche agli eventuali Consulenti Specialistici esterni, qualora la documentazione da loro prodotta diventi parte integrante dei documenti progettuali, senza ulteriori elaborazioni da parte dei tecnici del citato CdC.

4 DEFINIZIONI

Il processo di **dimensionamento idraulico** consiste nell'individuazione dei parametri di natura geometrica, fisica ed idraulica che caratterizzano una nuova opera da realizzare e che ne garantiscano al tempo stesso la piena funzionalità e le migliori prestazioni, secondo le specifiche tecniche prescritte, nonché la sua affidabilità e sicurezza durante l'intero tempo di vita operativa o di esercizio.

La **verifica idraulica**, oltre ad essere parte integrante del processo di dimensionamento, deve essere eseguita ogni qualvolta le condizioni operative dell'opera esistente e/o da realizzare vengono ad essere modificate. La funzione principale è quella di controllare che sia garantito il corretto comportamento idraulico dell'opera nelle nuove condizioni operative.

In particolare, se una nuova opera in progetto si inserisce in un sistema esistente, è di fondamentale importanza che la verifica non riguardi esclusivamente la nuova opera ma tenga conto di come questa possa condizionare e/o essere condizionata dal funzionamento del sistema con cui andrà ad interagire.

Il *Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 12 dicembre 1985 n. 64 "Norme tecniche per le tubazioni"* per il progetto, la costruzione ed il collaudo delle tubazioni per acquedotto, definisce con il termine tubazioni il complesso dei tubi, dei giunti e dei pezzi speciali costituenti l'opera di adduzione e/o di distribuzione di acqua ad uso potabile, agricolo, industriale e ad usi multipli.

La Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici del 7 gennaio 1974 n. 11633 "Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque reflue" definisce per **rete di fognatura** il complesso di canalizzazioni, generalmente sotterranee, atte a raccogliere ed allontanare da un complesso urbano le acque superficiali (meteoriche, di lavaggio, etc.) e quelle reflue provenienti dalle attività umane in genere. Una rete è articolata in tronchi tra loro connessi, nei quali il percorso che le acque devono compiere è definito per quello che riguarda la direzione ed il verso. Le canalizzazioni funzionano a pelo libero; in casi particolari, e sempre per tratti di breve lunghezza, il loro funzionamento può essere in pressione (ad esempio condotte di mandata in stazioni di sollevamento, attraversamenti particolari, in sifoni, etc.).

Una rete di fognatura si dice a sistema misto quando raccoglie nella stessa canalizzazione sia le acque di tempo asciutto (acque di uso domestico, di innaffiamento o lavaggio stradale e simili) sia quelle di pioggia. Si dice a sistema separato se le acque di uso domestico vengono raccolte in una apposita rete distinta da quelle che raccolgono le acque di scorrimento superficiale, sia di lavaggio e simili e quelle pluviali. Ove per particolari condizioni locali risulti conveniente, un centro urbano può venire servito in parte con sistema misto ed in parte con sistema separato.

Le reti di fognatura sono completate dalle opere per lo smaltimento dei liquami comprendenti adeguati impianti di trattamento depurativo.

Le opere anzi dette sono distinte secondo la seguente terminologia:

a. Fogne. Per esse si intendono quelle canalizzazioni elementari che raccolgono le acque provenienti da fognoli di allacciamento e/o da caditoie, convogliandole ai collettori.

b. Collettori. Per essi si intendono quelle canalizzazioni che costituiscono l'ossatura principale della rete, che raccolgono le acque provenienti dalle fogne e, allorché conveniente, quelle ad essi direttamente addotte da fognoli e/o caditoie. Le loro dimensioni sono ovviamente maggiori di quelle delle fogne servite; la loro giacitura deve risultare tale da consentire che le acque convogliate dalle fogne possano immettersi in essi agevolmente. I collettori a loro volta confluiscono in un emissario.

c. Emissario. Per esso si intende il canale che, partendo dal termine della rete vera e propria, adduce le acque raccolte al recapito finale. Quest'ultimo è il recipiente (fiume, torrente, alveo, inghiottitoio, lago, mare, ecc.) dove le acque addotte dall'emissario vengono definitivamente versate previo adeguato trattamento. Nel caso si tratti di emissario consortile, questo può ricevere in punti definiti le acque provenienti da altre reti.

d. Impianto di depurazione. Per esso si intende l'insieme delle unità operatrici destinate a trattare le acque, tenuto conto dei loro caratteri secondo le modalità e nella misura richieste dalle condizioni del recipiente e/o di un eventuale reimpiego ed in osservanza delle disposizioni emanate dalle competenti Autorità.

5 DETERMINAZIONE DELLE PORTATE

La determinazione della portata costituisce momento fondamentale importanza nei processi di dimensionamento e verifica delle opere idrauliche. In particolare, nel caso in cui si tratti di opere come sistemi di distribuzione idrica o di collettamento e trattamento di acque reflue, il dato di partenza non può essere calcolato solo empiricamente bensì dovrebbe sempre essere ricavato dal **profilo reale di portata**. Tale dato fornisce informazioni fondamentali sulle abitudini e sulle caratteristiche specifiche

del sistema idrico dell'area di interesse, dalle quali non è possibile prescindere nella progettazione di una nuova opera che deve integrarsi perfettamente nella realtà del sistema in cui va ad inserirsi.

All'analisi dei dati reali che forniscono informazioni sullo stato di fatto (consumi idropotabili, valori di portata trattata negli impianti di depurazione, misure in campo su condotte idriche o fognarie, ecc.) va affiancata da una valutazione dell'evoluzione della popolazione servita nel bacino di competenza dell'opera da effettuarsi a lungo, medio o breve termine in funzione del tempo medio di vita dell'intervento previsto.

5.1 RICOSTRUZIONE DEL BACINO SERVITO

La caratterizzazione del bacino servito, dovrà essere realizzata sulla base dell'analisi di più fonti, ad esempio la Carta Tecnica Regionale (scala 1:10.000 – 1:5.000), il P.R.G. dei Comuni di competenza, il layout esistente delle reti di distribuzione. A seguito d'indagini e verifiche in campo è possibile generare un poligono geo referenziato rappresentativo del bacino di interesse per il quale è necessario definire la popolazione, i consumi idropotabili e la tipologia di bacino.

5.2 STIMA DELLA POPOLAZIONE SERVITA E DELLA DOTAZIONE IDRICA

Stima della popolazione servita

Si fa riferimento alle indicazioni delle *Norme di Attuazione del Piano Regolatore Generale* vigente per le zone oggetto delle opere di urbanizzazione.

La stima della popolazione attuale servita nel bacino servito precedentemente individuato, deve essere effettuata a partire dall'analisi dei dati raccolti, quali:

- profilo dei consumi idrici e portate immesse in rete;
- andamento della portata associato ai valori dei carichi biologici nei reflui;
- sezioni censuarie ISTAT;
- dati anagrafici del comune (CEU).

Si procede successivamente ad effettuare una stima della popolazione futura gravante sul bacino servito per mezzo di un'analisi dello sviluppo demografico nel comune di riferimento, e sulla base delle indicazioni fornite dagli strumenti urbanistici vigenti nel comune stesso.

Valutazione e previsione del consumo idro-potabile

Al fine di giungere alla definizione dei valori di portata da garantire è necessario stabilire la dotazione idrica giornaliera pro capite (quantitativo giornaliero medio annuo d'acqua assegnato per abitante espresso in litri/giorno-abitante), riferita all'orizzonte temporale relativo alla vita utile dell'opera in progetto.

La stima della dotazione idrica pro capite da assegnare alla popolazione servita deve fare riferimento ai valori indicati sulla normativa di riferimento vigente. In particolare, il concetto di dotazione idrica media annua pro capite è stato introdotto dal *Piano Regolatore Generale degli Acquedotti (P.R.G.A.)* disposto dalla

legge n. 129 del 4 febbraio 1963 e approvato con D.M. del 16 marzo 1967 (G.U. del 15 giugno 1967, n.148, S.O.).

L'aggiornamento - *Allegato A* - del P.R.G.A. recante le stime delle dotazioni idriche per ciascun ambito territoriale ottimale al 2040 (così come le stime al 2015 delle dotazioni pro capite a livello comprensoriale nei comuni della Regione Lazio), è basato su criteri ispirati al risparmio idrico ed alla ottimizzazione dello sfruttamento della risorsa idrica, oltre che sulla sua adattabilità agli eventuali mutamenti dello scenario di applicazione.

Per il dimensionamento e verifica idraulica di reti e condotte idriche, le dotazioni idriche pro capite assunte per gli ambiti territoriali ottimali (A.T.O.) al 2040 sono pari a **350 l/ab·g** (*Aggiornamento del P.R.G.A., Allegato A – Tabella 6 - Dotazioni idriche pro capite per Ambito Territoriale Ottimale*).

In alternativa, è possibile utilizzare i valori ricavati dai dati analizzati precedentemente (consumi idrici, valori di portata e carichi biologici nei reflui).

Per il dimensionamento e verifica idraulica di reti e condotte fognarie, i valori della dotazione idrica pro capite fa riferimento a quanto previsto dall'*aggiornamento del Piano di Tutela delle Acque (P.T.A.) della Regione Lazio allegato alla deliberazione consiliare n. 18 del 23 novembre 2018*.

Infatti, l'articolo 31 delle Norme Tecniche di Attuazione del suddetto P.T.A. recita: *“Gli scolmatori di piena di reti fognanti di tipo misto e di reti esclusivamente pluviali, devono essere dimensionati in modo tale che le portate di supero, sversate direttamente nei corpi idrici ricettori, abbiano caratteristiche compatibili con quelle del ricettore e con gli usi, in atto o previsti, dello stesso. La taratura dello scolmatore deve consentire la deviazione dei reflui quando le portate in tempo di pioggia superano di almeno 5 volte la portata di acque nere media in tempo secco. Per portata di acque nere media in tempo secco, deve intendersi il volume dei reflui urbani effettivamente recapitati nella rete fognaria dal bacino di utenza dell'impianto di depurazione ed è calcolata sulla base dell'utenza servita (numero abitanti equivalenti), della dotazione idrica, fissata in **250 litriabitante x giorno**, e del coefficiente di restituzione in fogna, fissato in almeno 0,8. È vietato il recapito diretto delle acque di scolo in corpi idrici lacustri, salvo l'impossibilità di tecniche alternative”*.

6 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA IDRAULICA DI RETI E CONDOTTE IDRICHE

Le reti idriche costituiscono sistemi complessi, in cui le condizioni operative e le caratteristiche di funzionamento dei singoli tratti sono fortemente condizionate dalle condizioni al contorno, ovvero dalle caratteristiche di funzionamento di tutto il distretto interessato.

Nota la popolazione servita e la dotazione idrica assegnata, il dimensionamento e verifica della rete idropotabile si basa sul calcolo empirico della **portata media annua** \bar{Q}_a [l/s] **del fabbisogno idropotabile:**

$$\bar{Q}_a = \frac{P d}{86400} \quad (6.1)$$

con P numero di abitanti serviti e d [l/ab · giorno] dotazione idrica netta pari a **350 l/ab·g** (Aggiornamento del P.R.G.A., Allegato A – Tabella 6 - Dotazioni idriche pro capite per Ambito Territoriale Ottimale).

Per tener conto del fabbisogno di punta giornaliero e orario, si definiscono dei coefficienti *maggiorativi* moltiplicativi della portata media annua. Allo stesso modo, per verificare la funzionalità della rete in condizioni di transito delle portate minime, la stessa verrà moltiplicata per dei coefficienti *riduttivi*. Per la determinazione di tali coefficienti sono preferibilmente utilizzati dati ottenuti dal monitoraggio delle reti, in alternativa si ricorre a dati di letteratura.

Il dimensionamento e la verifica delle condotte adduttrici esterne alla rete idrica di distribuzione viene effettuato considerando la **portata media del giorno dei massimi consumi**, determinata a partire dalla portata media giornaliera come:

$$\bar{Q}_g [l/s] = \bar{Q}_a C_g \quad (6.2)$$

dove $C_g = 1,2 \div 1,5$ è il coefficiente del giorno dei massimi consumi.

Il dimensionamento e verifica delle reti interne di distribuzione viene effettuato utilizzando la **portata media dell'ora dei massimi e dei minimi consumi**, determinata a partire dalla portata media giornaliera come:

$$\bar{Q}_{h,max} [l/s] = \bar{Q}_a C_{h,max} \quad (6.3)$$

$$\bar{Q}_{h,min} [l/s] = \bar{Q}_a C_{h,min} \quad (6.4)$$

dove $C_{h,max} = 5/P_6^{\frac{1}{6}}$ è il coefficiente dell'ora dei massimi consumi e $C_{h,min} = 0.2 P_6^{\frac{1}{6}}$ è il coefficiente dell'ora dei minimi consumi.

I coefficienti di domanda temporali sono utilizzati in quanto indici delle oscillazioni in rete dei carichi totali. Tali oscillazioni in rete dei carichi totali sono dovute alla variabilità oraria delle portate e all'altezza media degli edifici serviti nell'area di studio. Al fine di garantire il corretto funzionamento della rete è necessario garantire il valore della piezometrica minima in corrispondenza del punto di allaccio alla rete

esistente, un valore minimo di pressione (5m) residua al piano stradale corrispondente ad un carico minimo da garantire all'ultimo piano dell'edificio più alto, ed un valore massimo di pressione (70÷80m) da non superare in corrispondenza dei nodi della rete a quota ortometrica minore.

Il dimensionamento e la verifica idraulica delle reti e delle condotte idriche viene effettuato mediante opportuni software in grado di riprodurre le reali condizioni operative del sistema analizzato.

I software consigliati per la costruzione del modello di verifica delle reti idriche, che consentono di simulare le condizioni operative con un dettaglio appropriato, sono:

- **EPANET** sviluppato dalla Water Supply and Water Resources Division dell'EPA;
- **WaterCAD** sviluppato dalla Haestad Methods Inc., USA.

Per simulazioni più complesse e/o per un utilizzo del modello come strumento di supporto alla gestione viene utilizzato il software **INFOWORKS WS**, sviluppato da Wallingford Software Ltd. e distribuito da MWH Soft.

Le modalità di costruzione del modello matematico sono riportate in “*Studio delle reti idriche di distribuzione - metodologia generale*” (IO 007).

Nel caso in cui il dimensionamento e/o la verifica idraulica riguardano semplici condotte o canali per le quali non è necessario applicare uno dei modelli numerici sopra indicati, è possibile utilizzare un metodo di calcolo semplificato seguendo le specifiche riportate nei paragrafi successivi.

6.1 CONDOTTE E CANALI A PELO LIBERO

Le condotte e i canali a pelo libero possono essere dimensionati e verificati applicando la formula di Chézy del moto uniforme nei canali a superficie libera:

$$v = \chi \sqrt{R i} \quad (6.5)$$

con: v [m/s]: velocità media del fluido

χ [$m^{1/2}/s$]: parametro di Chézy (coefficiente di conduttanza)

R [m]: raggio idraulico

i : pendenza del canale

Il parametro di Chézy χ [$m^{1/2}/s$] è determinato mediante la formula empirica di Gauckler-Strickler:

$$\chi = k_s R^{\frac{1}{6}} \quad (6.6)$$

dove il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler k_s [$m^{\frac{1}{3}}/s$] assume i valori riportati in Tabella 1 e in Tabella 2 rispettivamente per i canali e collettori.

La verifica/dimensionamento idraulico prevede di valutare il valore del tirante idraulico h per un grado di riempimento $\leq 90\%$.

Tabella 1 – Valori del coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler $k_s [m^{1/3}/s]$ per i canali

Tipo di canale	$k_s [m^{1/3}/s]$	
	Minimo ^(*)	Massimo ^(**)
Pareti di cemento perfettamente lisce. Pareti di legno piallato. Pareti metalliche, senza risalti nei giunti.	90	100
Pareti di cemento perfettamente lisce. Pareti di legno piallato. Pareti metalliche, senza risalti nei giunti - con curve	85	90
Pareti di cemento non perfettamente lisciate. Muratura di mattoni molto regolare. Pareti metalliche con chiodatura ordinaria.	75	85
Pareti di cemento non in perfette condizioni. Muratura ordinaria più o meno accurata. Pareti di legno grezzo, eventualmente con fessure.	65	70
Pareti di cemento solo in parte intonacate; qualche deposito sul fondo. Muratura irregolare (o di pietrame). Terra regolarissima senza vegetazione.	60	

^(*) Minimo = assolutamente rispondente alla descrizione ^(**) Massimo = in condizioni limite per passare alla condizione “peggiore”

Tabella 2 – Valori del coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler $k_s [m^{1/3}/s]$ per i collettori

Tipo di collettore	$k_s [m^{1/3}/s]$	
	Minimo ^(*)	Massimo ^(**)
in acciaio saldate	71	100
in acciaio chiodate	59	77
in ghisa rivestite	71	100
in ghisa non rivestite	63	91
in cemento lisciate	77	100
in calcestruzzo finito	71	91
in calcestruzzo non finito	63	83

^(*) Minimo = assolutamente rispondente alla descrizione ^(**) Massimo = in condizioni limite per passare alla condizione “peggiore”

6.2 CONDOTTE IN PRESSIONE

Per effettuare il calcolo delle **perdite di carico distribuite** nel caso di moto uniforme nelle condotte in pressione si utilizza la formula di Darcy-Weisbach per il calcolo della cadente piezometrica j [m/m]:

$$j = \frac{\lambda V^2}{2Dg} \quad (6.7)$$

con D [m]: diametro del tubo

λ : indice di resistenza

V [m/s]: velocità media della corrente

g [m/s^2]: accelerazione di gravità

L'indice di resistenza λ è in generale funzione della scabrezza relativa del tubo ε/D (in cui ε [mm] è il coefficiente di scabrezza (Tabella 3) e rappresenta lo spessore medio delle asperità presenti sulla superficie intera del tubo e D [mm] è il diametro del tubo stesso) e del numero di Reynolds, Re , definito come:

$$Re = \frac{\rho V D}{\mu} = \frac{V D}{\nu} \quad (6.8)$$

con D [m]: diametro del tubo

V [m/s]: velocità media della corrente

ρ [kg/m^3]: densità del fluido

μ [$kg/m s$]: viscosità dinamica del fluido

ν [m^2/s]: viscosità cinematica del fluido

Per il calcolo dell'indice di resistenza λ si utilizza la formula di Colebrook-White, la cui rappresentazione grafica è data dal diagramma logaritmico di Moody, come un fascio di curve a scabrezze relative ε/D costanti (Figura 6-1):

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3,71} \right) \quad (6.9)$$

con λ : indice di resistenza

ε [mm]: coefficiente di scabrezza

D [mm]: diametro del tubo

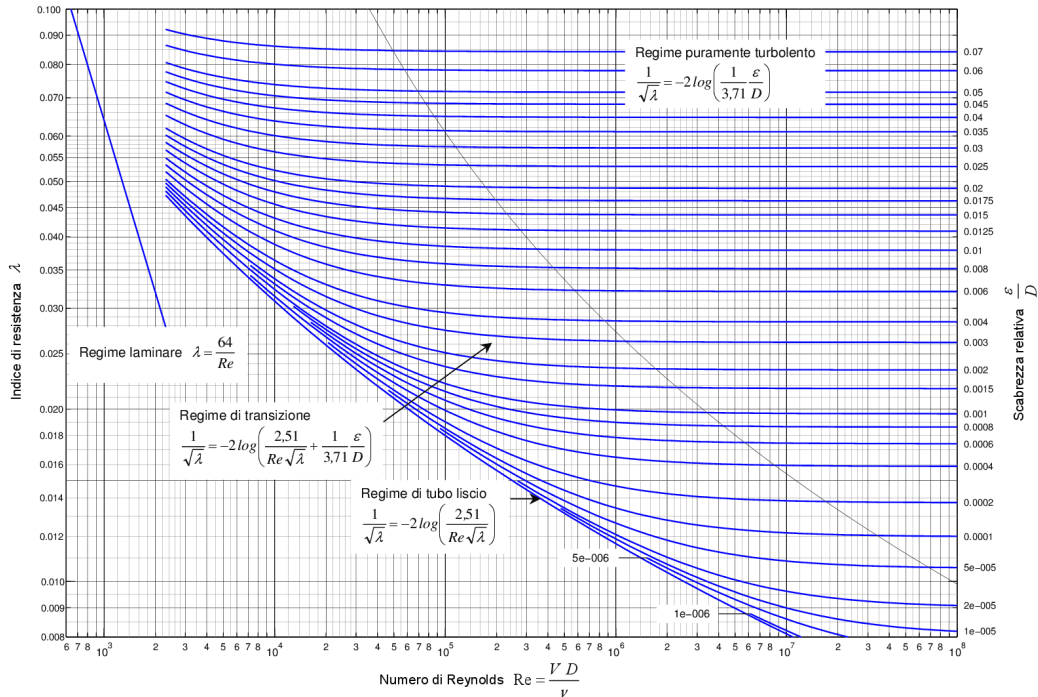


Figura 6-1 – Diagramma di Moody

In regime laminare ($Re \leq 2300$) il diagramma è costituito da un'unica retta per cui l'indice di resistenza è indipendente dalla scabrezza relativa, risultando funzione del solo numero di Reynolds:

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (6.10)$$

Per valori del numero di Reynolds maggiori, in regime di moto turbolento, la relazione è rappresentata da un fascio di rette a scabrezza relativa ε/D costante. Per valori nulli della scabrezza (tubo liscio) la relazione risulta:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \quad (6.11)$$

Tra il regime laminare e turbolento esiste una zona di transizione per la quale le caratteristiche della corrente dipendono sia dalla viscosità che dalla scabrezza delle pareti. Tale zona può essere suddivisa in due ulteriori aree. Procedendo da sinistra, la prima è caratteristica di un moto non assolutamente turbolento (regime turbolento di transizione), rappresentativo dell'equazione di Colebrook-White nella sua forma completa, in cui il moto laminare è presente solo nello strato limite. Nella seconda, a destra della prima, le curve tendono a disporsi parallelamente all'asse delle ascisse e sono rappresentate dall'equazione:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon/D}{3,71} \right) \quad (6.12)$$

Tabella 3 – Valori del coefficiente di scabrezza ε [mm]

Tipo di tubazione	ε [mm]	
	Minimo ^(*)	Massimo ^(**)
Tubazioni in acciaio		
- Nuove:		
grezze non saldate	0,03	0,06
grezze saldate	0,03	0,08
- Nuove con rivestimenti degradabili nel tempo:		
verniciati per centrifugazione	0,02	0,05
bitumati per immersione	0,1	0,15
Con asfalto o catrame	0,5	0,6
- In servizio, grezze o con rivestimenti degradabili:		
con leggera ruggine	0,6	0,8
con tubercolizzazione diffusa	1	4
- Con trattamenti o rivestimenti non degradabili nel tempo:		
zincati	0,02	0,05
galvanizzati	0,015	0,03
rivestimento bituminoso a spessore	0,015	0,04
rivestimento cementizio applicato per centrifugazione	0,05	0,15
Tubazioni in ghisa		
- Nuove:		
grezze	0,2	0,4
rivestite internamente con bitume	0,1	0,2
- In servizio, grezze o con rivestimenti degradabili:		
con lievi incrostazioni	0,4	1
parzialmente arrugginite	1	2
con forti incrostazioni	3	5
- Con rivestimenti non degradabili nel tempo:		
rivestimento cementizio applicato per centrifugazione	0,05	0,15
Tubazioni in cemento		
Cemento amianto (nuovi)	0,03	0,1
In servizio	0,1	0,4
Cemento armato con intonaco perfettamente liscio (nuove)	0,1	0,15
Cemento armato con intonaco perfettamente liscio (in servizio da anni)	1	3
Gallerie con intonaco in cemento, in funzione di finitura e condizioni di servizio	1	10

^(*) Minimo = assolutamente rispondente alla descrizione ^(**) Massimo = in condizioni limite per passare alla condizione "peggiore"

In alternativa alla formula di Darcy-Weisbach per il calcolo delle **perdite di carico distribuite**, può essere anche utilizzata la relazione di Chézy. Nel caso di condotte circolari, per le quali il raggio idraulico può essere espresso come $R = D/4$, la relazione di Chézy è espressa come:

$$j = \beta \frac{Q^2}{D^5} \quad (6.13)$$

con j [m/m]: cadente piezometrica

Q [m³/s]: portata

D [m]: diametro del tubo

β [s²/m]: coefficiente di conduttanza

Il coefficiente di conduttanza β può essere determinato con la formula empirica di Gauckler-Strickler indicando con K [m^{1/3}/s] il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler i cui valori sono riportati in Tabella 4:

$$\beta = \frac{10,3}{K^2 D^{1/3}} \quad (6.14)$$

Alle perdite di carico distribuite vanno aggiunte le **perdite di carico concentrate** che, nel caso di moto uniforme nelle condotte in pressione vengono calcolate con la formula:

$$\Delta H = K \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (6.15)$$

con ΔH [m]: perdita di carico concentrata

K : coefficiente di perdita concentrata

V [m/s]: velocità media della corrente

g [m/s²]: accelerazione di gravità

Il coefficiente di perdita concentrata K dipende dalla contrazione della vena che si verifica in prossimità di eventuali singolarità della condotta, e assume i valori riportati in Tabella 5.

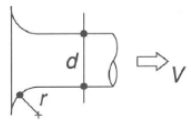
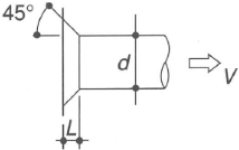
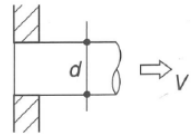
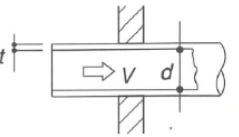
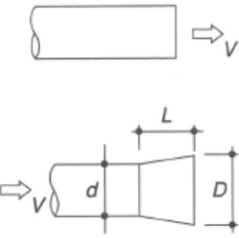
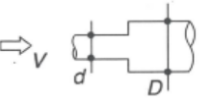
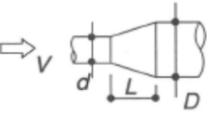
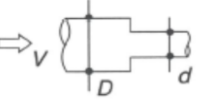
Tabella 4 – Valori del coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler $K [m^{1/3}/s]$ in pressione

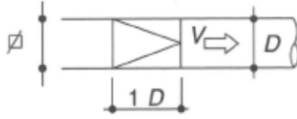
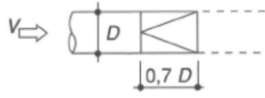
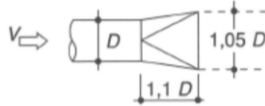
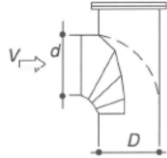
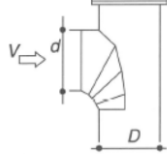
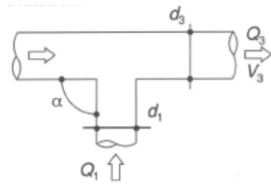
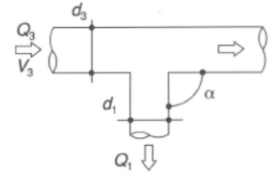
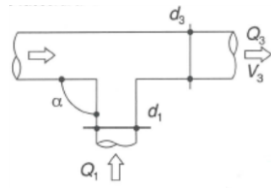
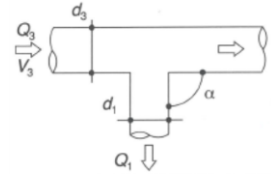
Tipo di tubazione	$K [m^{1/3}/s]$	
	Minimo ^(*)	Massimo ^(**)
Tubazioni in acciaio		
- Nuove:		
grezze non saldate	130	115
grezze saldate	130	110
- Nuove con rivestimenti degradabili nel tempo:		
verniciati per centrifugazione	140	120
bitumati per immersione		100
Con asfalto o catrame	85	80
- In servizio, grezze o con rivestimenti degradabili:		
con leggera ruggine	90	80
con tubercolizzazione diffusa	75	70
- Con trattamenti o rivestimenti non degradabili nel tempo:		
zincati	140	120
galvanizzati	140	130
rivestimento bituminoso a spessore	140	125
rivestimento cementizio applicato per centrifugazione	120	100
Tubazioni in ghisa		
- Nuove:		
grezze	90	85
rivestite internamente con bitume		90
- In servizio, grezze o con rivestimenti degradabili:		
con lievi incrostazioni	85	75
parzialmente arrugginite	75	70
con forti incrostazioni		65
- Con rivestimenti non degradabili nel tempo:		
rivestimento cementizio applicato per centrifugazione	120	100
Tubazioni in cemento		
Cemento amianto (nuovi)	130	105
In servizio	105	85
Cemento armato con intonaco perfettamente liscio (nuove)		100
Cemento armato con intonaco perfettamente liscio (in servizio da anni)	75	70
Gallerie con intonaco in cemento, in funzione di finitura e condizioni di servizio	70	60

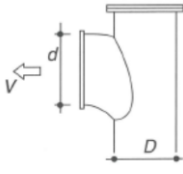
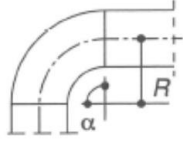
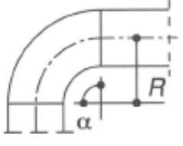
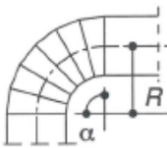
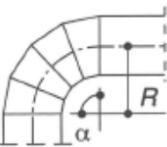
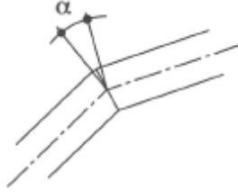
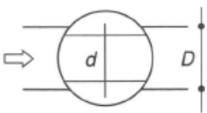
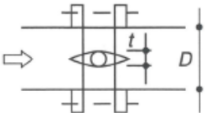
(*) Minimo = assolutamente rispondente alla descrizione (**) Massimo = in condizioni limite per passare alla condizione "peggiore"

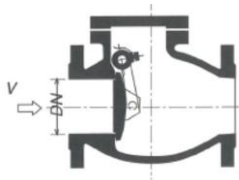
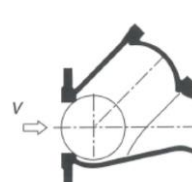
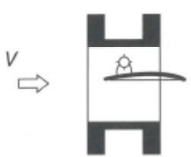
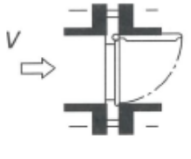
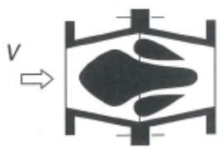
Tabella 5 – Valori del coefficiente di perdita di carico concentrata K

“Pompe e impianti di sollevamento. Manuale di progettazione e realizzazione” – A. Bianchi, U. Sanfilippo

COMPONENTE	SCHEMA	K
a) imbocchi	 $r / d = 0,3 \div 0,1$	0,05 \div 0,1
- raccordati	 $L / d = 0,3 \div 0,1$	0,2 \div 0,25
- a spigolo vivo		0,5
- tubo addizionale interno	 $t / d = 0,05 \div 0,01$	0,6 \div 1,1
b) sbocchi in aria o sommersi	 $L = 1,5 d$ $d / D = 0,7$	1 0,6
c) allargamenti di sezione bruschi	 $d / D = 0,75$ $d / D = 0,50$ $d / D = 0,25$	0,3 0,6 0,9
d) allargamenti di sezione con raccordo conico	 $d / D = 0,50$ $d / D = 0,66$ $d / D = 0,75$	$L/D = 1$ $L/D = 2$ $L/D = 4$ 0,6 0,50 0,50 0,2 0,66 0,66 0,1 0,75 0,75
e) restringimenti di sezione bruschi	 $d / D = 0,75$ $d / D = 0,50$ $d / D = 0,25$	0,4 0,5 0,6

COMPONENTE	SCHEMA	K						
f) passaggi da sezione quadra a sezione circolare		0,15						
g) passaggi da sezione circolare a sezione quadra		allo sbocco 0,68 in linea 0,04						
		allo sbocco 0,6 in linea 0,03						
h) confluenze mediante curva a 90° a 4 spicchi - con setto R = 1,5D - senza setto R = 1,5D		d / D = 1,0	0,7					
		d / D = 0,8	0,85					
i) confluenze mediante raccordi a "T" (K è riferito a V ₃)		d / D = 0,7	1					
		d / D = 0,6	1,1					
j) derivazioni mediante raccordi a "T" (K è riferito a V ₃)		d / D = 1,0	1					
		d / D = 0,8	1,2					
		d / D = 0,7	1,5					
		d / D = 0,6	2,0					
i) confluenze mediante raccordi a "T" (K è riferito a V ₃)		α	d_1/d_3	Q_1/Q_3 0,25	Q_1/Q_3 0,33	Q_1/Q_3 0,5	Q_1/Q_3 1	
		90°	0,5	0,05	0,35	1,10	3,75	
			0,7	-0,10	0,20	0,65	2,10	
			0,8	-0,15	0,15	0,55	1,70	
			1,0	-0,20	-0,05	0,42	1,15	
		45°	0,5	-0,08	0,20	0,80	2,75	
			0,7	-0,15	0,05	0,40	1,25	
			0,8	-0,20	0,00	0,30	0,90	
			1,0	-0,30	-0,14	0,11	0,39	
		j) derivazioni mediante raccordi a "T" (K è riferito a V ₃)		α	d_1/d_3	Q_1/Q_3 0,25	Q_1/Q_3 0,33	Q_1/Q_3 0,5
90°	0,5			0,95	0,96	1,25	2,90	
	0,7			0,92	0,92	0,94	1,85	
	0,8			0,91	0,90	0,92	1,65	
	1,0			0,85	0,84	0,86	1,20	
45°	0,5			0,75	0,75	0,79	2,20	
	0,7			0,65	0,60	0,59	0,90	
	0,8			0,62	0,56	0,51	0,78	
	1,0			0,64	0,56	0,43	0,45	

COMPONENTE	SCHEMA		K														
k) derivazioni con curve stampate a 90° (R = 1,5D)		$d / D = 1,0$ $d / D = 0,8$ $d / D = 0,7$ $d / D = 0,6$	$0,72$ $0,67$ $0,62$ $0,58$														
l) curve stampate, in regime turbolento (velocità minima 2m/s)		α	R = 1 D	R = 1,5D	R = 2 D												
		180°	0,28	0,21	0,14												
		120°	0,28	0,21	0,14												
		90°	0,25	0,19	0,13												
		60°	0,16	0,12	0,08												
		45°	0,12	0,09	0,06												
m) curve stampate, in regime di transizione (K max)		α	R = 1 D	R = 1,5D	R = 2 D												
		180°	0,4	0,3	0,2												
		120°	0,4	0,3	0,2												
		90°	0,32	0,24	0,16												
		60°	0,23	0,17	0,11												
		45°	0,17	0,13	0,09												
n) curve stampate, in regime turbolento - con 6 spicchi ogni 90° - con 4 spicchi ogni 90°		α	R = 1 D	R = 1,5D	R = 2 D												
		180°	0,45	0,35	0,27												
		120°	0,41	0,31	0,24												
		90°	0,35	0,27	0,21												
		60°	0,24	0,18	0,21												
		45°	0,18	0,14	0,11												
		α	R = 1 D	R = 1,5D	R = 2 D												
		180°	0,53	0,40	0,32												
		120°	0,48	0,36	0,29												
		90°	0,41	0,31	0,25												
		60°	0,28	0,21	0,25												
		45°	0,21	0,16	0,13												
o) curve a spigolo vivo		α															
		120°				2,7											
		90°							2,16								
		60°										0,66					
		45°													0,33		
		30°															
p) valvole a sfera completamente aperte		$d / D = 0,84$	0,6														
q) valvole a farfalla		$t / D = 0,15$ $t / D = 0,20$ $t / D = 0,25$ valori normali	$0,28$ $0,44$ $0,72$ $0,6 \div 0,7$														

COMPONENTE	SCHEMA		K				
r) valvole di ritegno a clapet - se la velocità $V \leq 2\text{m/s}$ - se la velocità $V \geq 2\text{m/s}$			senza contrappeso con contrappeso		$\Delta h = 0,2\text{m}$ $\Delta h = 0,5\text{m}$		
s) valvole di ritegno a palla		$V \leq 1\text{m/s}$	DN 50 ÷ 150 DN 200 ÷ 300	$\Delta h = 0,10\text{m}$ $\Delta h = 0,05\text{m}$			
		$V \leq 2\text{m/s}$	DN 50 ÷ 150 DN 200 ÷ 300	1 1,1			
		$V \leq 3\text{m/s}$	DN 50 ÷ 150 DN 200 ÷ 300	0,9 0,95			
		$V \leq 4\text{m/s}$	DN 50 ÷ 150 DN 200 ÷ 300	0,8 0,9			
		$V \leq 5\text{m/s}$	DN 50 ÷ 150 DN 200 ÷ 300	0,75 0,85			
t) valvole di ritegno a farfalla			$V \cong 2\text{m/s}$	2,4			
			$V \cong 3\text{m/s}$	1,2			
			$V \cong 4\text{m/s}$	0,4			
u) valvole di ritegno tipo wafer			$V \cong 2\text{m/s}$	1,1			
v) valvole di ritegno a fuso tipo Venturi			$V \text{ [m/s]} \cong$	1,0	1,5	2,5	3,5
			DN 50 ÷ 200	3,7	1,5	1,0	0,9
			DN 250 ÷ 300	2,75	1,1	0,85	0,75
			DN 350 ÷ 600	2,75	1,1	0,78	0,65
			DN 700 ÷ 1200	2,75	1,1	0,75	0,6

7 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA IDRAULICA DI RETI E CONDOTTE FOGNARIE

La valutazione della **portata nera** riveste ampio margine di incertezza data l'impossibilità intrinseca di conoscere attendibilmente la quantità della portata addotta dall'acquedotto che raggiunge la rete di fognatura, le eventuali perdite delle tubazioni e la distribuzione dei flussi nell'arco della giornata.

Si perviene ad attendibili stime della portata nera considerando le dotazioni idriche e la numerosità della popolazione (**paragrafo 5.2**). Il dimensionamento delle condotte fognarie viene effettuato considerando la **portata media nera**, la **portata di punta nera** (reti di fognatura a sistema separato) e la **portata massima di pioggia** (reti di fognatura a sistema unitario o miste) determinate come riportato di seguito.

Nota la popolazione servita e la dotazione idrica assegnata, la **portata nera media giornaliera** \bar{Q}_n [l/s] è calcolata come:

$$\bar{Q}_n = \frac{P d c}{86400} \quad (7.1)$$

con P numero di abitanti serviti, d [l/ab · giorno] dotazione idrica netta pari a **250 l/ab·g** e c coefficiente di afflusso in fogna, generalmente assunto pari a 0,8 (secondo l'*articolo 31 delle Norme Tecniche di Attuazione del P.T.A.*).

Nel caso di reti a sistema separato, si definisce come portata di dimensionamento la **portata nera di punta**, per un assegnato valore del grado di riempimento della sezione totale dello speco (50÷60%), generalmente di forma circolare.

Per acquisire il valore della portata nera di punta è necessario definire il valore del **coefficiente di punta**. Non è corretto fare riferimento all'analogo coefficiente di punta adottato nel dimensionamento della rete in pressione idropotabile, dato il potere regolatore delle reti di fognatura correlato al funzionamento di queste in condizioni di moto vario a superficie libera. La portata nera di punta è definita come:

$$Q_{n,max} = \bar{Q}_n C_{pn} \quad (7.2)$$

con C_{pn} il coefficiente di punta che tiene conto della contemporaneità degli scarichi ed è variabile in funzione del numero di abitanti serviti. Generalmente, esso deve essere ricavato come rapporto tra il valore della portata nera massima e la portata nera media giornaliera misurate nel bacino di riferimento.

La letteratura tecnica in argomento indica valori sperimentali (rilevati nelle reti di Foggia e di Napoli) di $C_{pn} = 1,3 \div 1,5$. Per la determinazione del coefficiente di punta in fase di progettazione la *Water Pollution Control Federation* consiglia il ricorso all'espressione empirica $C_{pn} = 20 P^{-0,2}$ (con P in migliaia) per la quale maggiore è la popolazione, tanto più C_{pn} tende ad 1. Tale espressione empirica fornisce valori superiori alle poche esperienze della realtà italiana.

In mancanza di dati reali può essere espresso empiricamente tramite la seguente relazione:

$$C_{pn} = \frac{\frac{5}{P^{1/6}} 150 + (d - 150)}{d} \quad (7.3)$$

Un bacino con una popolazione ridotta presenta una elevata contemporaneità dei consumi idrici e quindi elevati coefficienti di punta rispetto a bacini più estesi caratterizzati da un effetto di laminazione delle portate.

Nel caso di reti miste (o unitarie), ricordato che la portata bianca è centinaia di volte la portata nera, non è necessario, per il dimensionamento dello speco, tener conto della nera portata nera di punta.

Per effettuare la verifica e il dimensionamento di reti fognarie miste, impianti di depurazione e sfioratori di piena è necessario valutare il valore della **portata massima di pioggia**, vale a dire il valore limite da avviare a depurazione determinato in funzione del coefficiente di diluizione.

Lo studio idrologico per la valutazione della portata meteorica viene effettuato così come indicato nelle LG 006 “*Linee Guida per la redazione della verifica di compatibilità idraulica*” paragrafo 5.2. Per la stima del coefficiente di diluizione si fa riferimento alla normativa vigente in materia di acque. Nello specifico, per quanto concerne la Regione Lazio, le modalità di calcolo del coefficiente di diluizione sono precisate all’*articolo 31 del Piano di Tutela delle Acque (PTA)*.

Oltre alle curve di possibilità pluviometrica descritte nella citata LG 006, per interventi che ricadono all’interno del Comune di Roma, può essere alternativamente utilizzata la curva fornita dal Comune stesso all’interno del documento “*Criteri per il dimensionamento dei condotti fognari della città di Roma*” – Dipartimento XII Lavori Pubblici e Manutenzioni e Manutenzione Urbana.

Per bacini idrografici aventi estensione $A \leq 1000$ ha si adotta la formula:

$$h = at^n \quad (7.4)$$

con h [mm]: altezza di precipitazione

t [ore]: durata della precipitazione

a, n : parametri della curva di possibilità pluviometrica

I coefficienti a e n assumono i valori seguenti:

$$\begin{array}{lll} a = 111,6 & n = 0,73 & \text{per } t \leq 0,807 h \\ a = 102,0 & n = 0,31 & \text{per } t > 0,807 h \end{array} \quad (7.5)$$

Per tenere conto della riduzione dell’intensità di pioggia con l’ampiezza del bacino, i parametri a e n vengono corretti con le formule seguenti:

$$\begin{aligned} a' &= a(1 - 0,052A + 0,002A^2) \\ n' &= n + 0,0175A \end{aligned} \quad (7.6)$$

con $A [km^2]$: area del bacino.

Per bacini idrografici aventi estensione $A > 1000 ha$ si adotta invece la formula:

$$h = (33,72e^{-0,117A} + 58,92)t^{0,485} \quad (7.7)$$

con $h [mm]$: altezza di precipitazione

$t [h]$: durata della precipitazione

$A [ha]$: area del bacino

Una volta noto il valore della portata da immettere in calcolo, si procede al dimensionamento idraulico della tubazione, per il calcolo del diametro dello speco e la verifica della velocità del flusso all'interno di esso, così come indicato nei successivi paragrafi.

Velocità limite

Il dimensionamento idraulico di una rete di fognatura si completa con le verifiche delle velocità limite ammesse. Queste infatti, per fognature unitarie e per fognature nere, non devono scendere al di sotto di valori minimi, al fine di evitare l'instaurarsi di condizioni favorevoli alla sedimentazione delle sostanze trasportate.

Fenomeni di aggressione possono manifestarsi anche in presenza degli ordinari liquami domestici. Ne è causa l'idrogeno solforato sviluppato nei processi metabolici di microrganismi anaerobici, il cui habitat negli specchi è localizzato in prossimità della superficie libera per flusso di acque reflue, che attaccano i solfati e le sostanze organiche contenenti zolfo presenti nei liquami. Nelle canalizzazioni di fognatura il gas, idrogeno solforato, raggiunge le zone superiori aerate, ove, attraverso processi metabolici sviluppati da specifici microrganismi aerobi (*thiobacillus concretivorus*), viene trasformato in acido solforico, particolarmente aggressivo nei confronti dei calcestruzzi. Il rischio potenziale di sviluppo dell'idrogeno solforato è legato al valore del BOD efficace.

Solo dopo il dimensionamento dello speco per la portata massima di pioggia occorrerà verificare il valore delle velocità minima (*velocità minima di autolavaggio*), in regime di tempo secco, che si verifica quando la fogna convoglia il 50% della portata nera di punta.

Le **velocità minime** dei liquami nelle tubazioni per evitare i fenomeni di sedimentazione, anche per le tubazioni posate in tratti a pendenza molto ridotta, sono imposte pari a (*Metcalf & Eddy, Ingegneria delle acque reflue: Trattamento e riuso*):

- $v_{min} = 0,60 m/s$ per sistemi di fognatura separata;
- $v_{min} = 0,75 m/s$ per sistemi di fognatura unitaria.

Sarà opportuno verificare le fogne unitarie o miste anche per le portate medie giornaliere, se non per le minime notturne, allo scopo di assicurarsi che le velocità rimangano in limiti atti ad impedire depositi. La *Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici del 7 gennaio 1974 n. 11633 "Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque reflue"* indica la velocità minima riferita alla portata nera media giornaliera pari a $v_{min} = 0,5 \text{ m/s}$.

Si potrebbe verificare anche il caso in cui le piccole portate fecali non abbiano una velocità sufficiente per evitare fenomeni di sedimentazione. Nel caso di fogne unitarie, in cui non è possibile modificare né la forma dello speco e né tanto meno variare la pendenza, sarà opportuno inserire dei pozzetti di lavaggio.

Per fognature sia separate che unitarie, inoltre, le velocità non devono superare prefissati valori massimi per evitare l'innescò e lo sviluppo di fenomeni erosivi dei materiali costituenti le canalizzazioni e gli specchi. In ogni caso, quindi, il dimensionamento e la verifica idraulica di un sistema fognante deve essere svolto considerando che il limite per la **velocità massima** dei liquami nelle tubazioni (*Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici del 7 gennaio 1974 n. 11633 "Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque reflue"*) è imposto pari a:

- $v_{max} = 2,40 \text{ m/s}$ per specchi privi di rivestimento della cunetta;
- $v_{max} = 4,0 \text{ m/s}$ per portate massime fecali;
- $v_{max} = 5,0 \text{ m/s}$ per portate pluviali.

La velocità massima è posta pari a $1,20 \text{ m/s}$ per le condotte a pendenza maggiore e con contributi di portata elevati o con forte variabilità tra le portate medie e massime collettate. Tale scelta, in linea con le velocità massime ammissibili, infatti, permette di razionalizzare la posa delle condotte su tracciati a forte pendenza, evitando il ricorso a continui salti di fondo.

In condizione di massimo regime idraulico, inoltre, si impone che il grado di riempimento non superi il 75%, al fine di escludere eventi di rigurgito delle tubazioni. Nel caso in cui, fatto salvo il grado di riempimento, il valore massimo della velocità ecceda il limite consentito per il tipo di materiale utilizzato per la costruzione dello speco si provvederà a ridurre la pendenza della canalizzazione, con l'inserimento di salti di fondo.

Nel caso di situazioni complesse, di verifiche idrauliche come strumento di supporto alla gestione o dimensionamento di nuovi collettori da allacciare a reti fognarie esistenti, viene utilizzato il software **INFOWORKS ICM**, sviluppato da Wallingford Software Ltd. e distribuito da MWH Soft. Le modalità di costruzione del modello matematico sono riportate nella IO 006 "*Studio sistemi di fognatura - metodologia generale*".

7.1 CONDOTTE A GRAVITÀ

Il calcolo di verifica è eseguito utilizzando la formula di Chézy valida per deflussi di correnti a pelo libero in moto uniforme assolutamente turbolento:

$$v = \chi \sqrt{R i} \quad (7.8)$$

con: v [m/s]: velocità media del fluido

χ [$m^{1/2}/s$]: parametro di Chézy (coefficiente di conduttanza)

R [m]: raggio idraulico

i : pendenza del canale

Il parametro di Chézy χ [$m^{1/2}/s$] è determinato mediante la formula empirica di Gauckler-Strickler:

$$\chi = k_s R^{\frac{1}{6}} \quad (7.9)$$

dove il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler k_s [$m^{\frac{1}{3}}/s$] assume i valori riportati in Tabella 6.

La relazione di Gauckler-Strickler per il calcolo della conduttanza idraulica χ può essere espressa anche in funzione del numero di Manning:

$$\chi = k_s R^{\frac{1}{6}} = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad (7.10)$$

con n [$s/m^{1/3}$] = $\frac{1}{k_s}$ = numero di Manning (inverso del coefficiente di Gauckler-Strickler).

Tabella 6 – Valori del coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler $k_s [m^{1/3}/s]$

Tipo di tubazione	$k_s (m^{1/3}/s)$	
	Minimo ^(*)	Massimo ^(**)
Tubazioni in acciaio		
a) rivestimenti degradabili		
tubi nuovi, verniciati per centrifugazione	120	
bitumati per immersione	100	
in servizio corrente con leggera ruggine	90	
con asfalto o catrame applicati a mano	85	80
con tubercolizzazione diffusa	75	70
b) rivestimenti non degradabili		
cemento applicato per centrifugazione	120	
Tubazioni in lamiera saldata		
in buone condizioni	90	
in servizio corrente, con incrostazioni	85	75
Tubazioni in ghisa		
con rivestimento cementizio centrifugato	105	
nuove, rivestite internamente con bitume	100	
nuove, non rivestite	90	
con lievi incrostazioni	85	75
in servizio corrente, parzialmente arrugginite	75	70
fortemente incrostate	65	
Tubazioni in cemento		
cemento amianto	105	
calcestruzzo armato nuove, intonaco perfettamente liscio	100	
calcestruzzo armato con intonaco liscio, in servizio da più anni	70	
gallerie con intonaco di cemento, a seconda della finitura	70	65
Tubazioni in altri materiali		
gres vetrificato	85	75
PVC	167	125
Prfv	110	80
PEAD	95	75

^(*) Minimo = assolutamente rispondente alla descrizione ^(**) Massimo = in condizioni limite per passare alla condizione "peggiore"

7.2 CONDOTTE IN PRESSIONE

Sono valide le medesime considerazioni riportate nel **paragrafo 6.2**.

7.3 MANUFATTO SCOLMATORE

Le reti di fognatura, sia a sistema misto che separato, sono soggette ad eventi pluviometrici estremamente variabili nell'anno e negli anni. La presenza di impianti di depurazione con funzionamento ottimale con carico inquinante pressoché costante obbliga l'afflusso delle acque reflue fino ad un massimo grado di diluizione 3÷5 volte la portata nera media giornaliera (Leopardi, "Costruzioni Idrauliche ed Idrologia"). Pertanto nei sistemi misti dovrà essere prevista la realizzazione di *scaricatori di piena*, all'interno dei quali vengono separate le acque nere diluite dalla portata pluviale, centinaia di volte maggiore. Questo dispositivo viene inserito anche a monte di eventuali impianti di sollevamento. Questo dispositivo viene altresì interposto nella rete mista a monte di ogni impianto di sollevamento in modo da ridurre sensibilmente la portata di sollevamento e, pertanto, la potenza dell'impianto e l'energia spesa.

La programmazione degli interventi per il collettamento e la depurazione delle acque reflue urbane è condizionata dalla necessità di adeguamento ai disposti delle direttive comunitarie in materia, che trovano riscontro normativo nel *Decreto Legislativo n. 152/2006 "Norme in materia Ambientale"*.

In conformità ai principi stabiliti dallo stesso *D. Lgs. 152/06*, il "*Piano di Tutela delle Acque della Regione Lazio*", approvato con *delibera del Consiglio Regionale n. 42 del 27 settembre 2007*, definisce ulteriori prescrizioni in materia di acque, nello specifico inerenti il funzionamento degli scolmatori. Tali prescrizioni si traducono nella determinazione della portata massima adottata dalla rete di collettori, il cui valore dipende infatti dal limite di diluizione ammissibile per lo scolmatore di piena posto a monte dei tronchi facenti parte della rete fognaria nera.

Generalmente, si ricorre alla tipologia di *scolmatore laterale*, mentre quando le portate di pioggia risultano estremamente superiori alle portate nere può essere necessario adottare uno *scolmatore frontale*, oppure nella configurazione mista frontale-laterale, per evitare lunghezze eccessive del canale scolmatore.

La localizzazione dello scolmatore è stabilita verificando la presenza nelle vicinanze di un corpo idrico ricettore idoneo al recapito delle acque scolmate.

Il collettore di scarico, diretto verso il ricettore idrico, è una tubazione di sezione idonea a smaltire la massima portata scolmata, con una pendenza massima tale da non determinare velocità di deflusso superiori a 4-5 m/s. Nel punto di scarico, l'asse del collettore dovrà possibilmente essere disposto secondo la direzione della corrente, ed il corpo idrico ricettore andrà protetto adeguatamente con materassi e/o gabbioni di pietrame per evitare fenomeni di erosione.

Il dimensionamento prevede il calcolo della lunghezza della soglia sfiorante in grado di scaricare la portata massima di pioggia entrante secondo il coefficiente di diluizione previsto dalla normativa e di avviare la restante portata nera in fognatura.

La lunghezza della soglia viene determinata in modo che la somma della portata sfiorata, calcolata con la formula degli stramazzi, e della portata da immettere in fognatura eguagli quella massima affluente di progetto. Il procedimento prevede di iterare il calcolo fino ad individuare, per la lunghezza assegnata della soglia, un valore accettabile del carico sullo stramazzo (h_s) tale da assicurare la suddetta condizione.

La portata sfiorata, Q_{sf} [m^3/s], si determina con la formula dello stramazzo in parete sottile, assumendo la condizione di acqua ferma:

$$Q_{sf} = \mu L h_s \sqrt{2gh_s} \quad (7.11)$$

con μ : coefficiente di efflusso

L [m]: lunghezza della soglia

h_s [m]: carico sullo stramazzo

g [m/s^2]: accelerazione di gravità

Nel momento in cui entra in funzione lo sfioratore, il valore effettivo della portata avviata a depurazione risulta sensibilmente maggiore, innescandosi un fenomeno di funzionamento di luce a battente sulla bocca di ingresso della tubazione principale (il livello idrico a monte è maggiore della quota massima della luce, viene pertanto definito *battente* l'altezza h che misura la differenza tra queste due quote). La portata transiente nella condotta può essere contenuta attraverso una paratoia di regolazione posta all'imbocco della condotta stessa.

In tal caso la portata transiente in fognatura Q [m^3/s] è valutata con la formula di Bazin per luci a battente (valida in condizioni di parete sottile, a contrazione completa della vena):

$$Q = \mu A \sqrt{2gh} \quad (7.12)$$

con μ : coefficiente di efflusso

A [m^2]: area di efflusso

h [m]: battente idrico

g [m/s^2]: accelerazione di gravità

Assumendo per semplicità le condizioni di acqua ferma, il battente idrico h può essere espresso in funzione del carico sullo stramazzo h_s , sulla base della geometria della vasca e dell'apertura della paratoia, da cui si determina il valore di h tale da assicurare che si verifichi la condizione $Q + Q_{sf} = Q_{max}$, essendo Q_{max} la portata massima in arrivo.

Viceversa, nei periodi estivi, caratterizzati da periodi con assenza di precipitazioni, la prima pioggia convoglia nella fogna a sistema separato, nella fase iniziale dell'evento meteorico, un notevole carico inquinante derivante da tutto ciò che può depositarsi sulla sede stradale. Tale inconveniente cresce in rapporto all'intervallo tra due eventi meteorici consecutivi. Pertanto è necessario trasferire alla fogna nera queste acque per mezzo di un *separatore di prima pioggia*. Trascorso del tempo dall'inizio della pioggia, se questa persiste ed aumenta di intensità, la portata meteorica potrà essere considerata pulita e, pertanto, inviata al mezzo recettore finale.

Con riferimento alla Figura 7.1, per il calcolo idraulico di tale dispositivo si parte dall'ipotesi che la linea dei carichi totali rimanga parallela al fondo lungo tutta la lunghezza L dello sfioratore (ipotesi peraltro sufficientemente verificata per le correnti lente lungo lo sfioratore; non sempre ammissibile per le correnti veloci).

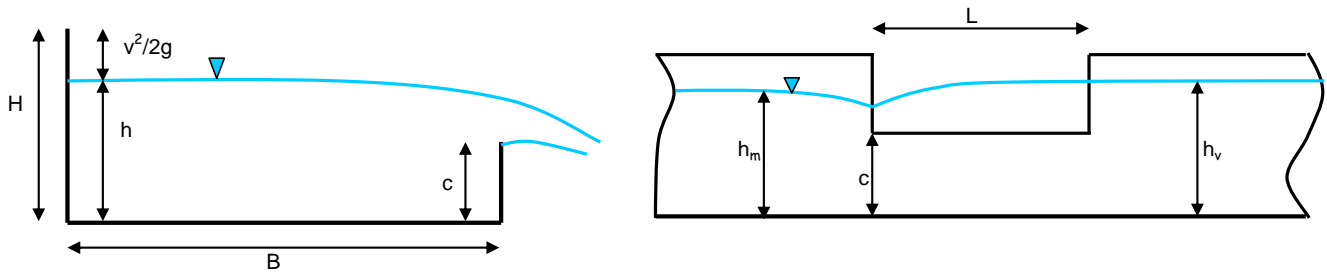


Figura 7.1. Schema di sfioratore laterale

Per il dimensionamento si utilizzano le seguenti formule:

a)
$$\eta = \frac{L}{B} \cdot \left(1 - \frac{c}{H}\right)$$

b)
$$H = h + \frac{Q_{ms}^2}{2gB^2h^2} = \cos t$$

c)
$$\mu = \mu(\varepsilon, \eta)$$

d)
$$Q_s = \mu L (H - c) \sqrt{2g(H - c)}$$

e)
$$\varepsilon = \frac{Q_{vs}}{Q_{ms}}$$

con: $Q_{ms} = Q_{max}$ = portata a monte dello sfioratore

Q_{vs} = portata a valle dello sfioratore

$Q_{sf} = Q_{max} - Q_{vs}$ = portata sfiorata

c = altezza della soglia

μ = coeff. di efflusso

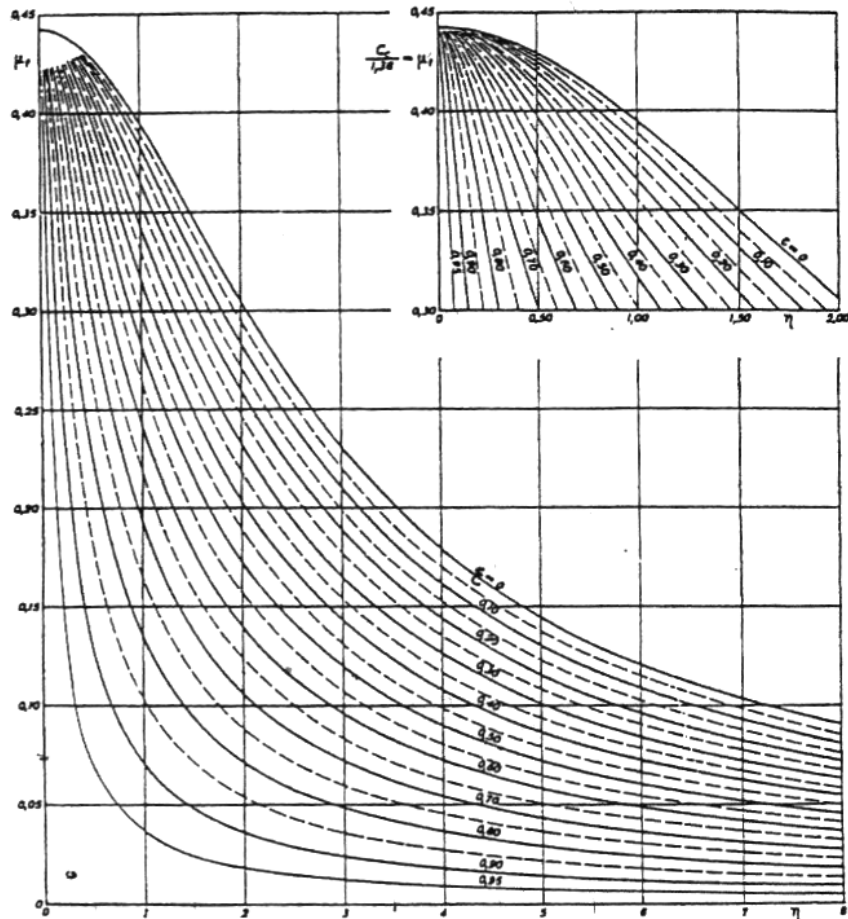


Figura 7.2. Rappresentazione di μ_t in funzione di ϵ ed η per sfioratori longitudinali a spigolo vivo.

Il procedimento che si utilizza per il calcolo della lunghezza dello stramazzo L è:

1. Si fissa c;
2. Si assegnano dei valori di tentativo ad L;
3. Si calcola η con la formula a);
4. Si calcola ϵ dalla formula e);
5. Si ricava $\mu(\eta, \epsilon)$ dall'abaco riportato in Figura 7.2;
6. Si calcola Q_s dalla formula d);
7. Si interpolano le coppie di valori (Q_s, L) e si ricava l'equazione della retta interpolante;
8. Inserendo nell'equazione il valore di Q_s che si vuole ottenere si ricava L.

8 IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO

8.1 IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO DELLE RETI DI DISTRIBUZIONE

Le reti idriche di distribuzione si avvalgono di impianti di sollevamento distribuiti. Tali impianti di sollevamento garantiscono la consegna della risorsa idrica alle utenze finali compensando le discontinuità di carico lungo la rete dovute a perdite di carico distribuite e localizzate, nonché a manufatti e apparecchiature idriche presenti.

La progettazione degli impianti di sollevamento è caratterizzata dalla definizione delle caratteristiche e prestazioni delle pompe idrauliche quali prevalenza, portata e potenza. Le pompe installate nell'impianto di sollevamento devono essere di norma di uguali caratteristiche ed è necessario prevedere almeno una pompa di riserva per ciascun modello di pompa previsto. Le pompe devono essere utilizzate possibilmente in rotazione e la pompa di riserva deve avere funzione di riserva attiva. Deve essere inoltre prevista l'installazione di inverter per ciascuna pompa al fine di agevolare la modulazione del funzionamento in base alla variabilità della portata da sollevare.

L'area dell'impianto deve essere completamente delimitata, lungo il perimetro, con una recinzione anti-intrusione.

8.1.1 Valutazione della prevalenza dell'impianto di sollevamento

La prevalenza dell'impianto di sollevamento H [m] è la somma della prevalenza geodetica, ossia la differenza di quota tra il punto di aspirazione e il punto di recapito, e delle perdite di carico totali Y_{TOT} lungo la condotta di mandata:

$$H = H_g + Y_{TOT} \quad (8.1)$$

$$H = H_g + Y_{distribuite} + \sum Y_{localizzate} \quad (8.2)$$

Il valore delle perdite distribuite è calcolato come $Y_{distribuite} = \sum_{i=1}^t J_i L_i$, dove J e L sono, rispettivamente, la pendenza piezometrica e la lunghezza dell' i -esimo tronco t .

8.1.2 Valutazione della potenza installata

Il valore delle perdite localizzate può essere valutato di volta in volta analizzando le caratteristiche geometriche delle tubazioni afferenti all'impianto. Tali valori possono essere calcolati secondo la relazione $Y_{localizzate} = \frac{\sum_{i=1}^n K_i}{2g} v_t^2$, dove n è il numero di singolarità lungo la condotta e t sono i tronchi interessati.

La potenza dell'impianto di sollevamento P [kW] esprime il lavoro totale compiuto nell'unità di tempo per fornire alla massa di liquido la prevalenza necessaria al superamento della quota di progetto:

$$P = 9,81 \frac{Q H}{\eta} \quad (8.3)$$

con $Q [m^3/s]$: portata sollevata

$H[m]$: prevalenza totale

η : rendimento complessivo dell'impianto in prima approssimazione pari a 0,7

8.2 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO REFLUI

Le reti di fognatura sono progettate per funzionare a gravità con flusso a superficie libera. Situazioni topografiche locali impongono, a volte, la realizzazione di impianti di sollevamento. La natura delle acque trasportate e la forte variabilità delle portate pongono particolari problemi alla progettazione di un impianto di sollevamento, sia nei riguardi del macchinario (tipo e numero di pompe), sia relativamente al volume ed alla geometria ottimale della vasca di aspirazione.

L'impianto va dimensionato in funzione della portata massima da sollevare. Data la forte variabilità delle portate, la portata totale va ripartita su più pompe funzionanti in parallelo. Le pompe devono essere installate con la girante sommersa, sempre sotto battente, condizione che garantisce l'immediato avvio del sollevamento.

La condotta di mandata, in corrispondenza del funzionamento di una sola pompa, deve essere percorsa dal flusso con velocità non inferiore ad 1 m/s per evitare la sedimentazione e l'accumulo delle sostanze solide presenti nei liquami.

8.2.1 Dimensionamento vasca di carico

Per quanto riguarda il dimensionamento del volume della vasca di carico (o di sollevamento), esso dipende essenzialmente dalla frequenza degli avviamenti ammessi per le pompe impiegate. Tanto più tale frequenza è elevata, tanto più piccolo è il volume minimo da assegnare alla vasca di carico, con la conseguenza però di avere una maggiore usura delle pompe e dei relativi organi di avviamento e di arresto, ed il loro surriscaldamento.

Le ditte forniscono il numero massimo di avviamenti orari (cicli di attacco e stacco consentiti in un'ora), da non superare per evitare surriscaldamenti e usura del motore. Con le pompe attualmente in commercio si tende a non superare un numero di circa $4 \div 15$ avviamenti orari.

La durata di un ciclo $T_c [s]$, ovvero l'intervallo di tempo che intercorre tra due attacchi successivi della pompa, sarà in questo modo compresa tra circa 5 e 15 minuti.

Il volume utile richiesto della vasca di sollevamento V_{rich} è legato alla durata di un ciclo T_c . Tale durata dovrà infatti essere pari alla somma del tempo di svuotamento $T_1 [s]$ e del tempo di riempimento $T_2 [s]$:

$$T_c = T_1 + T_2 = \frac{V_{rich}}{Q + q_a} + \frac{V_{rich}}{q_a} \quad (8.4)$$

con $Q [m^3/s]$ portata sollevata; $q_a [m^3/s]$ portata in afflusso e $V_{rich} [m^3]$ volume utile della vasca di sollevamento relativo alla singola pompa.

Esplicitando la relazione per determinare il volume utile si ottiene:

$$V_{rich} = T_c q_a \left(1 - \frac{q_a}{Q} \right) \quad (8.5)$$

Si può dimostrare analiticamente che tale relazione per $q_a = \frac{Q}{2}$ fornisce il valore minimo di T_c per qualsiasi valore di V_{rich} . Il volume utile sarà quindi:

$$V_{rich} = \frac{T_{c \min} Q}{4} \quad (8.6)$$

con $T_{c \min}$ [s] la durata minima di un ciclo (relativa al massimo numero di attacchi consentito).

Tale formula viene utilizzata nel caso di una sola pompa installata. Per una sequenza di pompe diverse la stessa può essere applicata per determinare i volumi relativi alle pompe successive.

Nel caso di sistemi multi-pompe con pompe di uguale portata, per diminuire il volume utile è possibile utilizzare il sistema della sovrapposizione dei volumi utili relativi alle singole pompe. Questo può essere fatto a patto che le pompe si avviino in sequenza all'aumentare del livello, e si arrestino in sequenza al diminuire di esso. Il sistema può portare a notevoli riduzioni del volume utile anche senza rotazione ciclica delle pompe. I livelli di avvio e di arresto si differenziano per un valore costante ΔH .

L'arresto in sequenza consente di utilizzare lo stesso volume dimensionato per la prima pompa anche per le successive, con il solo incremento necessario per consentire l'avviamento sequenziale.

Il volume totale richiesto per n pompe uguali e ΔH costante sarà:

$$V_{tot} = V_{rich} + (n - 1)\Delta H \cdot S \quad (8.7)$$

con V_{tot} [m^3]: volume utile totale

V_{rich} [m^3]: volume utile della vasca di sollevamento relativo alla singola pompa

n : numero di pompe

ΔH [m]: valore costante che differenzia i livelli di avvio e di arresto delle pompe

S [m^2]: superficie della camera di sollevamento

Una ulteriore riduzione si può ottenere utilizzando una rotazione ciclica delle pompe. In questo caso il volume relativo alla singola pompa V_{rich} va diviso per il numero complessivo delle pompe n :

$$V_{tot} = \frac{V_{rich}}{n} + (n - 1)\Delta H \cdot S \quad (8.8)$$

Nei casi in cui viene utilizzato l'avvio in sequenza di più pompe, per ΔH andrà scelto un valore sufficientemente elevato così da garantire l'impossibilità di avere avvii accidentali dovuti a turbolenze o all'imprecisione dei sensori di livello utilizzati.

Calcolato il volume utile della vasca di sollevamento, l'altezza utile h_{util} della vasca potrà essere determinata una volta definita la superficie di base della vasca stessa:

$$h_{util} = \frac{V_{tot}}{S} \quad (8.9)$$

con h_{util} [m]: altezza utile

V_{tot} [m³]: volume utile totale

S [m²]: superficie di base della vasca

Per definire la profondità totale della camera di carico si dovrà sommare all'altezza utile di funzionamento delle pompe (oggetto di calcolo idraulico in funzione del numero di pompe, della portata in arrivo e del numero di avviamenti orari fissato), l'altezza minima di immersione delle pompe (fornita dai costruttori) ed il dislivello tra quota di scorrimento del collettore in ingresso e massimo livello del liquame nella camera di carico, la quale dovrà essere di almeno 30÷50 cm in modo da effettuare la disconnessione idraulica tra impianto e rete a monte.

8.2.2 Valutazione della prevalenza dell'impianto di sollevamento

Sono valide le medesime considerazioni riportate nel **paragrafo 8.1.1.**

8.2.3 Valutazione della potenza installata

Sono valide le medesime considerazioni riportate nel **paragrafo 8.1.2.**

8.3 VERIFICA DELLE SOVRAPPRESSIONI DI MOTO VARIO ELASTICO E DIMENSIONAMENTO DELLE CASSE D'ARIA

Per quello che riguarda le problematiche conseguenti allo sviluppo di sovrappressioni di moto vario elastico, i transitori più pericolosi e frequenti che si verificano nelle reti e nelle condotte fognarie avvengono nel caso di cessazione dell'alimentazione di energia delle pompe. L'arresto delle masse rotanti che ne consegue infatti, avviene generalmente in un tempo molto breve, la cui durata è legata al momento di inerzia delle masse rotanti stesse.

Questo processo può portare allo sviluppo nelle tubazioni di *fenomeni di moto vario elastico* o *colpo d'ariete*.

Nel caso dalle verifiche idrauliche di moto vario risultino valori di colpo d'ariete superiori a quelli previsti dalla normativa (D.M. LL.PP. 12/12/85), dovranno essere previsti specifici dispositivi di controllo delle sovrappressioni / depressioni in condotta.

Tali organi possono consistere in:

- *casce d'aria* (da preferirsi): normalmente disposte esternamente e collegate idraulicamente alla tubazione premente;
- *valvole di rientro/fuoriuscita d'aria*: posizionate in pozzetto posto nel punto critico del profilo, dove si prevede il picco di pressione/depressione.

Nel seguito sono indicati i criteri con cui determinare il valore della sovrappressione conseguente all'arresto delle pompe e i criteri da utilizzare nel dimensionamento degli organi di attenuazione eventualmente necessari.

Valutazione della sovrappressione di moto vario elastico

Per determinare le sovrappressioni dovute all'arresto improvviso delle pompe possono essere utilizzati dei software di calcolo specifici (es. *Hytran Solutions*) o delle metodologie semplificate di letteratura. Nel seguito è presentata una metodologia semplificata.

Al fine di determinare la sovrappressione è necessario richiamare le definizioni di celerità dell'onda, durata di fase e tempo di manovra.

La *celerità*, ovvero la velocità di propagazione delle onde di pressione nella tubazione è funzione del fluido e delle caratteristiche della tubazione, e può essere determinata come:

$$a = \frac{\sqrt{\frac{\varepsilon}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{\varepsilon D}{ES}}} = \frac{a_0}{\sqrt{1 + \frac{\varepsilon D}{ES}}} \quad (8.10)$$

con a [m/s]: celerità dell'onda

ε [N/m²]: coefficiente di comprimibilità del fluido ($\varepsilon_{acqua} = 2,03E + 09$ N/m²)

ρ [kg/m³]: densità del fluido ($\rho_{acqua\ 20^\circ C} = 998$ kg/m³)

a_0 [m/s] = $\sqrt{\frac{\varepsilon}{\rho}} = 1425$ m/s celerità di propagazione del suono in acqua

E [N/m²]: modulo di elasticità del materiale costituente la tubazione

D [m]: diametro della tubazione

S [m]: spessore della tubazione

La *durata di fase* T [s] è definita come il tempo impiegato dall'onda di pressione a percorrere in andata e di ritorno l'intero tratto di condotta oggetto della verifica. Può essere determinata con la formulazione seguente:

$$T = \frac{2L}{a} \quad (8.11)$$

con L [m] lunghezza della condotta e a [m/s] celerità dell'onda.

Il *tempo di manovra* T_c è definito come il tempo necessario al completamento della manovra di arresto della pompa, ed è funzione principalmente dell'inerzia della girante. Può essere valutato utilizzando la teoria semplificata di Mendiluce, secondo la quale il tempo durante cui la pompa continua ad erogare portata dopo il distacco della potenza motrice è esprimibile con:

$$T_c = C + K \frac{U_0 L}{g H_m} \quad (8.12)$$

con T_c [s]: tempo di manovra

C, K [s]: costanti dedotte dalle tabelle in funzione rispettivamente di H_m/L e L

U_0 [m/s]: velocità della corrente in condizioni di moto permanente

L [m]: lunghezza della condotta

g [m/s²]: accelerazione di gravità

H_m [m]: prevalenza della pompa a regime

I valori dei coefficienti possono essere valutati mediante l'ausilio delle tabelle seguenti.

Tabella 8 Coefficienti C e K per il calcolo del tempo di manovra

H_m/L	0 – 0,2	0,21 – 0,28	0,29 – 0,32	0,33 – 0,37	0,38 – 0,40
C	1	0,75	0,5	0,25	0

L	≤ 2000 m	> 2000 m
K	$2 - 0,0005L$	1

La manovra di arresto si definisce brusca o lenta in funzione del rapporto tra la durata di fase T ed il tempo di manovra T_c :

- se $T_c < T$ la manovra si definisce *brusca*;
- se $T_c > T$ la manovra si definisce *lenta*.

Per le manovre di regolazione brusche ($T_c < T$) la sovrappressione massima può essere valutata con la formula di Joukowsky:

$$H_{max} - H_0 = \frac{aU_0}{g} \quad (8.13)$$

con H_{max} [m]: carico piezometrico massimo

H_0 [m]: carico piezometrico all'istante iniziale della manovra

g [m/s^2]: accelerazione di gravità

U_0 [m/s]: velocità della corrente in condizioni di moto permanente

a [m/s]: celerità dell'onda

La massima depressione risulta uguale in valore assoluto alla massima sovrappressione suddetta.

Per le manovre di regolazione lente ($T_c > T$) la sovrappressione massima viene invece valutata con la formula di Micheaud:

$$H_{max} - H_0 = \frac{2LU_0}{gT_c} \quad (8.14)$$

Una volta determinata la sovrappressione di moto vario elastico $H_{max} - H_0$, questa dovrà essere sommata alla pressione idrostatica H_0 così da poter confrontare il risultato con i limiti imposti dal *Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 12 dicembre 1985 n. 64 "Norme tecniche per le tubazioni"*, recante le normative tecniche per le tubazioni. In esso vengono indicati i valori limite ammissibili delle sovrappressioni dinamiche di colpo d'ariete, indipendentemente dalla tipologia delle tubazioni impiegate, in funzione della sola pressione idrostatica (Tabella 9).

Tabella 9 valori massimi ammissibili delle sovrappressioni dinamiche

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

Dimensionamento degli organi di attenuazione del colpo d'ariete

Nel caso in cui l'arresto delle pompe provochi sovrappressioni superiori ai limiti sopra citati, è nel sistema occorre inserire opportuni dispositivi di riduzione della sovrappressione.

Tra le possibili soluzioni è da preferire l'inserimento di casse d'aria. Il suo compito è quello di trasformare i fenomeni di colpo d'ariete in fenomeni di oscillazioni di massa, e consiste in un serbatoio riempito in parte di acqua in parte di aria compressa, collegato idraulicamente alla tubazione. Tale collegamento può anche essere realizzato prevedendo una strozzatura, che determina una perdita di carico localizzata.

Il volume delle casse d'aria va dimensionato attraverso metodi standardizzati di letteratura (abaco di Evangelisti) o tramite software di calcolo specifici (es. *Hytran Solutions*), assumendo un margine di sicurezza maggiorativo di norma del 50% sul valore teorico di calcolo.

Per l'utilizzo del metodo di evangelisti si fa riferimento alla figura seguente.

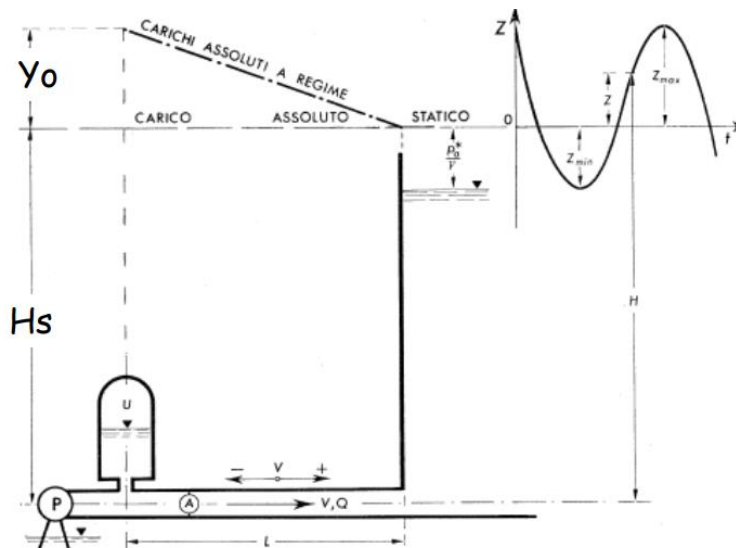


Figura 8-1 – Schema di funzionamento della cassa d'aria (*Idraulica, D. Citrini e G. Nosedà*)

Con riferimento alla figura precedente, è possibile scrivere l'equazione del moto e l'equazione di continuità relative alla cassa di espansione (delle quali si omette la descrizione), alle quali si aggiunge l'equazione di stato del gas presente nella cassa o equazione politropica, che lega il carico assoluto H (carico piezometrico aumentato del carico relativo alla pressione atmosferica p_a^*/γ):

$$HU^n = H_s U_s^n = \text{cost} \tag{8.15}$$

con H [m]: carico assoluto in corrispondenza della cassa in condizioni di moto vario

H_s [m]: carico assoluto in corrispondenza della cassa in condizioni statiche

U [m³]: volume di gas contenuto nella cassa

U_s [m³]: volume di gas contenuto nella cassa corrispondente al carico H_s

n : esponente legato al tipo di trasformazione termodinamica subita dal gas

Il parametro n può assumere un valore compreso tra 1, nel caso di trasformazione isoterma, e 1,4 nel caso di trasformazione adiabatica. Nella pratica viene sempre assegnato il valore di $n = 1,4$.

Detta Z [m] la variazione del carico, e tenuto presente che $H = H_s + Z$, si perviene alle relazioni che permettono di determinare il volume massimo e minimo di aria contenuto dalla cassa durante le oscillazioni:

$$\begin{aligned}
 U_{max} &= U_s \left(\frac{H_s}{H_{min}} \right)^{\frac{1}{n}} = U_s \left(\frac{H_s}{H_s + Z_{min}} \right)^{\frac{1}{n}} \\
 U_{min} &= U_s \left(\frac{H_s}{H_{max}} \right)^{\frac{1}{n}} = U_s \left(\frac{H_s}{H_s + Z_{max}} \right)^{\frac{1}{n}}
 \end{aligned}
 \tag{8.16}$$

Dove i pedici max e min si riferiscono rispettivamente alle condizioni di massima e minima variazione del carico in corrispondenza della cassa.

Si introducono i seguenti parametri adimensionali:

$$\begin{aligned}
 z &= \frac{Z}{H_s} & v &= \frac{V}{V_0} & u &= \frac{Y_0}{U_s} & k_0 &= \frac{K_0}{H_s} \\
 \sigma &= \frac{AL}{H_s U_s} \frac{V_0^2}{2g} & \tau &= t \sqrt{\frac{g A H_s}{L U_s}}
 \end{aligned}
 \tag{8.17}$$

con Z [m]: variazione del carico

H_s [m]: carico assoluto in corrispondenza della cassa in condizioni statiche

V [m/s]: velocità istantanea nella condotta

V_0 [m/s]: velocità media nella condotta relativa alla condizione di moto permanente

U [m³]: volume di gas contenuto nella cassa

U_s [m³]: volume di gas contenuto nella cassa corrispondente al carico H_s

Y_0 [m]: perdite di carico distribuite nella condotta

K_0 [m]: perdite di carico concentrate nella strozzatura

A [m²]: sezione della condotta

L [m²]: lunghezza della condotta

Si perviene alle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}
 U_{max} &= U_s \left(\frac{H_s}{H_{min}} \right)^{\frac{1}{n}} = U_s \left(\frac{H_s}{H_s + Z_{min}} \right)^{\frac{1}{n}} = U_s \left(\frac{1}{H_s + z_{min}} \right)^{\frac{1}{n}} \\
 U_{min} &= U_s \left(\frac{H_s}{H_{max}} \right)^{\frac{1}{n}} = U_s \left(\frac{H_s}{H_s + Z_{max}} \right)^{\frac{1}{n}} = U_s \left(\frac{1}{H_s + z_{max}} \right)^{\frac{1}{n}}
 \end{aligned}
 \tag{8.18}$$

Utilizzando i parametri adimensionali sopra elencati, è possibile risolvere il sistema di equazioni che governa il fenomeno attraverso l'abaco di Evangelisti che, nel caso di perdite di carico nulle nella condotta e nella strozzatura ($Y_0 = K_0 = 0$) assume la forma rappresentata nella figura seguente.

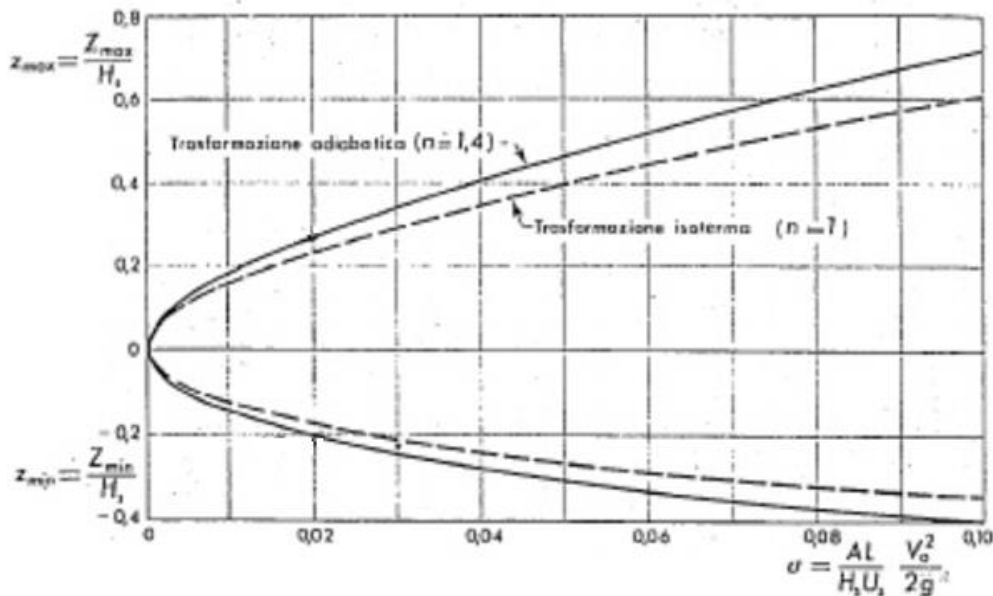


Figura 8-2 – Abaco di Evangelisti – perdite di carico nulle (Idraulica, D. Citrini e G. Nosedà)

L'utilizzo del grafico è immediato:

1. si sceglie la classe di pressione massima voluta nelle condotte, fissando il parametro z_{max} ;
2. si sceglie il tipo di trasformazione termodinamica, fissando il parametro n ;
3. si entra nel grafico con il valore di z_{max} incrociando la curva relativa al parametro n scelto e ricavando il parametro σ ;
4. con il parametro σ si calcola il volume d'aria in condizioni idrostatiche U_s ;
5. tornando nel grafico con il parametro σ e incrociando nuovamente la curva relativa alla trasformazione considerata si determina il valore di z_{min} (negativo);
6. noti U_s e z_{min} si ricava il volume massimo della cassa U_{max} .

Nel caso di perdite di carico non nulle, occorre utilizzare un'altra tipologia di grafici. Ognuno di questi sarà riferito ad un particolare valore del parametro n (1,4 o 1) e ad un particolare tipo di strozzatura presente al collegamento tra cassa e condotta (assenza di strozzatura o strozzatura ottima, definita in seguito).

A titolo di esempio è riportato l'abaco riferito alla situazione di assenza di strozzatura e trasformazione adiabatica.

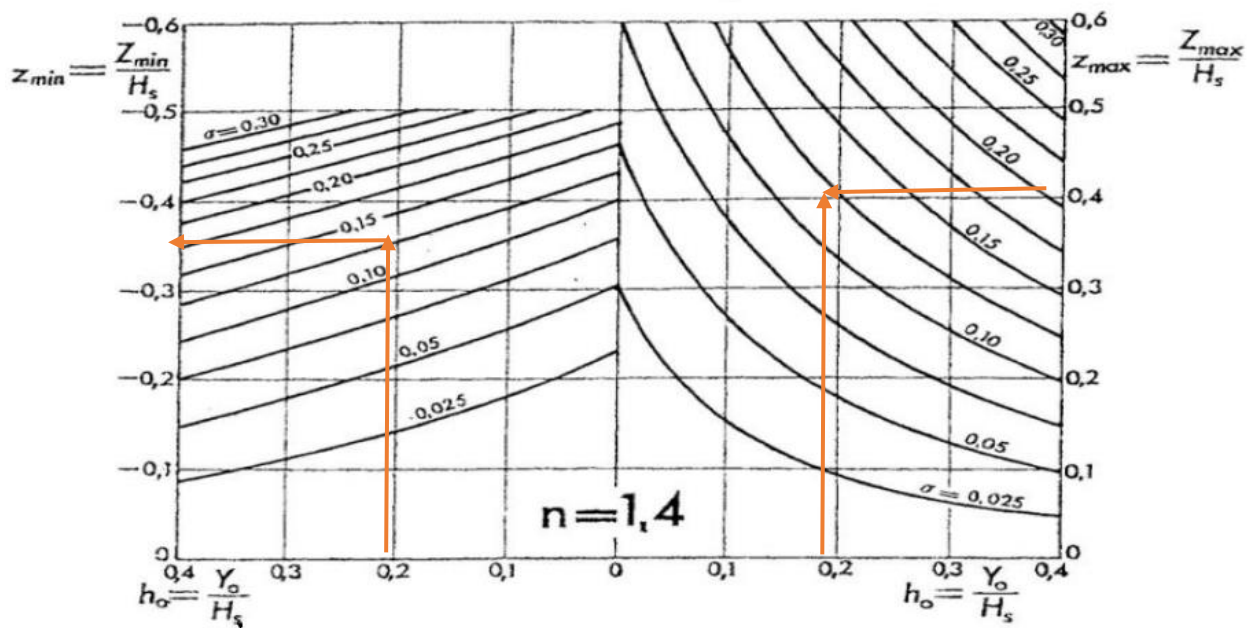


Figura 8-3 – Abaco di Evangelisti – perdite di carico non nulle ($n = 1,4$ e $K_0 = 0$)

Il grafico risulta ancora di facile utilizzo:

1. si sceglie la classe di pressione massima voluta nelle condotte, fissando il parametro Z_{max} ;
2. si sceglie il tipo di trasformazione termodinamica, fissando il parametro n ;
3. si calcolano le perdite di carico h_0 ;
4. si entra nella parte destra del grafico relativo al tipo di trasformazione scelta con il valore di Z_{max} e con il valore di perdite di carico calcolate h_0 , ricavando così il parametro σ ;
5. con il parametro σ si calcola il volume d'aria in condizioni idrostatiche U_s ;
6. tornando nel grafico con le perdite di carico h_0 e incrociando nella parte sinistra del grafico la curva relativa al parametro σ precedentemente determinato si ottiene il valore di Z_{min} (negativo);
7. noti U_s e Z_{min} si ricava il volume massimo della cassa U_{max} .

L'utilizzo del grafico è analogo nelle altre situazioni di trasformazione isoterma ($n = 1$) e di strozzatura ottima, definita come quella strozzatura che produce, per una velocità pari a quella di regime V_0 , una perdita di carico tale da provocare nell'istante iniziale la stessa depressione Z_{min} che si realizza al termine della prima fase di moto vario. Numericamente vale:

$$K_0 = Y_0 + |Z_{min}| \quad (8.19)$$

9 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI CENTRI IDRICI E SERBATOI

9.1 VALUTAZIONE DEL VOLUME DI PROGETTO DEL SERBATOIO

In sede progettuale per dimensionare il serbatoio è necessario stimare il volume totale V_{tot} come somma del volume di compenso V_C , il volume di riserva in caso di interruzione del rifornimento V_R e il volume a scopo antincendio V_i , per cui si avrà $V_{tot} = V_C + V_R + V_i$.

Nell'impossibilità di poter prevedere la curva degli afflussi e dei deflussi, la capacità di compenso necessaria V_C può essere determinata con un criterio semi-empirico. Nel caso di adduzione a gravità, il volume V_C deve essere compreso tra il 15% e il 33% del volume d'acqua richiesto dalla rete di distribuzione idrica nel giorno dei massimi consumi (con percentuali maggiori per centri abitati minori). Nel caso di adduzione con impianto di sollevamento è opportuno considerare una percentuale maggiorata.

Ad esempio, assumendo come volume di compenso il 25% del volume d'acqua richiesto dalla rete di distribuzione idrica nel giorno dei massimi consumi V_g (ossia un volume di compenso corrispondente all'erogazione di 6 ore della portata del giorno dei massimi consumi Q_g), la capacità di compenso V_C risulta pari a:

$$V_C [m^3] = 0,25 \cdot V_g = 0,25 \cdot 86,4 \cdot Q_g \quad (9.1)$$

Il volume di riserva V_R dipende dalla durata prevista per eventuali interruzioni dell'adduzione.

Il volume a scopo antincendio V_i è considerato trascurabile rispetto al volume di compenso e di riserva dei centri abitati minori.

9.2 DISPOSITIVO DI SFIORO

Nel funzionamento idraulico dell'impianto, si prevede un **dispositivo di sfioro di sicurezza di troppo pieno delle vasche**, di norma costituito da un ciglio libero sfiorante alla quota del massimo livello idrico di accumulo, di lunghezza adeguata al livello idrico massimo assoluto raggiungibile.

L'acqua sfiorata viene raccolta in una canaletta retrostante, da cui con un discendente verticale viene convogliata al sistema di allontanamento delle acque di scarico al fondo della camera di manovra.

È necessario prevedere la chiusura idraulica di tale linea di sfioro e scarico (ad es. con pozzetto sifonato al piede del discendente) al fine di isolare le vasche dall'ambiente esterno.

Per portate rilevanti può essere conveniente prevedere un dispositivo di sfioro di sicurezza unico a servizio delle vasche, costituito da una camera/vasca esterna alle vasche stesse, alimentata dalla stessa tubazione in ingresso e dotata di soglia sfiorante posta al massimo livello idrico di accumulo delle vasche, con stramazzo in un pozzo sifonato di calma e partenza delle acque nella tubazione di scarico (in questo caso, sulla tubazione di arrivo al dispositivo di sfioro di sicurezza non va previsto alcun sezionamento).

Lunghezza della soglia di sfioro

Il dimensionamento idraulico del manufatto di sfioro di sicurezza è finalizzato a garantire la verifica della soglia sfiorante. La lunghezza della soglia di sfioro deve essere tale che, nel caso di portata massima sfiorante, il livello idrico in vasca risulti inferiore alla quota alla quale sono collocate le finestre di ispezione e areazione.

In via cautelativa, si ipotizza che si verificano contemporaneamente le seguenti situazioni:

- portata in ingresso pari alla portata prevista nel giorno di massimo consumo;
- afflusso in un'unica vasca per fuori servizio delle altre (qualora presenti);
- chiusura della valvola di sicurezza a sgancio automatico posta sulla condotta alimentatrice in uscita dal serbatoio.

Si considera lo stramazzo sulla soglia sfiorante di progetto come stramazzo in soglia grossa ($s > 0,60h$), senza contrazione laterale, non rigurgitato (tipo Belangér).

La portata sfiorante $Q_s [m^3/s]$ è calcolata come:

$$Q_s = \mu L h \sqrt{2gh} \quad (9.2)$$

con $L [m]$: lunghezza della soglia sfiorante

$h [m]$: tirante idrico sulla soglia sfiorante

μ : coefficiente d'efflusso sullo stramazzo ($0,35 < \mu < 0,39$)

9.2.1 Discendente dallo sfioro di troppo pieno

Le canalette di raccolta del troppo pieno delle vasche di un serbatoio sono dotate di una tubazione discendente che recapita le acque di sfioro alla canaletta sul fondo della camera di manovra.

La verifica della portata smaltibile dal discendente viene condotta nell'ipotesi cautelativa di fuori servizio di una delle vasche e smaltimento della massima portata di sfioro da parte del singolo discendente.

Considerando trascurabili le perdite di carico nel breve tratto della tubazione, si calcola la massima portata di deflusso nel discendente impiegando la formula dell'efflusso da una bocca a battente:

$$Q_{discendente} = \mu A \sqrt{2gh} \quad (9.3)$$

con $A [m^2]$: area della sezione della luce d'efflusso

$h [m]$: battente sopra la luce d'efflusso

μ : coefficiente d'efflusso per luci a battente ($\mu = 0,6$)

9.2.2 Manufatti di scarico

Lo scarico di fondo è un manufatto necessario per effettuare lo svuotamento delle vasche e consentire le operazioni di manutenzione e/o pulizia. L'operazione di svuotamento è realizzata sezionando le tubazioni in ingresso continuando ad alimentare l'uscita e/o aprendo lo scarico di fondo. Le portate scaricate devono essere raccolte e convogliate al sifone generale del centro idrico.

Il suddetto sifone generale consiste in un pozzetto sifonato ispezionabile che raccoglie tutte le acque di scarico dell'impianto. A tale pozzetto è connesso un collettore a gravità per il recapito verso un recettore esterno.

Deve essere infatti previsto un collettore di scarico di idonee dimensioni per assicurare il recapito a gravità delle massime portate di sfioro e di scarico del centro idrico.

La massima portata di deflusso, $Q_{scarico}$ [m^3/s], è calcolata con la formula dell'efflusso da una luce a battente come:

$$Q_{scarico} = \mu A \sqrt{2gh} \quad (9.4)$$

con A [m^2]: area della sezione della luce d'efflusso

h [m]: battente sopra la luce d'efflusso

μ : coefficiente d'efflusso per luci a battente ($\mu = 0,6$)

La durata di svuotamento della vasca di progetto è calcolata integrando la formula dell'efflusso per un passo temporale Δt di durata sufficientemente modesta ($\Delta t < 2$ minuti).

9.3 CONDOTTE DI COLLEGAMENTO E DI SCARICO

Il dimensionamento e la verifica idraulica delle tubazioni e dei canali che costituiscono le condotte di adduzione ed i collettori di scarico dei centri idrici vengono effettuate in base ai criteri menzionati nei paragrafi precedenti.

Nel caso di dimensionamento e verifica dei collettori di scarico di un serbatoio è opportuno utilizzare il valore massimo tra la portata di sfioro dalle vasche e la portata dallo scarico di fondo.

Per non eccedere nella gravosità della verifica, che porterebbe ad onerosi nonché inutili sovradimensionamenti, è possibile considerare lo svuotamento di una singola vasca alla volta.

10 CALCOLO DEL PROFILO IDRAULICO NEGLI IMPIANTI DI DEPURAZIONE

Nella progettazione di un impianto di trattamento delle acque reflue particolare importanza assume il **profilo idraulico**, ossia la successione delle quote dei livelli delle unità costituenti l'impianto stesso, che deve essere calcolato in modo che:

- il gradiente idraulico, in tratti parziali ed in quello complessivo, risulti adeguato per consentire il passaggio dei liquami attraverso l'impianto anche alle massime portate della fognatura e/o del corpo ricettore;
- sia definita la quota alla quale deve essere inizialmente portato il liquame mediante le stazioni di sollevamento, quando necessario.

Il profilo idraulico si sviluppa in funzione della quota di recapito nel corpo ricettore, della topografia e delle caratteristiche del terreno del sito su cui è localizzato l'impianto ed è calcolato per realizzare il flusso con il minimo consumo di energia per i sollevamenti eventualmente necessari.

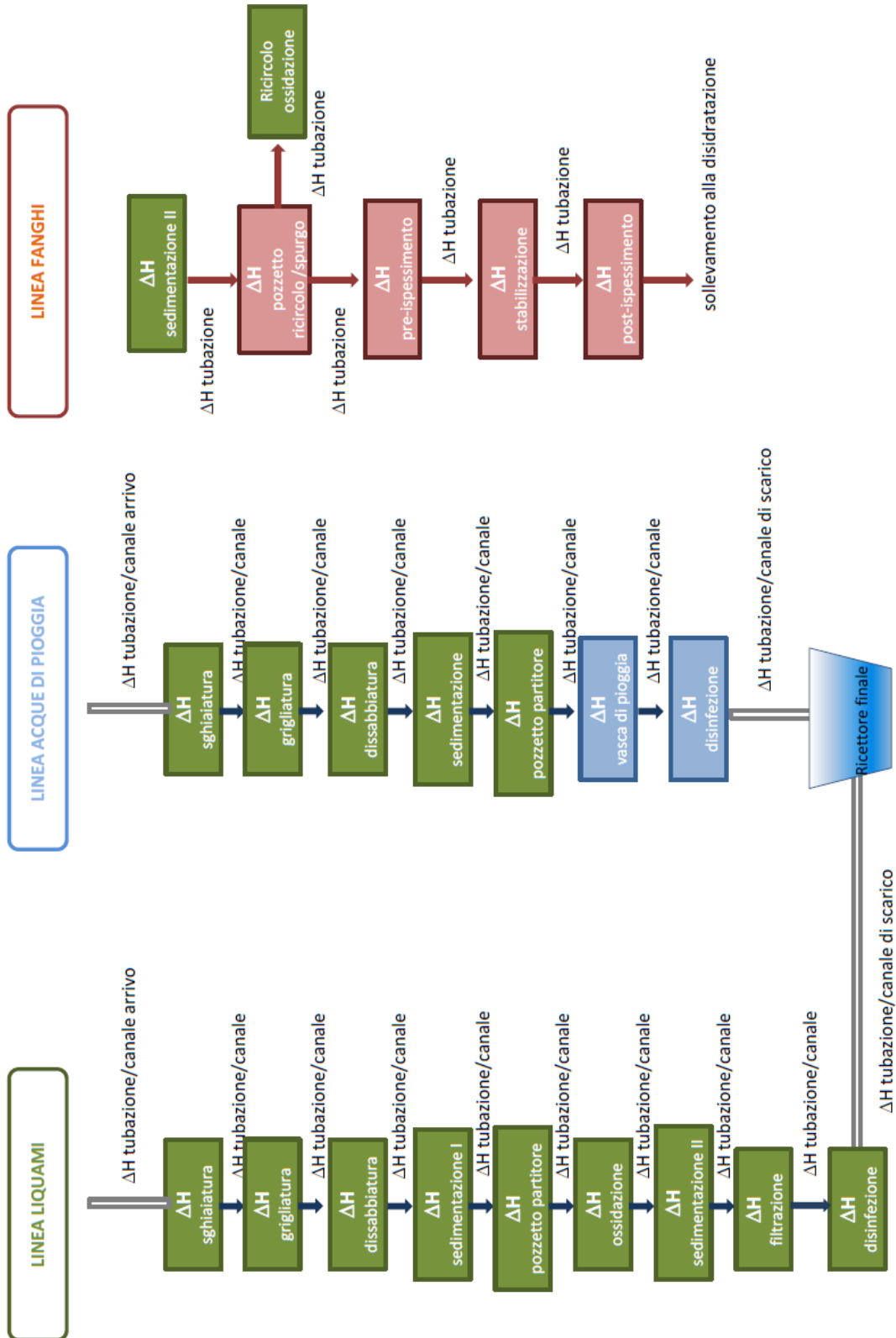
I calcoli delle perdite di carico attraverso l'impianto vengono eseguiti sia per la portata media che per quella massima ammessa.

Le variazioni del profilo idraulico in funzione della variazione della portata ammessa in un impianto ben dimensionato non comportano particolari problemi.

Come sinteticamente mostrato nello schema riportato di seguito, la sequenza delle perdite di carico di un impianto di depurazione sarà valutata considerando i valori delle perdite di carico all'interno di ciascuna unità presente nello schema impianto e nelle condotte e/o canali di collegamento tra una sezione e la successiva.

Nello specifico sarà calcolato il profilo idraulico delle diverse sezioni presenti:

- linea liquami;
- linea acque di pioggia;
- linea fanghi di supero.



10.1 METODOLOGIA

Il calcolo del profilo idraulico è un'operazione necessaria per verificare la funzionalità idraulica dell'impianto. Esso viene tracciato a partire dal ricettore finale risalendo verso monte lungo le varie unità di trattamento, determinando sezione per sezione le perdite di carico dovute al passaggio dei liquami attraverso manufatti e tubazioni.

Il profilo idraulico determina il dislivello minimo che deve sussistere tra monte e valle dell'impianto affinché le acque reflue defluiscano tra un comparto di trattamento e l'altro per mezzo della sola forza di gravità.

Il dislivello idrico, ottenuto sommando tutte le perdite di carico della corrente liquida, determina, infine, la prevalenza geodetica della stazione di sollevamento in testa all'impianto. Il calcolo è condotto in modo da ottimizzare i sollevamenti strettamente indispensabili e di conseguenza i consumi energetici della gestione. Nello stesso tempo, il calcolo garantisce il deflusso corretto dei liquami in ogni condizione di portata, allo scopo di evitare anche le minime fuoriuscite o ristagni della corrente.

Le portate da considerare sono: la massima transitante nelle unità biologiche dell'impianto, cioè la Q_{bio} e la massima transitante nelle unità di pretrattamenti, cioè la Q_{max} .

Le velocità massime dei liquami nelle tubazioni si impongono pari a $2,5 \text{ m/s}$ per le condotte a gravità e $3,5 \text{ m/s}$ per le condotte prementi, allo scopo di minimizzare le perdite di carico. Le velocità minime dei liquami nelle tubazioni pari a $0,40 \text{ m/s}$ per evitare i fenomeni di sedimentazione.

10.2 CORRENTI A PELO LIBERO

Sono valide le medesime considerazioni riportate nel **paragrafo 7.1**.

10.3 CONDOTTE IN PRESSIONE

Le principali verifiche eseguite nel dimensionamento fanno riferimento al calcolo delle perdite di carico lungo le tubazioni di trasporto del fango. In particolare, le perdite di carico che si generano durante il sollevamento e nel trasporto di fanghi sono funzione delle caratteristiche del moto del fango e della sua reologia, del diametro della condotta e della velocità del fluido al loro interno.

Sino a concentrazioni di fango del $2\div 3\%$ (*fanghi diluiti*) si considera che la viscosità del fluido non cambia, comportandosi in maniera simile all'acqua, restando valide le considerazioni riportate nel **paragrafo 7.2.**

10.4 STRAMAZZI

Formula di Bazin per le perdite di carico in **bocche a battente rigurgitate**:

$$Q = \mu A \sqrt{2g\Delta H} \quad (10.4)$$

con Q [m^3/s]: portata in fognatura

μ : coefficiente di efflusso ($\mu = 0,6$) “*Meccanica dei fluidi. Principi e applicazioni*”, Marchi e Rubatta

$A [m^2]$: area di efflusso

$\Delta H [m]$: differenza dei livelli nelle bocche a battente

$g [m/s^2]$: accelerazione di gravità

Formula di Bazin per le perdite di carico su **stramazzi rettangolari**:

$$\Delta H = \left[\frac{Q}{\mu L \sqrt{2g}} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (10.5)$$

con $Q [m^3/s]$: portata in fognatura

μ : coefficiente di efflusso

$L [m]$: lunghezza di stramazzo

$\Delta H [m]$: carico sullo stramazzo

$g [m/s^2]$: accelerazione di gravità

Il coefficiente di efflusso assume i valori (*Meccanica dei fluidi. Principi e applicazioni, Marchi e Rubatta*):

- $\mu = 0,4$ per stramazzi in parete sottile ($s < 0.6h$);
- $\mu = 0,4[0,7 + 0,185(h/s)]$ per stramazzi in parete grossa ($s > 0.6h$).

Formula per il calcolo delle perdite di carico attraverso **stramazzi triangolari** (tipo Thompson):

$$\Delta H = \left[\frac{Q}{0,0000448} \right]^{\frac{2}{5}} \quad (10.6)$$

con $Q [m^3/s]$: portata in fognatura

$\Delta H [m]$: carico sullo stramazzo

10.5 GRIGLIE

Formula di Kirschmer per le perdite di carico attraverso la griglia:

$$\Delta H = K[b/s]^{4/3} \text{sen} \alpha [100/m]^2 \frac{V^2}{2g} \quad (10.7)$$

con $\Delta H [m]$: carico sullo stramazzo

K : coefficiente di forma della sezione delle barre (Tabella 7)

$b[mm]$: larghezza delle barre

$s[mm]$: spaziatura tra le barre

$m[\%]$: percentuale di passaggio libera nella sezione trasversale

$V[m/s]$: velocità della corrente attraverso la griglia

$g [m/s^2]$: accelerazione di gravità

Tabella 7 – Valori del coefficiente di forma delle barre

Tipo di sezione delle barre	K
sezioni rettangolari a spigoli netti	2,42
sezioni rettangolari a spigoli arrotondati a monte	1,83
sezioni circolari	1,79
sezioni rettangolari a spigoli arrotondati a monte e a valle	1,67

II ELENCO MODULI

Titolo modulo	Codice modulo
Check-list – Determinazione portate	MD LG007A
Check-list – Definizione profilo idraulico depuratore	MD LG007B
Check-list – Verifica Centri idrici e Serbatoi	MD LG007C
Check-list – Verifica Reti e condotte fognarie	MD LG007D
Check-list – Verifica reti e condotte idriche	MD LG007E
Check-list – Progettazione Acquedotti	MD LG007F
Check-list – Progettazione Fognature	MD LG007H
Check-list – Progettazione Serbatoi di compenso	MD LG007I