



Paolo Pocecco - Marco Pocecco

Le pubbliche fognature

Scheda sul sito >

MANUALE DI PROGETTAZIONE
COSTRUZIONE - MANUTENZIONE - COLLAUDO

*In allegato CD contenente 640 disegni
esecutivi di manufatti di fognatura,
C.A.D. (.dwg e .dgn)*



Dario Flaccovio Editore



Compatibile Windows

Paolo Pocecco Marco Pocecco

LE PUBBLICHE FOGNATURE

Manuale di progettazione – Costruzione – Manutenzione – Collaudo



Dario Flaccovio Editore

Paolo Pocecco Marco Pocecco

LE PUBBLICHE FOGNATURE

Manuale di progettazione – Costruzione – Manutenzione – Collaudo

ISBN 978-88-579-0134-3

© 2012 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686

www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: giugno 2012

Pocecco, Paolo <1942->

Le pubbliche fognature : manuale di progettazione, costruzione, manutenzione, collaudo / Paolo Pocecco, Marco Pocecco. - Palermo : D. Flaccovio, 2012.

ISBN 978-88-579-0134-3

I. Fognature.

I. Pocecco, Marco <1980->.

628.24 CDD-22

SBN Pal0243975

CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana “Alberto Bombace”

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, giugno 2012

AVVERTENZA

Gli autori desiderano rendere edotti i lettori che le formule di calcolo e ogni altro dato contenuti in questo libro sono per lo più frutto di studi e ricerche di altri studiosi, che via via nel tempo, hanno affinato le conoscenze e i metodi di calcolo, nonché di produttori di manufatti e di costruttori, che forniscono dati costantemente in evoluzione. Gli autori declinano ogni responsabilità per eventuali inesattezze riportate o mancati aggiornamenti.

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.

La fotocopiatura dei libri è un reato.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.

INDICE

Premessa

Introduzione

1. Sistemi di fognatura

1.1. Sistema misto e sistema separato.....	»	1
1.2. Raccolta dei dati che presiedono alle scelte decisionali	»	2
1.3. Schemi generali di fognatura	»	4
1.3.1. Conclusioni	»	7
1.4. Le fognature in depressione (cenni)	»	9

2. Calcolo della portata meteorica

2.1. Previsione degli eventi massimi	»	11
2.1.1. Metodi statistici	»	11
2.1.2. Il tempo di ritorno	»	11
2.1.2.1. Il metodo di Gumbel.....	»	12
2.1.3. Curve di possibilità climatica.....	»	15
2.1.3.1. Le precipitazioni in Italia	»	18
2.2. Scelta del tempo di ritorno (T_p).....	»	19
2.3. Metodo del tempo di corrivazione	»	20
2.4. Coefficiente di deflusso.....	»	24
2.4.1. Il coefficiente di deflusso nel calcolo automatico	»	26
2.5. Il calcolo della portata	»	27
2.5.1. Determinazione del tempo di corrivazione (t_c)	»	28
2.6. Ottimizzazione delle pendenze	»	35
2.6.1. Pendenze e trasporto solido.....	»	41
2.6.1.1. Ottimizzazione delle pendenze in relazione al trasporto solido e pendenze minime	»	41
2.6.1.2. Esempio di ottimizzazione delle pendenze	»	44
2.6.1.3. Pendenze massime.....	»	47
2.7. Metodo dell'invaso	»	47
2.8. Metodo del supino	»	51
2.8.1. Stima degli invasi specifici (W).....	»	54
2.8.2. Confronto tra i sistemi di calcolo.....	»	55
2.9. Acque meteoriche – pozzi perdenti	»	56
2.10. Dimensionamento e verifica di una fognatura	»	58

3. La portata di tempo secco

3.1. Previsione demografica.....	»	61
3.1.1. Aree da servire	»	62
3.2. Contributo unitario in fognatura	»	62
3.2.1. Consumi domestici in dettaglio.....	»	63
3.3. Apporti industriali e varie	»	64
3.3.1. Attività varie.....	»	64
3.4. Infiltrazione.....	»	65
3.4.1. Distribuzione della portata nelle 24 ore	»	66
3.5. Il progetto della rete delle acque di rifiuto.....	»	67
3.5.1. Portata di calcolo nel sistema misto	»	68
3.5.2. Portata di calcolo nel sistema separato.....	»	68
3.6. Parametri dell'inquinamento	»	69
3.7. Insufficienza delle reti esistenti	»	71
3.8. I consumi idrici in Italia.....	»	72
3.9. Il concetto di popolazione equivalente	»	73

4. Idraulica delle tubazioni

4.1. Il calcolo della portata delle tubazioni.....	»	75
4.2. Calcoli relativi al riempimento parziale in tubazioni circolari	»	81
4.3. Calcoli relativi al riempimento parziale in canali ovoidali.....	»	84
4.4. Riduzioni di diametro	»	87
4.4.1. Convenienza idraulica nell'uso di canali ovoidali anziché circolari	»	88

5. Le tubazioni delle fognature

5.1. Cenni introduttivi.....	»	91
5.1.1. Normalizzazione delle tubazioni a sezione circolare	»	91
5.1.2. Le tubazioni per fognature (e acquedotti).....	»	93
5.1.3. Curve delle tubazioni	»	96
5.1.4. Tubazioni per le fognature	»	96
5.1.4.1. Scelta del materiale	»	96
5.1.5. Norme UNI EN per tubi	»	97
5.1.5.1. Norme di riferimento.....	»	97
5.1.5.2. Tubazioni per ripristini e riparazioni.....	»	98
5.2. Tubi in calcestruzzo e cemento armato.....	»	98
5.2.1. Tubi non armati	»	100
5.2.2. Tubi armati	»	101
5.2.3. Tubi armati con camicia di lamiera.....	»	101
5.2.4. Tubi precompressi	»	102
5.2.5. Tubi precompressi con camicia di lamiera.....	»	103
5.2.6. Caratteristiche delle tubazioni in calcestruzzo.....	»	104
5.2.6.1. La resistenza allo schiacciamento	»	104
5.2.6.2. L'impermeabilità della parete.....	»	105

5.2.6.3.	La resistenza alla pressione idraulica interna.....	»	105
5.2.6.4.	La scabrezza della superficie interna.....	»	105
5.2.7.	Metodi e macchinari di fabbricazione.....	»	106
5.2.7.1.	La formatura in cassaforma vibrante.....	»	107
5.2.7.2.	La formatura per vibrocompressione.....	»	108
5.2.7.3.	La formatura per centrifugazione.....	»	110
5.2.7.4.	La formatura per compressione radiale.....	»	111
5.2.7.5.	Altri sistemi di produzione.....	»	112
5.2.7.6.	Conclusione.....	»	113
5.2.8.	La produzione in Italia.....	»	113
5.2.9.	Canali ovoidali.....	»	115
5.2.10.	Unione dei tubi di calcestruzzo.....	»	117
5.2.11.	Rivestimento del fondello.....	»	118
5.3.	Sezioni non circolari per canali di fognatura.....	»	119
5.3.1.	Collettori massimi.....	»	121
5.3.2.	Collettori emissari.....	»	124
5.3.3.	Tubi in cemento precompresso.....	»	125
5.3.4.	Canali a cielo aperto.....	»	126
5.4.	Tubi in fibrocemento.....	»	126
5.4.1.	Norme di riferimento.....	»	126
5.4.2.	Caratteristiche generali.....	»	126
5.5.	Tubazioni in gres (ceramico).....	»	131
5.5.1.	Norme di riferimento.....	»	131
5.5.2.	Caratteristiche generali.....	»	131
5.6.	Le materie plastiche.....	»	143
5.6.1.	Cenni storici.....	»	143
5.6.2.	Generalità.....	»	144
5.7.	Tubazioni di materia plastica – polivinilcloruro (PVC-U).....	»	145
5.7.1.	Norme di riferimento.....	»	145
5.7.2.	Generalità.....	»	146
5.7.3.	Caratteristiche generali.....	»	147
5.7.4.	Caratteristiche tecniche.....	»	147
5.7.5.	Tubazioni commerciali in PVC.....	»	157
5.7.6.	Posa in opera delle tubazioni in PVC.....	»	159
5.7.7.	Allacciamenti.....	»	167
5.7.8.	Raccordi con tubazioni di materiali diversi.....	»	169
5.7.8.1.	Attacco con bicchiere in gres.....	»	169
5.8.	Tubazioni di materia plastica – polietilene (PE).....	»	174
5.8.1.	Norme di riferimento.....	»	174
5.8.2.	Condotte in polietilene ad alta densità (HDPE).....	»	175
5.8.2.1.	Generalità.....	»	175
5.8.2.2.	Proprietà della materia prima – alta densità – tubi per fognatura.....	»	175
5.8.2.2.1.	Comportamento nei confronti di roditori.....	»	176
5.8.2.2.2.	Stabilità alle radiazioni.....	»	176

	5.8.2.2.3. Stabilità agli agenti atmosferici.....	» 177
	5.8.2.2.4. Comportamento alla fiamma	» 177
	5.8.2.2.5. Resistenza all'abrasione	» 177
	5.8.2.2.6. Dilatazione termica.....	» 177
	5.8.2.3. Produzione dei tubi in HDPE.....	» 178
	5.8.2.4. Giunzione dei tubi	» 180
	5.8.2.4.1. Saldatura a manicotto elettrosaldabile.....	» 180
	5.8.2.4.2. Saldatura per polifusione testa a testa	» 181
	5.8.2.4.3. Attacco ai pozzetti	» 188
	5.8.2.5. Tendenze nella produzione dei tubi in HDPE.....	» 190
	5.8.2.6. Tubi in HDPE a parete strutturata di tipo corrugato	» 191
	5.8.3. Tubi in ldp (low density polyethylene) – tubazioni in polietilene a bassa densità.....	» 197
5.9.	Tubazioni di materia plastica – polipropilene (PP).....	» 198
	5.9.1. Norme di riferimento.....	» 198
	5.9.2. Caratteristiche generali.....	» 198
	5.9.3. Modalità di posa in opera.....	» 203
5.10.	Tubazioni in vetroresina (PRFV: resina poliestere rinforzata con fibre di vetro) – resina poliestere.....	» 204
	5.10.1. Norme di riferimento.....	» 204
	5.10.2. Caratteristiche generali.....	» 204
5.11.	Tubazioni di ghisa.....	» 212
	5.11.1. Norme di riferimento.....	» 212
	5.11.2. Proprietà meccaniche della ghisa	» 212
	5.11.3. Tubazioni in ghisa all'interno degli edifici	» 214
5.12.	Tubi in acciaio	» 217
	5.12.1. Produzione dei tubi di acciaio	» 217
	5.12.2. Considerazioni conclusive	» 222
	5.12.3. Rivestimenti delle condotte in acciaio	» 226
5.13.	Tubazioni di drenaggio	» 226
	5.13.1. Cenni storici	» 226
	5.13.2. Drenaggio.....	» 227
	5.13.3. Tubi di drenaggio lisci in HDPE.....	» 227
	5.13.4. Tubi di drenaggio in PVC	» 228
	5.13.5. Tubi di drenaggio in HDPE e PP corrugati.....	» 229
	5.13.6. Tubi di drenaggio in cemento.....	» 230
5.14.	Scelte, sotto il profilo economico, nelle condotte di fognatura	» 232
	5.14.1. Osservazione finale	» 233

6. I manufatti delle fognature

6.1.	Pozzetti	» 237
	6.1.1. Pozzetti d'ispezione ed elementi complementari.....	» 237
	6.1.1.1. Norme di riferimento.....	» 237
	6.1.1.2. Caratteristiche generali.....	» 238

6.2.	Pozzetti d'ispezione di fognature domestiche	» 238
6.3.	Pozzetti d'ispezione per canalizzazioni stradali	» 241
6.3.1.	Pozzetti di ispezione su piccoli diametri.....	» 243
6.3.2.	Pozzetti con canali curvi	» 248
6.3.3.	Esecuzione dei pozzetti prefabbricati a piccolo diametro.....	» 251
6.3.4.	Pozzetti capofonte e ispezioni non accessibili	» 252
6.3.5.	Pozzetti di ispezioni sicuri dalle infiltrazioni.....	» 253
6.3.6.	Pozzetti di ispezione in collettori a grande diametro	» 256
6.3.7.	Pozzetti di discesa a collettori massimi profondi.....	» 259
6.4.	Pozzetti speciali	» 259
6.4.1.	Pozzetti con salto.....	» 259
6.4.2.	Pozzetti su canalizzazioni separate	» 264
6.4.3.	Pozzetti intercettori	» 266
6.4.4.	Pozzetti antifiamma.....	» 266
6.4.5.	Pozzetti di trattenuta grassi	» 267
6.5.	Confluenze – progetto di raccordi tra collettori.....	» 270
6.5.1.	Progetto di raccordi col metodo di bilanciamento dei flussi.....	» 275
6.6.	Camerette.....	» 277
6.6.1.	Dimensionamento ed esecuzione delle camerette.....	» 277
6.6.2.	Interferenze con altri servizi in sottosuolo.....	» 280
6.6.3.	Impermeabilità delle camerette	» 280
6.7.	Gradini e scale di discesa nelle fognature.....	» 282
6.8.	Chiusini stradali	» 287
6.8.1.	Carichi di esercizio.....	» 288
6.8.2.	Carico di prova.....	» 289
6.8.3.	Marcatura	» 290
6.8.4.	Descrizione dei tipi più comuni	» 291
6.8.5.	Materiale di chiusini e telai (e caditoie).....	» 296
6.8.6.	Cenni sulla ghisa abitualmente usata per i chiusini	» 296
6.8.7.	Apertura dei chiusini	» 298
6.8.8.	Chiusini stradali speciali	» 300
6.8.9.	Chiusini idrici.....	» 300
6.8.10.	Tendenze recenti nella produzione di chiusini.....	» 301
6.8.11.	Chiusini rialzabili.....	» 302
6.8.12.	Chiusini per arredo urbano.....	» 303
6.8.13.	Difetti più comuni nei chiusini.....	» 304
6.8.14.	Chiusini per interni.....	» 305
6.8.15.	Chiusini di produzione nazionale corrente.....	» 305
6.9.	Caditoie stradali	» 308
6.9.1.	Generalità	» 308
6.9.2.	Dimensionamento – densità delle caditoie.....	» 308
6.9.3.	Chiusura idraulica	» 312
6.9.4.	Pozzetto per detriti	» 314
6.9.5.	Bocche di immissione	» 316
6.9.6.	Tipi di caditoie	» 319

6.9.7.	Tipi particolari di caditoia.....	»	320
6.9.8.	Posizionamento	»	323
6.9.9.	Sifonatura di caditoie esistenti	»	324
6.9.10.	Gli allacciamenti delle caditoie.....	»	325
6.9.11.	Caditoie e canalette per autostrade.....	»	326
6.9.12.	Canalette trasversali	»	327
6.9.13.	Caditoie a bocca di lupo – riduzione della bocca.....	»	327
6.9.14.	Caditoie con pozzi perdenti.....	»	329
6.9.15.	Manufatti di produzione corrente.....	»	329
6.10.	Gli allacciamenti	»	331
6.10.1.	Osservazione	»	342
6.11.	Scaricatori di piena	»	342
6.11.1.	Acque di prima pioggia.....	»	342
6.11.2.	Inquinamento prodotto dalle acque di ruscellamento	»	343
6.11.3.	Prevenzione	»	344
6.11.4.	Scaricatori	»	344
6.11.5.	Dimensionamento idraulico degli scaricatori.....	»	349
6.11.6.	Portata smaltibile dagli scaricatori	»	351
6.11.7.	Tipi di stramazzi in uso negli scaricatori	»	356
6.11.7.1.	Alcune regole di esecuzione pratica.....	»	361
6.11.8.	Scaricatori a caduta di fondo.....	»	362
6.12.	Vasche a pioggia	»	365
6.12.1.	Sistemi recenti.....	»	368
6.12.2.	Dimensionamento delle vasche a pioggia.....	»	371
6.12.3.	Vasche di laminazione.....	»	372

7. Il problema dei solfati

7.1.	I solfati nelle fognature.....	»	375
7.1.1.	Produzione dei solfati.....	»	380

8. Il progetto della rete

8.1.	Progetto preliminare	»	383
8.2.	Progetto esecutivo.....	»	385

9. Sollevamenti

9.1.	Generalità.....	»	391
9.2.	Sistemi a una o più pompe.....	»	393
9.2.1.	Soluzioni grafiche.....	»	394
9.2.2.	Perdite di carico localizzate	»	398
9.2.3.	Perdite di carico nel valvolame	»	401
9.2.4.	Sistemi a più pompe	»	401
9.2.4.1.	Pompe uguali in parallelo.....	»	401

9.2.4.2.	Pompe uguali in serie	» 403
9.2.4.3.	Pompe diverse collegate assieme in parallelo	» 404
9.2.4.4.	Pompe inserite su una stessa linea.....	» 405
9.2.4.5.	Pompe su condotte poste in parallelo	» 407
9.2.5.	Condotta alimentata da un serbatoio e da una pompa.....	» 408
9.2.6.	Condotte con correnti in depressione	» 410
9.3.	Dimensionamento delle tubazioni di mandata.....	» 412
9.4.	Volume minimo di una vasca di sollevamento	» 414
9.5.	Colpo d'ariete	» 417
9.6.	Pompe centrifughe	» 420
9.6.1.	Giranti	» 421
9.7.	Calcolo dei consumi	» 423
9.8.	Sfiati.....	» 424
9.9.	Potenza e rendimento di una pompa.....	» 426
9.10.	Pompe intubate (propeller)	» 428
9.11.	Pompe a secco.....	» 432
9.11.1.	Altezza d'aspirazione	» 432
9.12.	Interruttori di livello	» 434
9.13.	Principi per la progettazione del pozzo	» 438
9.13.1.	Prove su modello.....	» 440
9.13.2.	Progettazione standard di base	» 440
9.13.3.	Pozzo a entrata frontale.....	» 442
9.13.4.	Pozzo a entrata laterale.....	» 442
9.13.5.	Configurazioni alternative.....	» 443
9.13.6.	Esecuzione pratica dei sollevamenti	» 443
9.13.7.	Stazioni di sollevamento di medie dimensioni.....	» 446
9.13.8.	Stazioni di sollevamento di grandi dimensioni	» 448
9.13.9.	Funzionamento difettoso.....	» 448
9.14.	Coclea	» 451
9.14.1.	Aspetti costruttivi	» 453
9.14.2.	Prevalenza	» 453
9.14.3.	Posa in opera	» 455
9.14.4.	Coclee e pompe centrifughe: vantaggi e svantaggi.....	» 456
9.15.	Idroestrattori (eiettore ad aria compressa – AIR LIFT).....	» 457
10. Sistemi controrigurgito, valvole, paratoie, prese, sfiati		
10.1.	Paratoie	» 459
10.2.	Valvole controrigurgito	» 460
10.3.	Valvole regolatrici di flusso	» 463
10.4.	Paratoie anti allagamento.....	» 465
10.5.	Prese di acque superficiali	» 465
10.6.	Flange, valvole, clapet, giunti di dilatazione, sfiati per impianti in pressione	» 466
10.6.1.	Flange.....	» 466

13.1.2. Condotte in terreni molto scoscesi	» 512
13.2. Scavi e rinterrì.....	» 514
13.2.1. Definizione degli scavi.....	» 514
13.2.2. Verifica della spinta del terreno sulle pareti delle trincee	» 522
13.2.3. Armatura degli scavi con centine speciali.....	» 524
13.2.3.1. Centinatura con piastre e puntone idraulico	» 525
13.2.3.2. Sistema a puntelli scorrevoli	» 525
13.2.3.3. Sistema a casseri autoaffondanti	» 526
13.2.4. Palancole	» 527
13.2.5. Scavo.....	» 529
13.2.6. Scavo di materiali sciolti con escavatore a risucchio.....	» 530
13.3. Trincee in terreni inconsistenti	» 532
13.3.1. Stabilità di scavi armati.....	» 532
13.4. Aggottamenti e drenaggi.....	» 538
13.4.1. Presenza d'acqua negli scavi.....	» 540
13.4.2. La tecnologia well-point	» 543
13.4.3. Prove tecniche in falda	» 544
13.4.3.1. Profondità di infissione.....	» 545
13.5. Assemblaggio e movimentazione delle tubazioni	» 546
13.5.1. Movimentazione.....	» 548
13.5.2. Allineamento delle tubazioni	» 549
13.6. Prove di tenuta – water test, air test.....	» 551
13.6.1. Prova di tenuta a pressione d'acqua (<i>water test</i>).....	» 551
13.6.2. Prova di tenuta a pressione d'aria (<i>air test</i>)	» 552
13.6.3. Altri test.....	» 554
13.7. Rinterrì.....	» 554
13.7.1. Attrezzature per il costipamento	» 555
13.8. Ripristini stradali	» 556
13.9. Materiali lapidei per i rinterrì – cenni per il rinterro, sottofondi, drenaggi ecc.	» 558
13.9.1. Frantoi a mascelle	» 558
13.9.2. Frantoi a cilindri multipli	» 558
13.9.3. Frantoi a cilindri e mascelle	» 559
13.9.4. Mulini.....	» 560
13.9.5. Vagli e stacci	» 561
13.9.6. Lavorazione del materiale di cava estratto.....	» 562
13.9.7. Materiale idoneo per i rinterrì	» 562
13.10. Metodi particolari di costruzione.....	» 564
13.10.1. Generalità	» 564
13.10.2. Il no-dig.....	» 564
13.10.3. Directional drilling.....	» 566
13.10.4. Relining.....	» 567
13.10.5. Pipe bursting.....	» 568
13.10.5.1. Pipe bursting a trazione semplice.....	» 568
13.10.5.2. Pipe bursting a percussione.....	» 569

13.10.5.3. Pipe bursting con espansori ad apertura variabile.....	»	569
13.10.6. Pipe splitting.....	»	570
13.10.7. Pipe reaming.....	»	570
13.10.8. Microtunneling e spingitubo	»	570
13.10.8.1. Microtunneling.....	»	573
13.10.8.2. Spingitubo (pipe jacking).....	»	576
13.11. I cementi armati nelle opere di fognatura	»	578
13.11.1. Generalità	»	578
13.11.2. Carichi	»	579
13.11.3. Strutture e riprese dei getti	»	579
13.11.4. Limitazioni alla fessurazione	»	579
13.11.5. Cedimenti	»	580
13.11.6. Terreno aggressivo	»	581
13.11.7. Impermeabilità del calcestruzzo.....	»	581
13.11.8. Copriferro.....	»	581
13.11.9. Calcolo agli stati limite	»	581
13.11.10. Calcolo con il metodo delle tensioni ammissibili.....	»	581
13.11.11. Requisiti dei calcestruzzi	»	582
13.11.12. Collaudo idraulico e statico delle vasche.....	»	582
13.11.13. Armature del calcestruzzo.....	»	582
13.11.14. Reti elettrosaldate	»	583
13.11.15. Disegni esecutivi.....	»	583
13.11.16. Piegatura e taglio	»	583
13.11.17. Posa in opera delle barre o delle reti.....	»	583
13.11.18. Cementi armati nelle camerette e nelle vasche.....	»	583
13.12. Le vasche circolari.....	»	586
13.13. Temperature in sottosuolo.....	»	592
13.13.1. Temperature nelle fognature	»	593

14. Manutenzione delle fognature

14.1. Scopi e finalità	»	595
14.2. Servizio manutenzione.....	»	597
14.2.1. Personale e risorse.....	»	597
14.2.2. Attrezzature specifiche – canne flessibili e canal-jet.....	»	598
14.2.3. Apparecchiature per la chiusura di canali	»	599
14.2.4. Apparecchiature per la rimozione di radici.....	»	600
14.2.5. Disservizi e guasti	»	600
14.2.6. Attrezzature individuali e collettive.....	»	601
14.2.7. Servizio pulizia caditoie	»	604
14.3. Organizzazione del servizio fognature (per città con più di 1.000.000 abitanti).....	»	604
14.4. Attrezzature particolari	»	607
14.4.1. Scudo.....	»	607
14.4.2. Telecamere e altre tecniche d'indagine	»	608

14.5. Direzione e programmazione di un servizio fognature.....	» 609
14.6. Tecniche particolari di ripristino delle tubazioni.....	» 611
14.6.1. Ripristino dell'impermeabilizzazione delle tubazioni con calza e guaina in HDPE.....	» 611
14.6.2. Sistema dei fogli a bolle in HDPE.....	» 611
14.6.3. Materiali utilizzati.....	» 613
14.6.3.1. Guaina.....	» 613
14.6.3.2. Resina.....	» 613
14.6.4. Conclusioni.....	» 614
15. Comportamento a trave delle tubazioni	
15.1. Le tubazioni viste come travi – generalità.....	» 615
15.2. Raggio di curvatura minimo.....	» 616
15.3. Distanza tra gli appoggi.....	» 617
15.4. Condotta sollevata a un estremo.....	» 618
15.5. Condotta sollevata al centro.....	» 620
15.6. Condotta semiappoggiata in trincea.....	» 621
16. Stabilità delle condotte interrate	
16.1. Generalità.....	» 625
16.2. Tubazioni rigide ed elastiche.....	» 626
16.3. Calcolo statico – trattazione semplificata.....	» 628
16.3.1. Condotte in trincea.....	» 628
16.3.2. Condotte sotto rilevato.....	» 630
16.3.3. Carichi mobili e accidentali.....	» 633
16.3.4. Costipamento.....	» 635
16.3.5. Terreni cedevoli.....	» 635
16.3.6. Sollecitazioni nei tubi rigidi interrati.....	» 635
16.4. Resistenza delle condotte elastiche.....	» 636
16.4.1. Sviluppi della formula di Spangler.....	» 641
16.5. Condotte elastiche – teoria di Martson.....	» 643
16.5.1. Carichi mobili (q_m).....	» 656
16.6. Condotte rigide.....	» 659
16.7. Statica dei tubi rigidi.....	» 661
16.7.1. Espressioni risolutive espote in sintesi.....	» 662
16.7.1.1. Peso proprio del tubo.....	» 662
16.7.1.2. Carico laterale – uniforme.....	» 665
16.7.1.3. Spinta attiva del terreno.....	» 666
16.7.1.4. Selle di appoggio.....	» 667
16.7.1.5. Carico di prova per tubi in calcestruzzo.....	» 670
16.7.2. Tabelle per il calcolo rapido di momento e sforzo normale massimi.....	» 671
16.8. Effetti di un sisma sulle condotte interrate.....	» 683

17. I servizi pubblici in sottosuolo

17.1. Necessità di un coordinamento.....	»	689
17.2. Attività di coordinamento.....	»	690
17.3. Membri della commissione di coordinamento	»	690
17.4. Funzionamento della commissione	»	691
17.5. Limiti della commissione	»	691
17.6. Regolamentazione.....	»	691
17.6.1. Gallerie tecniche.....	»	692
17.7. Pianificazione dei servizi in sottosuolo.....	»	694

18. Sicurezza nel lavoro nelle fognature e negli impianti di depurazione

18.1. Ferite.....	»	698
18.2. Leptosirosi	»	699
18.3. Tifo.....	»	700
18.4. Tetano.....	»	701
18.5. Mancanza o insufficienza di ossigeno – presenza di gas tossici o nocivi ..	»	703
18.5.1. Vapori e gas tossici.....	»	703
18.5.2. Vapori di metalli organici e inorganici.....	»	704
18.5.3. Gas esplosivi	»	705
18.5.4. Gas di fognatura	»	705
18.5.5. Gas da digestione	»	706
18.5.6. Altri gas riscontrabili anche se per cause accidentali in fognatura	»	706
18.5.7. Rilevatori di gas tossici e deficienza di ossigeno.....	»	706
18.5.7.1. Apparecchiature di controllo dei gas.....	»	707
18.6. Presenza di ratti.....	»	710
18.7. Annegamento.....	»	711
18.8. Materiali radioattivi	»	712
18.9. Caratteristiche igieniche dei locali e precauzioni di ordine igienico-sanitario.....	»	712
18.10. Sicurezza nelle attività di scavo per fognature	»	713

19. Impianti di depurazione – ubicazione

19.1. Cenni sugli obiettivi e sui metodi di trattamento.....	»	717
19.1.1. Cenni storici	»	717
19.1.2. Classificazione dei trattamenti	»	717
19.1.3. Linea acque	»	719
19.2. Localizzazione degli impianti.....	»	721
19.2.1. Criteri di scelta	»	721
19.2.2. Conclusioni	»	724
19.3. Area da destinarsi a un impianto di depurazione.....	»	724
19.4. Costi degli impianti di depurazione – costi di gestione.....	»	726
19.4.1. Ripartizione dei costi	»	727
19.4.2. Costi di gestione di un impianto.....	»	728

20. Chimica nella tecnica delle fognature e degli impianti di trattamento

20.1. Composti organici e inorganici.....	» 729
20.2. Trattamento aerobico	» 729
20.3. Prodotti finali (chimici).....	» 730
20.4. Processo di ossidazione	» 730
20.5. Richiesta di ossigeno	» 731
20.6. Misura della quantità di sostanza organica presente nel liquame.....	» 732
20.6.1. BOD e BOD ₅	» 732
20.6.2. COD	» 733
20.6.3. Il valore al permanganato.....	» 733
20.6.4. TOC.....	» 733
20.7. Il ciclo dell'azoto e gli effluenti nitrificati	» 734
20.8. pH	» 736
20.9. Detergenti sintetici.....	» 736
20.10. Metalli tossici.....	» 736
20.11. Parametri tipici di controllo di un impianto di trattamento	» 737
20.12. Trattamento dei fanghi.....	» 738

Appendici

Glossario e definizioni	» 741
Trenchless technology – Glossario dei termini inglesi	» 747
Uso delle tabelle allegate	» 750
Normativa	» 779
Bibliografia	» 781

PREMESSA

I cambiamenti e le novità nella costruzione delle fognature, intese in senso moderno (tecnica iniziata all'incirca nel 1870, con la costruzione della fognatura di Amburgo), non sono mai stati repentini e mai enfatizzati dal mondo tecnico-scientifico. Pur tuttavia anche questa come qualunque altra disciplina è in continua evoluzione. Si è cercato in questa sede di dare, oltre ai concetti di base, un aggiornamento dei nuovi materiali, dei criteri di dimensionamento, delle nuove tecniche di esecuzione e degli standard che via via la normativa europea introduce.

Questo libro si propone di fornire tanto ai progettisti di maggior esperienza quanto a chi è agli inizi della professione tutti gli elementi teorico-pratici che sono impiegati nella moderna tecnica delle fognature. La teoria è ridotta all'essenziale, ma è stata costante preoccupazione degli autori non dare nulla per scontato nella conoscenza e nell'illustrazione degli argomenti specifici trattati, premiando comunque sempre la semplicità teorica di trattazione. L'illustrazione di manufatti e impianti è affidata a circa 630 figure o disegni, di percezione sicuramente più immediata. I disegni del testo, su supporto magnetico (Autocad o Microstation), che accompagnano il manuale possono divenire, con pochi adattamenti alla situazione locale, degli elaborati esecutivi come definiti dalla L. 109/94. Sostanzialmente il manuale raccoglie quasi quaranta anni d'esperienza operativa nel settore delle fognature e riporta le soluzioni che si sono rivelate migliori, in molti dei casi, nel risolvere i problemi tecnici che s'incontrano nell'attività professionale d'ogni giorno. Soluzioni e tecniche costruttive che spesso sono trascurate da altri autori, maggiormente rivolti agli aspetti teorici del problema. Inoltre, il volume fornisce un'indicazione sulle più recenti tecniche costruttive definite modernamente come *no-dig*, quali il microtunneling, lo spingitubo ecc.

Illustra infine, per tutti i tipi di manufatti di uso corrente nelle fognature, le caratteristiche salienti, geometriche e dei materiali, nella produzione standard europea o italiana, consentendo così di riunire in un unico manuale tutti quei dati che correntemente si usano nella progettazione, ma che debbono essere spesso ricercati in fonti diverse.

Purtroppo per i tecnici di questa materia, la fognatura non è percepita dai cittadini al pari di altre opere pubbliche. Il lavoro del tecnico della fognatura rimane per lo più oscuro. Eppure le fognature, oltre ad essere opere estremamente costose, sono fondamentali nella vita di ogni giorno e nella salvaguardia dell'ambiente. Senza fognature non avrebbero senso, ad esempio, gli impianti di depurazione. I cittadini si accorgono

XX

| Le pubbliche fognature

dell'esistenza di queste opere solo quando c'è qualche disservizio che li coinvolge o che coinvolge l'ambiente. Se avremo fatto bene il nostro mestiere, saremo dunque destinati a rimanere nell'ombra. Rimarrà sempre la soddisfazione di aver fatto un buon lavoro.

INTRODUZIONE

Le fognature, intese come strumento di risanamento igienico degli edifici, non sono certo di datazione recente. Sino al 400 a.C. non si ha traccia nella storia di canalizzazioni di fognatura sebbene vi fosse già stato un grande sviluppo nella tecnica delle abitazioni e nell'idraulica in particolare. Il pozzo di S. Giuseppe al Cairo è databile al XVII secolo a.C.: fu scavato per 300 piedi nella roccia (il piede romano era di 29,5 cm). Grande sviluppo ebbe la tecnica di trasporto idrico con vere e proprie condotte laddove non era possibile la realizzazione di canali a cielo aperto. I Fenici hanno lasciato tracce di un importante sistema di acquedotti in Siria e sull'isola di Cipro. Gerusalemme era approvvigionata già circa 1000 anni a.C. da un sistema simile a quello dei Fenici (realizzato sotto i re di Giuda) che collegava la cosiddetta piscina di Salomone alla città. La condotta inferiore era lunga circa 20 miglia ed è ancora integra e visibile nella valle di Hinnom. I primi bagni pubblici della storia di cui ci sia giunta notizia risalgono al 3000 a.C. e i loro resti sono stati rinvenuti sull'Indo a Mohenjo-Daro. Il primo degli acquedotti romani risale al 312 a.C. e s'ispirava sicuramente a modelli visti altrove. Al tempo dell'impero ben 9 acquedotti rifornivano Roma con una quantità d'acqua pro capite non inferiore a quella disponibile oggi in

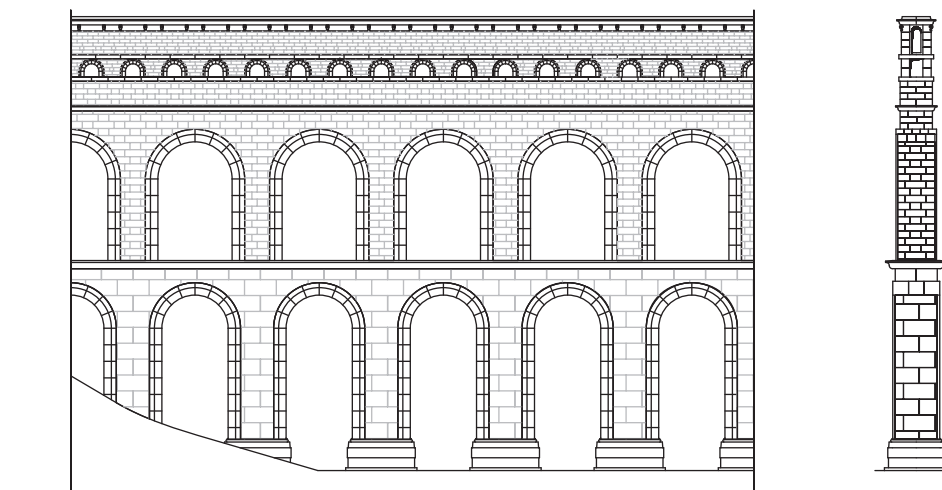


Figura 1. Acquedotto romano

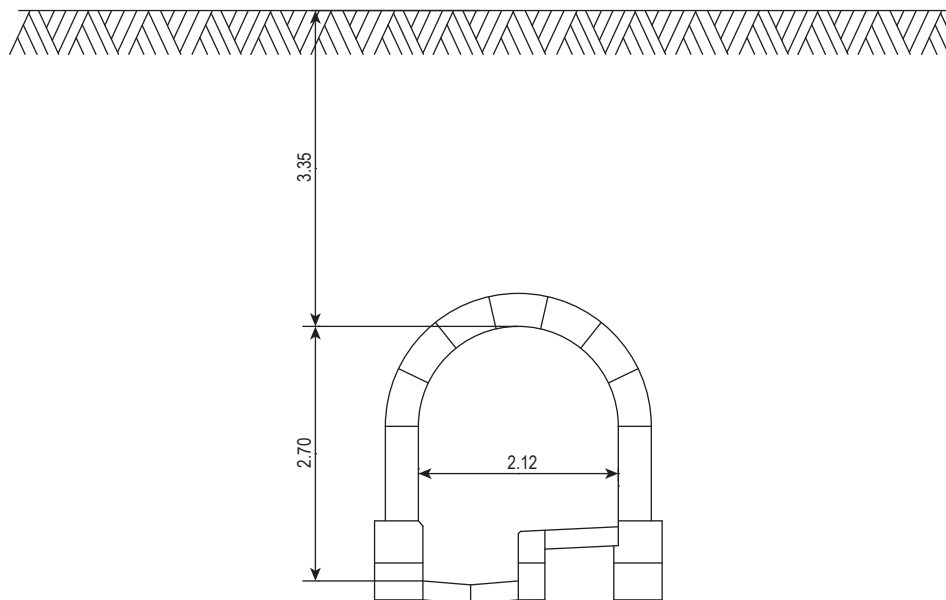


Figura 2. Cloaca massima

molte parti del mondo civile. Vitruvio nell'ottavo libro sulle costruzioni (ne scrisse dieci) tratta dell'approvvigionamento e della distribuzione dell'acqua, illustrando tra l'altro, la tecnica delle tubazioni in piombo e in terracotta.

Gli acquedotti romani erano a gravità e consistevano in una canaletta in calcestruzzo sostenuto da solide arcate in muratura. I canali erano coperti affinché le acque ruscellanti non fossero contaminate da polvere, foglie secche ecc. La pendenza degli acquedotti romani sembra determinata più da ragioni topografiche che idrauliche e varia da 1:250 a 1:2000 (dal 4 al 0,5‰); per aumentare la portata sembra che i Romani semplicemente aumentassero la sezione, anche se alcuni scritti di Frontino fanno ritenere che collegassero portata a velocità di flusso alla pendenza. La prima fognatura romana trova realizzazione con la "cloaca massima" che oggi si potrebbe definire una "fognatura mista".

È il più grande dei collettori romani ancora funzionante. Fu costruita alla fine del VI secolo a.C. al tempo degli ultimi re di Roma, Tarquinio Prisco e Tarquinio il Superbo, usufruendo dell'esperienza sviluppata dall'ingegneria etrusca. Fu una delle prime grandi opere al mondo di urbanizzazione. Dalla Suburra attraversava il Foro, il Velabro e il Foro Boario e scaricava nel Tevere, dopo circa 600 m di percorso. Originariamente il condotto era a cielo aperto, solo in un secondo tempo (II-I secolo a.C.) fu realizzata la volta in conci di tufo litoide. Era costituita da un arco a tutto sesto, alto 2,7 m e largo al "capofonte" 2,12 m che si allargava progressivamente sino a 3,30 m × 4,50 m allo sbocco. Era transitabile con i carri. Tuttora è visibile in alcuni punti. Il canale in pietra Gabina oggi esistente è per lo più una ricostruzione di Agrippa (figura 2).

Trascurando il Medio Evo, che sicuramente non diede grande impulso scientifico alle fognature si giunge all'era moderna. Il primo WC della storia, inteso in senso moderno, dotato di sciacquone e di scarico fu costruito in Inghilterra nel 1825. Bisogna dire per altro che già il re di Francia Luigi XIV disponeva a Versailles di WC con risciacquo ad acqua, la quale era portata negli sciacquoni dalla servitù.

È evidente poi che la tecnica delle fognature dovette necessariamente seguire quella degli acquedotti. Il primo acquedotto inteso in senso moderno fu costruito ad Amburgo nel 1848. In realtà questo non aveva lo scopo di fornire acqua agli edifici ma fu costruito solo in funzione antincendio. Si giunse a quest'opera dopo il disastroso incendio del 1842. L'acqua, raccolta dal fiume Elba, era avviata direttamente alle tubazioni (senza trattamento alcuno). La sua presenza fece sì che la popolazione iniziò a servirsene a scopo potabile. Fu Robert Koch che individuò la causa dell'epidemia di colera del 1892 (17.000 vittime) nelle acque inquinate dell'Elba.

La prima fognatura fu realizzata ancora ad Amburgo nel 1870 e la si potrebbe definire di tipo misto. Il dimensionamento delle tubazioni si era ottenuto, senza calcoli probabilistici sulle piogge, semplicemente in base a un coefficiente udometrico predeterminato, dettato dall'esperienza. Le fognature delle maggiori città europee furono dimensionate con coefficiente oscillanti dai 125 ai 150 l/s/ha, valori sostanzialmente ancora attuali. La sola fognatura di Budapest fu calcolata con un valore decisamente inferiore (75 l/s/ha) e fu un clamoroso insuccesso. Oggi i problemi della raccolta e del trasporto delle acque, sia di approvvigionamento sia di rifiuto e meteoriche, sono ben conosciuti agli ingegneri che usano una tecnica altrettanto ben collaudata, che si è appunto cercato di illustrare in questo libro.

Sorgono comunque sempre nuovi problemi in genere legati alla scarsità d'acqua. Si è giunti nei casi estremi (Windhoek – Africa del SW) a un ciclo dell'acqua a circuito chiuso: mancando un ricettore e con approvvigionamento idrico insufficiente l'acqua trattata prima biologicamente, poi su filtri a sabbia e infine disinfettata viene reimpressa nell'acquedotto.

Il calcolo della portata delle tubazioni

Sino alla metà del 1700 ogni sforzo degli studiosi di idraulica per capire il principio di resistenza nel moto uniforme in un canale a pelo libero fu viziato per un'applicazione impropria del principio di Torricelli sull'efflusso. Non si può non menzionare Giovanni Poleni, veneziano (1685-1761) la cui formula per il calcolo degli stramazzi è ancora in uso. Vari studiosi a partire da quella data si avvicinarono alle leggi del moto, si ricorda tra questi un ingegnere tedesco, Albert Brahms, che nel 1757 scrisse "che l'azione di decelerazione esercitata dal fondo su una corrente in moto era non solo uguale all'accelerazione di gravità ma anche proporzionale al quadrato della velocità uniforme" (Rouse, Ince). Il merito di aver trovato la prima, ma anche la più durevole, formula di calcolo della resistenza al moto nei fluidi è attribuito all'ingegnere francese Antoine Chezy. Il suo contributo all'idraulica fu però misconosciuto ben ol-

tre la sua morte (1798). Gli studi di Chezy iniziarono nel 1768 quando fu incaricato di studiare il nuovo approvvigionamento idrico di Parigi. Non avendo egli trovato nulla nella letteratura scientifica del tempo sulla portata dei canali cercò di approfondire autonomamente l'argomento. Senza riportare qui la formula da lui scritta, intuì che la portata in un canale era legata:

- all'inclinazione del canale;
- all'area della sezione corrente;
- alla sua velocità;
- alla parte del perimetro che tocca le pareti del canale.

Gli studi di Chezy non furono inizialmente presi in considerazione anche perché sommersi dall'onda rivoluzionaria. Solo agli inizi del 1800 furono ripresi e pubblicati.

Altro studioso di idraulica cui si deve una formulazione accurata della portata delle tubazioni fu ancora una volta un francese: Darcy (1803-1858). Anche lui si occupò di approvvigionamento idrico e i suoi studi furono pubblicati solo un anno prima della sua morte. Intuì per primo l'esistenza dello strato limite e della scabrezza. Continuatore dell'opera di Darcy fu un suo allievo, Bazin, il quale, oltre che relazioni di portata, come noto, dette alcune formule sugli stramazzi ancora in uso.

Una linea di sviluppo completamente diversa fu seguita nel 1868 da Gauckler, ingegnere francese. Egli propose in realtà due formule di calcolo per la portata dei tubi

$$v = k_1 \cdot R^{\frac{4}{3}} \cdot J \quad \text{per } J > 0,0007$$

$$v = k_2 \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot J^{\frac{1}{2}} \quad \text{per } J < 0,0007$$

Robert Manning (1816-1897) irlandese, nato in Normandia, capo dell'Ufficio dei lavori pubblici, apparentemente all'oscuro di quanto già scritto da Gauckler, ripubblicò la seconda delle formule di Gauckler, che ben si conosce:

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot J^{\frac{1}{2}}$$

Osborne Reynolds (1842-1912), proveniente da una famiglia di impiegati di Belfast, fu un genio eclettico. Si occupò, oltre che di idraulica, di termodinamica, di meccanica, di elettricità, di navigazione.

Fu il primo a dimostrare il fenomeno della cavitazione e a introdurre il concetto di viscosità. Dimostrò sperimentalmente che la velocità alla quale iniziava il moto dei vortici variava con il diametro del tubo e le caratteristiche del fluido. Diede un valore abbastanza ben definito di questo parametro, che ancor oggi è conosciuto come numero di Reynolds.

Il fondatore dell'odierna meccanica dei fluidi fu però Ludwig Prandtl (1875-1953) figlio di un professore di Monaco di Baviera, studiò in quell'università. Anche le prime pubblicazioni di Prandtl, con cui introduceva il concetto dello strato limite, fu-

rono inizialmente trascurate dal mondo accademico. La formula più “esatta” di cui si ha nozione al momento presente per la portata dei tubi è conosciuta come *formula di Prandtl, Colebroock, White*, dal nome degli studiosi che ne affinarono l’applicazione (cfr. capitolo 5).

1. SISTEMI DI FOGNATURA

Lo scopo delle fognature, indipendentemente dalle successive classificazioni, è quello di raccogliere le acque meteoriche, evitando allagamenti e/o ristagni, nonché le acque di rifiuto, civili o dell'industria come pure di ogni altra attività.

Mentre le prime sono condizionate dalla topografia del luogo e dal regime delle precipitazioni, le seconde sono dipendenti dalla quantità d'acqua prelevata dall'acquedotto e quindi delle acque "restituite" dopo l'uso.

Ora i due più comuni sistemi di fognature esistenti differiscono proprio nel metodo di raccolta dei due tipi di acque.

Nel sistema cosiddetto *unitario*, o *misto*, entrambe le acque sono convogliate tramite un'unica rete di canalizzazioni, mentre nel sistema *separato* vi sono due distinte reti di raccolta, l'una per le acque meteoriche, l'altra per quelle di rifiuto.

Nell'ideare uno schema di fognatura, dal punto di vista idraulico generale, si deve ricordare che le fognature sono in genere sistemi a gravità, mentre il ricorso a impianti di sollevamento è accettabile solo quando ciò risulti inevitabile (per esempio nelle aree assolutamente piane o depresse).

Prima di sviluppare l'argomento, bisogna premettere che nella maggior parte delle situazioni che oggi si vanno ad affrontare la scelta del sistema unitario o separato non si pone poiché condizionata da scelte fatte in precedenza. Si raccomanda perciò di voler attentamente valutare l'opportunità di un cambiamento, che spesso porta a costi sproporzionati rispetto ai vantaggi che ne derivano. È opportuno anticipare che il voler "separare" una rete mista ha costi uguali se non maggiori di quelli che comporterebbe il voler costruire le due reti ex novo. Si esaminano dunque, in linea di massima i pro e i contro dei due sistemi, sviluppando poi un'analisi più dettagliata.

1.1. Sistema misto e sistema separato

La convenienza del sistema misto è soprattutto di carattere economico: economia sia di costruzione sia di manutenzione, in quanto vi è una sola rete che raccoglie tutte le acque. Nel sistema separato la rete meteorica spesso coincide con la mista (si pensi che le acque di rifiuto incidono solo per circa l'1-3% del totale), mentre deve essere costruita una seconda rete di raccolta delle acque di rifiuto a profondità maggiore, poiché le canalizzazioni delle due reti non possono incrociarsi a raso.

Innegabile vantaggio del sistema separato risulta, nel caso di espansioni urbanistiche

impreviste, la capacità di contenere agevolmente comunque le nuove portate di tempo secco essendo queste come detto l'1-3% del totale; per contro vi è la necessità di porre di quando in quando degli scaricatori di piena nel ricettore più vicino, per non costruire gallerie anziché fognature.

Con il sistema separato si evitano anzitutto gli scaricatori di piena, sicché tutta la portata delle acque di rifiuto confluisce costantemente all'impianto di depurazione, senza variazioni, sia in tempo secco sia con pioggia. Sotto il profilo ambientale il vantaggio non è da poco. Inoltre, la portata all'impianto di trattamento è pressoché costante, senza picchi. Si deve dire tuttavia che le prime acque di pioggia sversate nel ricettore dai sistemi separati non sono affatto esenti da inquinanti.

Le canalizzazioni separate sono a diametro più piccolo e durante le portate di punta giornaliere possono raggiungere la velocità di flusso necessaria all'autopulitura. Viceversa, nelle canalizzazioni miste a bassa pendenza, in tempo secco l'acqua tende a lasciare depositi sabbiosi e organici che sono rimossi solo dalla piena meteorica.

Nei casi in cui vi sia poi necessità di sollevamento, i costi di impianto e di energia sono decisamente inferiori nel sistema separato, poiché in genere limitati alle sole acque di rifiuto.

Da quanto esposto non si traggano però affrettate conclusioni su quale dei due sistemi sia in assoluto il più vantaggioso. Ciò va valutato caso per caso. Se ne esamina qualcuno a titolo di esempio.

Nelle località dove è possibile rinunciare alla canalizzazione meteorica (per esempio immettendo le acque di pioggia in falde depauperate) o dove non vi è scorrimento superficiale, come nelle zone carsiche, è evidente la convenienza a realizzare la sola rete nera. Dove è possibile sversare l'intera portata meteorica in un emissario sottomarino, può risultare preferibile il sistema misto.

Con ciò si vuole evidenziare che il progetto di una rete di fognatura non si presta a soluzioni preconfezionate o a convinzioni tecniche assolute e rigorose: prima di pervenire a una scelta, vanno sempre e comunque fatti un'attenta disamina della situazione locale e un paragone tra le soluzioni possibili, in relazione alla situazione che si presenta e ai futuri sviluppi ragionevolmente prevedibili e, non ultimo, ai costi.

1.2. Raccolta dei dati che presiedono alle scelte decisionali

Vi sono varie conoscenze che debbono essere approfondite prima di progettare una rete di fognatura e che debbono precedere ogni altra scelta. Se ne elencano le principali.

FISICHE E TOPOGRAFICHE

- Topografia del sito, natura dei terreni del bacino, sismicità della zona, tipo di pavimentazione presente sulle strade, condizioni del sottosuolo, livello di falda;
- rete idrografica, idrografia locale, corsi d'acqua esistenti e loro regime di portata, variazioni dei livelli;

- altri servizi in sottosuolo;
- planimetrie della rete esistente, tipo di fognatura, condizioni della stessa ecc.;
- sistema stradale e previsioni di piano regolatore per le stesse;
- programmazione urbanistica (PRGC);
- zone industriali, commerciali e residenziali esistenti o previste;
- condizioni climatiche generali, venti e precipitazioni massime di breve durata;
- caratteristiche del ricettore finale ed eventuali impianti di trattamento esistenti;
- tradizione costruttiva locale, con particolare riferimento ai locali interrati;
- situazione generale dei Comuni vicini (possibilità di consorzio).

SVILUPPO

- Programmi di sviluppo urbanistico, densità di popolazione e tendenza demografica;
- tipo di sviluppo previsto con particolare riferimento alle aree industriali, commerciali, turistiche;
- quantità e tipologia delle acque industriali e punti di sversamento;
- previsione di consumo idrico per usi civili o industriali, trend, fonti di approvvigionamento;
- dati storici di particolare interesse (inondazioni, terremoti ecc.).

POLITICHE

- Confini amministrativi o politici, possibilità di accordi con i confinanti al fine della raccolta e del trattamento delle acque con piani intercomunali o regionali;
- esistenza di limiti di legge o di regolamento per i pretrattamenti a piè di industria;
- possibilità di imporre norme regolamentari per gli scarichi industriali che eccedono i limiti di legge;
- fornitura elettrica, ente gestore, tensione di fornitura, costi per kWh.

FINANZIARIE

- Gettito annuo ricavato dal contributo per fognature da parte della popolazione da servire;
- condizioni locali del mercato edile, presenza di discariche, tassa di discarica per inerti;
- possibilità di accesso ai mutui agevolati.

PROGETTO DI MASSIMA

Un progetto di una rete fognaria deve essere sviluppato in due fasi successive. La prima deve portare all'individuazione dello schema di massima nel suo complesso, la seconda approfondisce i dettagli costruttivi.

Una rete di fognatura, non diversamente da una qualunque rete idraulica, ha la cosiddetta forma "ad albero", in cui il tronco rappresenta il collettore terminale (o emissario) e i rami sono i collettori di raccolta.

Un approccio sistematico usato spesso con successo nelle progettazioni può essere il seguente:

1. si delimita l'area da servire su una mappa; in genere è conveniente l'uso di una planimetria 1:5000;
2. si sovrappone su tale planimetria un foglio lucido e si tracciano le curve di livello. Questo darà un'indicazione chiara dei bacini scolanti, della rete idrografica, delle zone "elevate" e delle zone depresse e consentirà di individuare la posizione dell'emissario e dei collettori principali. È chiaro che questo emissario dovrà trovarsi nella zona più depressa. È ancora evidente che successivamente, nel calcolo delle portate, si dovrà tenere conto della superficie dell'intero bacino scolante, anche se esterna all'area da canalizzare, ciò per non precludere futuri sviluppi abitativi;
3. è utile ricordare la convenienza che le canalizzazioni insistano su strade pubbliche, sia al fine di evitare espropri sia al fine della successiva semplicità di intervento manutentivo. In genere la canalizzazione, esclusi i grossi diametri, è rettilinea tra pozzetto e pozzetto ed è posta quanto più possibile in centro strada. Ciò premesso, si traccia con una matita colorata in ciascuna strada (esistente o prevista dal PRGC) una freccia lunga quanto la via nel senso della pendenza (a scendere).

Compiuta questa operazione, l'intera rete sarà praticamente individuata. Rimarrà al più da determinare qualche connessione, affinché tutta la rete converga verso l'emissario. In genere tali connessioni innaturali sono piuttosto rare. Spesso succede di dover individuare percorsi alternativi a strade previste dal PRGC, ma non di prossima realizzazione.

Tracciata la rete, tenuto conto delle considerazioni generali sopra svolte, attesa la capillarità della rete idrografica esistente, sarà possibile valutare il sistema di fognature da preferirsi.

1.3. Schemi generali di fognatura

A scopo illustrativo si sono dati due esempi di rete di fognatura per uno stesso ipotetico abitato, l'uno con rete mista (schema 1) l'altro con rete separata (schema 2).

Gli schemi dati sono piuttosto comuni nei casi pratici. Un qualunque borgo di pianura o di fondovalle è solcato da un corso d'acqua (per una zona costiera si può ipotizzare una situazione quale si presenta per esempio nella sola sponda sinistra del fiume).

Si tenga ancora conto del fatto che di norma l'orografia presenta pendenze più marcate a misura che ci si allontana perpendicolarmente all'asta del fiume. Le pendenze sono decisamente maggiori invece risalendo l'asta del fiume stesso.

Succede così molto spesso (segnatamente poi nelle zone costiere) che la pendenza naturalmente disponibile in direzione parallela all'asta fluviale (o alla costa) non sia sufficiente a garantire condizioni di autopulitura (cfr. paragrafo 3.6).

Diviene perciò necessario approfondire il collettore "costiero" così da raggiungere le pendenze minime accettabili. In tale situazione il collettore si trova alla fine del suo percorso ben al di sotto del piano di campagna e del pelo libero del fiume o del mare

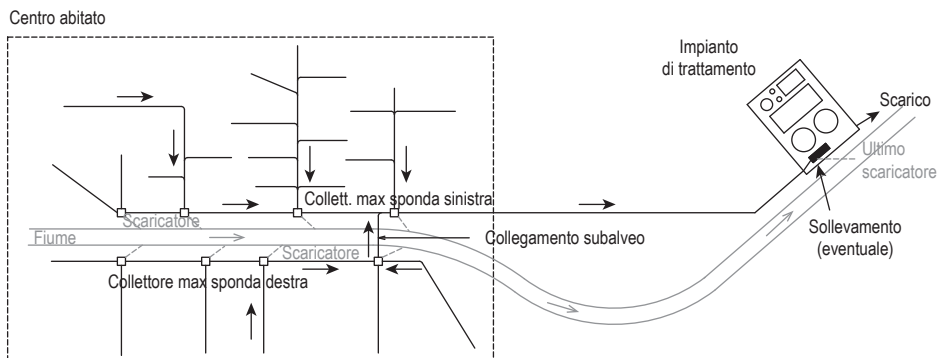


Figura 1.1. Schema di fognatura mista

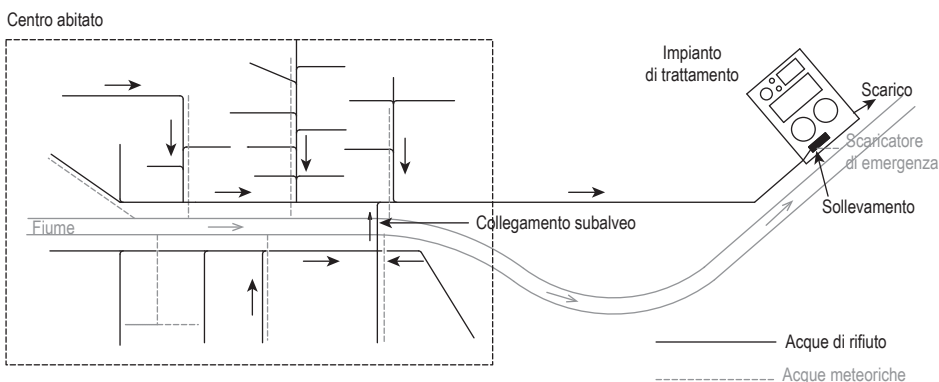


Figura 1.2. Schema di fognatura separata

(per cui è necessario disporre almeno un sollevamento finale, *S*). Altre volte sono necessari più sollevamenti intermedi per non approfondire eccessivamente il collettore. Al fine di un risparmio energetico e di primo impianto si dispongono in genere due collettori, confluenti all'impianto di trattamento. L'uno raccoglie tutte le acque – che è possibile raccogliere a gravità – della cosiddetta *zona alta*, l'altro, con sollevamento finale, destinato a raccogliere le acque scolanti dalle *zone basse*, cioè non riconducibili a gravità al precedente. Questi due collettori principali nel sistema misto sono generalmente detti *collettore massimo della zona alta e della zona bassa* rispettivamente (figura 1.3).

In questi collettori non si dispongono singoli allacciamenti, ma solo immissioni della portata di tempo secco di altri collettori principali. Tali immissioni sono in genere calibrate così da iniziare lo sfiore superata una predeterminata portata (ma su ciò si tornerà più avanti, si confronti paragrafi 6.11.4 e seguenti).

In ciascuna immissione è dunque predisposto uno sfiore capace di smaltire nel fiume (o in altro ricettore) la portata eccedente quella immessa nel collettore. Tale sfiore deve avvenire liberamente a gravità, senza sollevamenti (salvo sempre casi del tutto eccezionali). Infatti anche in caso di interruzione del sollevamento finale il deflusso

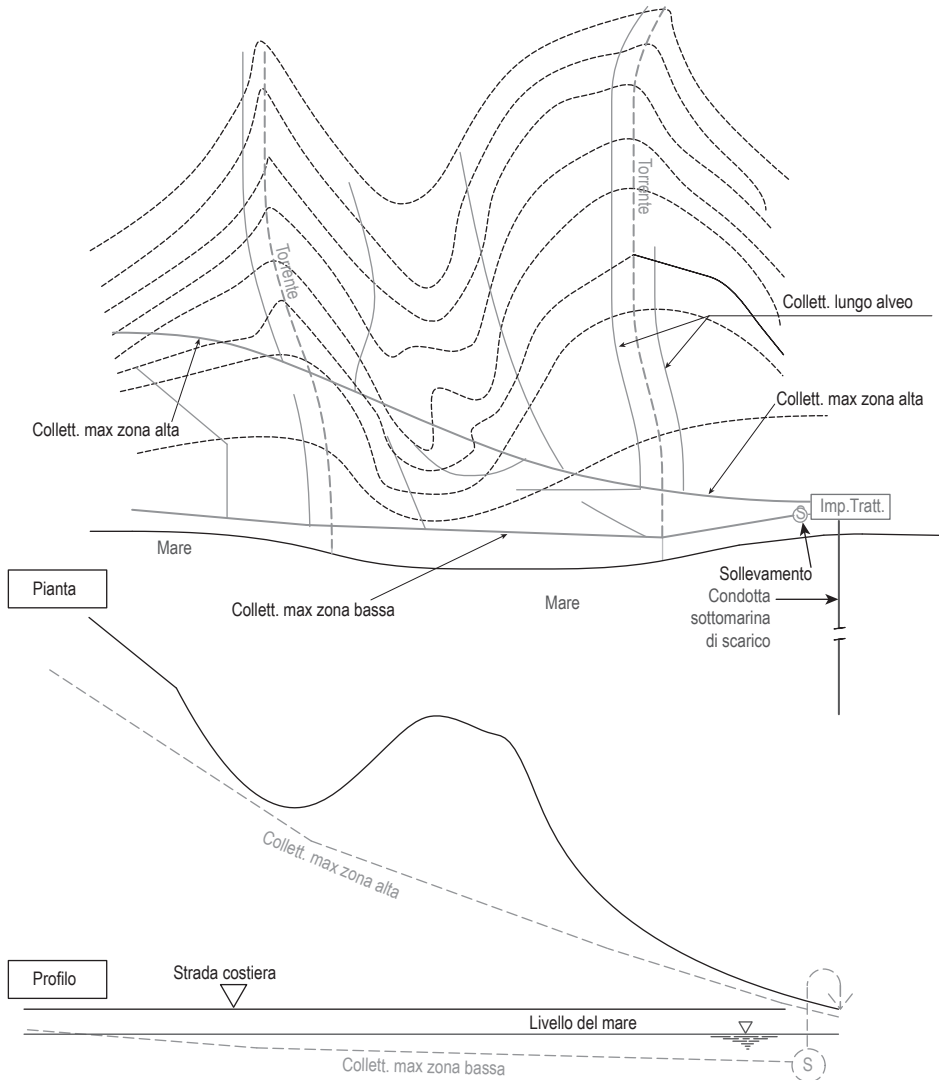


Figura 1.3. Città costiera schema di fognatura

delle acque deve essere comunque garantito, essendo giocoforza accettare uno sversamento del liquame brutto direttamente nel ricettore.

Nella figura 1.3 sostanzialmente si illustra come il collettore della zona alta intercetti nel primo fondovalle gli scarichi di quel bacino, attraversa in galleria le colline spartiacque, intercetta gli scarichi di fondovalle del secondo bacino e giunge all'impianto. Il collettore della zona bassa corre parallelo alla linea di costa, pertanto si approfondisce sempre più per cui all'arrivo all'impianto di depurazione vi è la necessità di un sollevamento. Altre volte condizioni locali consigliano di sostituire questo collettore con una serie di tronchi con più sollevamenti concatenati.

Tornando ai due esempi illustrati si può rilevare come nel caso della fognatura mista i collettori massimi, specie l'emissario, raggiungono diametri considerevoli dovendo convogliare all'impianto una portata in genere di 4÷6 o più volte quella di tempo secco. Da un punto di vista idraulico a collettori sensibilmente più grandi corrispondono pendenze minime minori (pur con le limitazioni che si illustreranno più avanti) il che consente di approfondire meno gli scavi e in qualche fortunato caso di non dover ricorrere a sollevamenti intermedi.

Si può inoltre rilevare che lo sviluppo delle tubazioni nelle fognature separate è poco meno che doppio di quelle miste. Per contro si ribadisce che nelle fognature separate non vi sono scarichi di liquami diretti nel fiume di nessun tipo né in tempo secco né in tempo di pioggia e questo è un vantaggio ambientale non da poco.

Tornando infine al collettore delle zone alte, molto spesso, quando questo deve congiungere valli laterali, è realizzato in galleria e intercetta le acque solo "all'incrocio" con ciascun fondovalle attraversato.

1.3.1. Conclusioni

VANTAGGI DEL SISTEMA MISTO

- Sotto le strade vi è una sola canalizzazione;
- nel collegamento degli edifici con la rete vi è un solo allacciamento anziché due;
- con le acque di prima pioggia il ruscellamento stradale è convogliato all'impianto di depurazione.

Nel sistema separato questo finisce direttamente nel ricettore;

- gli errori, voluti e non, nell'allacciamento ai canali separati non sono infrequenti. Essi sono per lo più commessi dai privati nell'esecuzione delle fognature degli edifici. Il problema non si pone nelle fognature miste;
- nelle strade, alberate e non, le immondizie, le foglie ecc. sono condotte all'impianto di depurazione e non nel ricettore;
- la lunghezza complessiva della rete di fognatura mista è assai inferiore di quella separata;
- la manutenzione delle canalizzazioni miste richiede assai meno lavoro che non quelle separate. Eventuali sedimenti sono per lo più rimossi dalla prima piena consistente;
- in genere, a causa della maggior portata, i canali misti consentono pendenze inferiori;
- a causa dei frequenti incroci i canali delle acque di rifiuto debbono essere posti a profondità maggiore del minimo necessario, sufficiente cioè a smaltire le acque di rifiuto dei locali interrati. Ciò può comportare sensibile aumento dei costi di scavo in caso di terreni rocciosi o con falda superficiale;
- la costruzione di una canalizzazione separata comporta una separazione delle reti anche all'interno degli edifici esistenti. I costi non sono trascurabili e debbono essere sostenuti da privati (costi indiretti);

- i costi sono generalmente sensibilmente inferiori anche nelle urbanizzazioni successive;
- nei borghi originari, con vicoli molto stretti, spesso la posa di due canali è problematica;
- il cloruro di calcio usato sulle strade in caso di neve defluisce all'impianto di depurazione, anche se il trattamento successivo praticamente lo lascia inalterato;
- errori di previsione nello sviluppo urbanistico o nella valutazione delle portate del bacino delle acque di rifiuto possono essere facilmente corretti essendovi nelle canalizzazioni miste ampia riserva di portata.

VANTAGGI DEL SISTEMA SEPARATO

- Le acque di fognatura sono convogliate per intero all'impianto di depurazione in maniera continua e omogenea senza grosse variazioni di portata;
- all'impianto non sono necessarie le vasche a pioggia, o comunque vi è un dimensionamento ridotto dei sedimentatori del primario;
- se vi è la necessità di sollevamento la portata massima da sollevare è decisamente minore ($\sim 1/3$);
- non essendovi la necessità di scaricatori (se non quelli di emergenza) non vi sono mai sversamenti di acque miste nel ricettore, neanche in pioggia;
- eventuali acque di falda o sorgive possono essere sversate direttamente nel ricettore, anche se la questione è più teorica che pratica a causa dell'abituale scarsa profondità della canalizzazione meteorica. Ad ogni modo questa può ricevere lo scarico di sollevamenti di drenaggi ecc. Ipotesi assolutamente indesiderata nelle canalizzazioni miste, per questioni inerenti il trattamento (la diluizione in genere non favorisce la resa dell'impianto);
- per piccole reti il dissabbiatore all'impianto può essere omesso;
- l'acqua di raffreddamento da eventuali industrie può essere spesso smaltita direttamente nel ricettore e non sovraccaricare così dal punto di vista idraulico l'impianto, con secondari effetti di diluizione indesiderati;
- l'entrata in pressione della canalizzazione meteorica non provoca rigurgiti nei locali interrati se le fognature degli edifici sono correttamente costruite;
- a causa dei piccoli diametri della rete "nera", possono usarsi tubazioni più resistenti all'aggressione chimica (gres, PVC ecc.);
- nelle canalizzazioni delle acque di rifiuto si raggiungono le velocità di progetto una volta al giorno per cui, se ben dimensionate, si debbono escludere depositi con ristagni;
- le canalizzazioni separate sono particolarmente convenienti in zone industriali;
- la presenza dei sali da neve, esclusi nelle fognature "nere", rallenta il processo biologico specie al digestore dell'impianto di trattamento;
- la carica batterica e virale è esclusa in larga misura dal ricettore;
- i tempi di ritenzione nei sedimentatori all'impianto di trattamento non sono ridotti in tempo di pioggia;

- lo sviluppo dei ratti è ridotto;
- è possibile rimpinguare le falde con l'acqua piovana dove sia necessario.

1.4. Le fognature in depressione (cenni)

Il sistema delle fognature in depressione è raramente usato nelle pubbliche fognature, ma trova applicazione in piccole comunità o villaggi turistici dove i sistemi tradizionali presentano delle controindicazioni. Si tratta di un sistema atto a raccogliere le sole acque di rifiuto in un sistema separato. Questo sistema può risultare conveniente, come detto, in alcuni particolari casi:

- nei casi in cui il sistema tradizionale si dimostri molto costoso, ad esempio scavo in roccia compatta;
- nei terreni piatti e scarsamente abitati;
- in presenza di falde acquifere affioranti o in zone soggette a inondazioni;
- in terreni inconsistenti, paludosi ecc.

Il sistema consiste in un'unità terminale detta *centrale a vuoto* della rete, sia essa lineare o anche ad albero compresi gli allacciamenti. La centrale mette in depressione tutta la rete. Gli allacciamenti però non sono gli usuali allacciamenti a gravità. Ogni allacciamento sversa in un apposito pozzetto di raccolta, collegato a sua volta alla rete tramite una valvola detta *valvola di interfaccia*, dotata di un'unità di controllo per attivare lo scarico. Ciascun scarico sversa dunque in un pozzetto di raccolta. Non appena il liquame raggiunge un predeterminato livello, un'unità di controllo pneumatica apre la valvola di interfaccia e i liquami presenti sono "risucchiati" per aspirazione nel collettore. Vuotato il pozzetto la valvola si richiude. Le valvole di interfaccia possono aprirsi solo quando la depressione all'interno del collettore è sufficiente per l'aspirazione.

Nei sistemi più recenti sia la valvola sia il regolatore funzionano pneumaticamente, utilizzando cioè la depressione presente nella tubatura generata dalla centrale del vuoto. Non si necessita quindi di collegamenti elettrici come avveniva nelle prime realizzazioni. A causa della depressione generata dalla centrale di raccolta l'aria risucchiata nella tubazione fa sì che i liquami viaggino a velocità elevata nei tubi (generalmente a piccolo diametro) che collegano il pozzetto di raccolta con la linea principale.



Figura 1.4. Schema di fognatura a vuoto

Le tubazioni sono poste con “gradini” in contropendenza dove la depressione a valle fa risalire, anche per alcuni metri, i liquami, sversandoli nella tubazione successiva. In questa il flusso avviene a gravità. La pompa a depressione raccoglie il flusso in una cassa a depressione e da qui è inviato, ad esempio tramite una pompa di scarico, all’impianto di trattamento.

2. CALCOLO DELLA PORTATA METEORICA

Come intuitivo la quantità d'acqua che deve essere convogliata nelle canalizzazioni di fognatura è strettamente legata alle piogge. I dati statistici riferiti a queste variano da luogo a luogo per cui non è possibile fare elaborazioni pluviometriche valide per tutto il paese. Noti però i dati pluviometrici per un determinato territorio si indicherà l'elaborazione statistica più comunemente seguita per poter fare intrapolazioni ed extrapolazioni a seconda della necessità. Conosciuto dunque il regime pluviometrico si giungerà alla determinazione della portata con il tradizionale metodo del tempo di corrivazione oppure con il metodo, tipicamente italiano, dell'invaso.

2.1. Previsione degli eventi massimi

2.1.1. *Metodi statistici*

Nel dimensionamento di una fognatura, come di qualunque altra opera idraulica, si debbono formulare delle ipotesi sulla probabilità del ripetersi di un certo evento meteorico che si pone a base del calcolo. Ogni progettista deve operare una scelta che è in genere un compromesso tra costi, funzionalità e grado di sicurezza. Mentre nelle grandi opere idrauliche (dighe ecc.) la scelta della piena massima verso cui ci si garantisce è tale da non consentire, per esempio, la tracimazione durante la vita prevista per l'opera, nelle fognature si ammette universalmente che l'opera risulti ogni certo numero di anni insufficiente a contenere la portata massima che si verifica. Bisogna osservare che mentre la tracimazione di una diga può avere conseguenze catastrofiche, un temporaneo allagamento stradale non implica in genere danni gravi ma al più momentanei disagi. Per ogni località in cui si intende operare bisognerà compiere uno studio sulle registrazioni pluviometriche disponibili per formulare delle previsioni e individuare quella che generalmente è definita *pioggia di calcolo* ossia l'evento massimo verso il quale ci si vuole cautelare.

2.1.2. *Il tempo di ritorno*

Si definisce *tempo di ritorno* il periodo (in anni) determinato statisticamente necessario affinché un determinato evento sia eguagliato o superato. Si faccia attenzione

che dire “tempo di ritorno di cinque anni” non sta a significare assolutamente che l’evento si verificherà ogni quinto anno, potrà infatti succedere che sia superato per esempio due volte in un anno e poi non più nei prossimi dieci ecc.

Il tempo di ritorno è individuato dunque come probabilità statistica.

Se un evento ha un tempo di ritorno di T_r anni, allora la probabilità P che esso sia superato o eguagliato in un anno vale:

$$P = \frac{1}{T_r} \quad (2.1)$$

Poiché le possibilità che un evento si verifichi o non si verifichi si escludono a vicenda, la probabilità che l’evento non avvenga vale:

$$1 - P$$

La probabilità J dunque che nessun evento eguagli o ecceda l’evento con tempo di ritorno T_r (anni) in qualunque serie di anni considerata vale:

$$J = 1 - (1 - P)^N \quad (2.2)$$

2.1.2.1. Il metodo di Gumbel

Considerato per un determinato evento il valore massimo annuale, ovvero il valore massimo per ciascun anno, escludendo tutti gli altri, secondo Gumbel, la probabilità P che si verifichi un evento uguale o più grande di qualunque evento x vale:

$$P = 1 - e^{-e^{-b}} \quad (2.3)$$

dove al solito e è la base dei logaritmi neperiani. A sua volta b è:

$$b = \frac{1}{0,77975\sigma} \left(x - \bar{x} + 0,45\sigma \right) \quad (2.4)$$

Nell’equazione (2.4), x è il valore dell’evento con probabilità P e \bar{x} rappresenta la media aritmetica di tutti i valori registrati (massimi annuali) della serie. Con σ si rappresenta al solito la deviazione standard. Questa vale

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{N}} \quad (2.5)$$

dove N è il numero dei termini della serie, ossia il numero degli anni della registrazione. Per la (2.1) la probabilità di un dato evento è dunque:

$$T_r = \frac{1}{1 - e^{-e^{-b}}} \quad (2.6)$$

dove al solito si è indicato con T_r il tempo di ritorno.

Alle volte nella pratica del lavoro quotidiano succede viceversa di dover determinare l'evento con probabilità x , noti gli altri termini. Risulta in questo caso:

$$x = \bar{x} - 0,45\sigma - 0,77975\sigma \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{Tr} \right) \right] \quad (2.7)$$

La grande diffusione del metodo di Gumbel deriva dalla sua semplicità e dal fatto che consente estrapolazioni anche in proiezione futura, cioè con T_r scelti al di fuori della serie registrata.

ESEMPIO

Sia nota la serie delle registrazioni indicate in tabella E.1. Si voglia conoscere l'evento di 10' che ha probabilità di essere superato una volta ogni 25 anni.

Nella serie elencata il numero degli anni considerati è 35 ($N = 35$) e quindi:

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{N} = \frac{513,98}{35} = 14,685$$

Per la (2.2) si ha:

$$\sigma = \sqrt{\frac{(24,4 - 14,685)^2 + \dots + (7,5 - 14,685)^2}{35}} = \sqrt{\frac{847,67}{35}} = 4,921$$

Tabella E.1. Registros

Evento	10'		20'		30'		60'	
	Anno	mm	Anno	mm	Anno	mm	Anno	mm
1	1963	24,4	1963	33,8	1960	40,3	1960	43,7
2	1974	23,1	1964	32,3	1965	38,7	1956	42,9
3	1960	22,3	1965	30,6	1961	38,3	1961	42,1
4	1950	21,8	1956	28,8	1963	37,4	1975	41,3
5	1971	19,4	1971	27,0	1956	34,9	1949	39,8
6	1956	19,2	1953	26,6	1949	33,0	1963	39,8
7	1970	19,0	1950	26,3	1946	31,6	1965	38,8
8	1953	18,9	1960	25,0	1971	30,1	1966	38,4
9	1943	18,6	1949	24,3	1953	29,4	1953	36,7
10	1961	18,0	1943	22,8	1975	28,2	1946	35,3
11	1965	17,6	1973	22,5	1950	27,8	1971	34,1
12	1973	16,7	1946	22,3	1966	26,9	1959	32,5
13	1946	16,5	1966	22,3	1972	26,5	1943	32,1

segue

segue

Evento	10'		20'		30'		60'	
	Anno	mm	Anno	mm	Anno	mm	Anno	mm
14	1949	16,2	1945	21,2	1973	26,3	1950	31,4
15	1945	16,0	1970	21,7	1943	25,8	1972	30,2
16	1952	15,8	1975	20,9	1970	25,4	1970	28,6
17	1968	15,5	1968	20,5	1945	25,1	1973	28,6
18	1941	14,1	1954	20,3	1957	24,2	1952	28,3
19	1957	14,1	1952	20,1	1952	24,0	1974	27,3
20	1969	14,0	1974	19,4	1968	22,5	1969	26,5
21	1972	13,6	1959	18,1	1974	22,5	1957	26,0
22	1975	13,5	1969	18,0	1958	22,1	1945	25,7
23	1959	12,3	1972	18,0	1941	21,2	1968	25,7
24	1966	12,0	1941	17,9	1954	20,6	1962	25,6
25	1955	11,4	1957	17,6	1969	20,7	1951	24,9
26	1954	11,5	1955	17,4	1959	20,5	1948	24,8
27	1948	11,4	1951	16,6	1955	19,5	1958	23,1
28	1951	10,6	1958	16,3	1962	19,1	1955	22,2
29	1942	10,4	1962	16,3	1951	17,9	1954	21,3
30	1967	10,4	1942	15,8	1948	16	1941	21,2
31	1958	9,9	1961	15,1	1964	16,0	1942	20,6
32	1947	9,4	1948	14,1	1942	15,8	1964	20,5
33	1962	9,0	1967	13,2	1947	14,6	1967	16,5
34	1964	8,9	1944	13,0	1967	14,5	1944	15,9
35	1944	7,5	1947	11,6	1944	13,6	1947	15,2

Per la (2.4) si ha:

$$b = \frac{1}{0,77975\sigma} (25 - 14,685 + 0,45\sigma) = 3,265$$

e infine per la (2.6) si ha:

$$T_r = \frac{1}{1 - e^{-3,265}} \approx 26 \text{ anni}$$

Si voglia conoscere per la stessa serie di eventi (tempo di pioggia di 10') qual è l'evento che ha probabilità di essere superato una volta ogni 50 anni.

Per la (2.7) si ha:

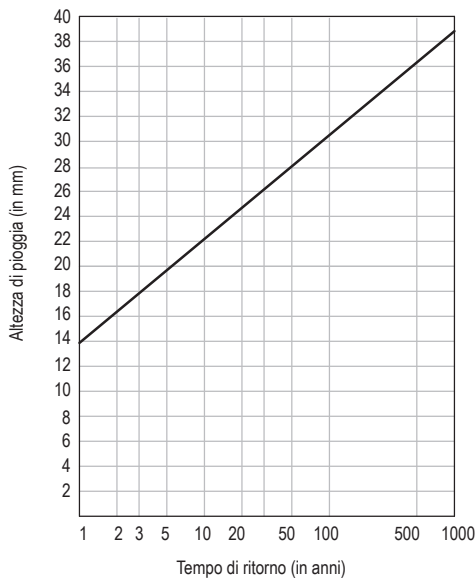


Figura E.1
Curva di frequenza per pioggia di 10'

$$x = 14,685 - 0,45 \cdot 4,921 - 0,77975 \cdot 4,921 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{50} \right) \right]$$

$$x = 27,874 \text{ mm}$$

Si riportino ora in un diagramma semilogaritmico i valori di altezza di pioggia (in scala normale) e quelli dei tempi di ritorno (scala logaritmica). Si può constatare che i valori calcolati, sia con la (2.3) che con la (2.7) sono allineati. Le rette che li uniscono sono abitualmente dette curve di frequenza. Nel caso specifico si è riportata la curva di frequenza per pioggia di 10'. Sulla retta si possono leggere le altezze di pioggia anche per frequenze inferiori all'anno, non calcolabili con la (2.7) poiché il valore tra parentesi tende a divenire negativo.

2.1.3. Curve di possibilità climatica

Con gli esempi sinora visti ci si è limitati a considerare le piogge massime di 10', in realtà ciò che interessa nel calcolo della portata meteorica delle reti di fognatura è conoscere l'altezza di pioggia di un tempo qualsiasi, che come si vedrà coinciderà con il tempo di corrivazione. Tale tempo nelle reti di fognatura in genere non supera l'ora. È necessario così trovare una relazione che leghi l'intensità di pioggia alla durata della pioggia stessa, una volta che se ne sia stabilita la frequenza (cioè il tempo di ritorno). È tradizione della trattazione teorica italiana esprimere tale relazione con un'equazione che è definita *curva di possibilità climatica* (Fantoli):

$$h = at^n \quad (2.8)$$

dove h è espresso in mm e t (tempo di pioggia) in ore.

Nei paesi anglosassoni si sono preferite espressioni più complete che prendono in considerazione anche il tempo di ritorno, del tipo:

$$I = \frac{K \cdot N^x}{a + t^n}$$

dove I è l'intensità media espressa in mm/h nel tempo t , N è il tempo di ritorno in anni e t il tempo di pioggia in minuti, K ed x costanti da determinarsi caso per caso. Tornando alla tradizione idraulica italiana si illustrerà come si perviene dai dati registrati alla curva di possibilità climatica continuando l'esempio numerico con i dati di cui alla tabella E.1. Ricalcolando con valore medio e deviazione standard i dati relativi a 10', 20', 30', 60', 120', si ottiene quanto riportato in tabella 2.1.

Tabella 2.1. Dati registrati alla curva di possibilità climatica

Tempo (minuti)	10'	20'	30'	60'	120'
$\Sigma x/N$	14,68	20,79	24,32	29,36	38,9
Deviazione standard (σ)	4,92	5,41	7,26	8,02	13,36

Con la (2.7) si sono tracciate le rette per le piogge indicate di 10', 20' ecc. con tempo di ritorno prefissato. A titolo d'esempio fissando $T_r = 5$ anni, risulta quanto riportato in tabella 2.2.

Tabella 2.2. Altezze di pioggia

Tempo di pioggia	Altezza in mm
10'	18,22
20'	24,68
30'	29,54
60'	35,13
120'	48,51

Poiché deve dunque essere

$$h = at^n$$

ossia

$$\log h = \log a + n \log t$$

equazione che rappresenta nel piano una retta di coefficiente angolare n e di intercetta $\log a$ dovrà risultare quanto riportato in tabella 2.3.

Tabella 2.3. Costruzione della curva di possibilità climatica

Tempo	$\log t$	$\log h$
10' = 10/60 = 0,167 ore	- 0,777	1,261
20' = 20/60 = 0,333 ore	- 0,477	1,392
30' = 30/60 = 0,500 ore	- 0,301	1,470
60' = 1 ora	0,000	1,546
2 ore	0,301	1,670
3 ore	0,477	1,720

Volendo esprimere dunque con un'unica equazione la curva di possibilità climatica, risulterà:

$$h = 35,16 \cdot t^{0,38}$$

Come si può però vedere per valori di tempo di pioggia inferiori l'ora, i punti della retta risultano ben allineati. Tenuto conto che i tempi di corrvazione (tempi che qui interessano per il calcolo delle portate) per gli usuali bacini di fognatura sono generalmente ben inferiori l'ora, conviene limitare l'interpolazione per $t < 30'$. Risulta, in questo caso:

$$h = 39,81 \cdot t^{0,44}$$

Per praticità si cercherà ora

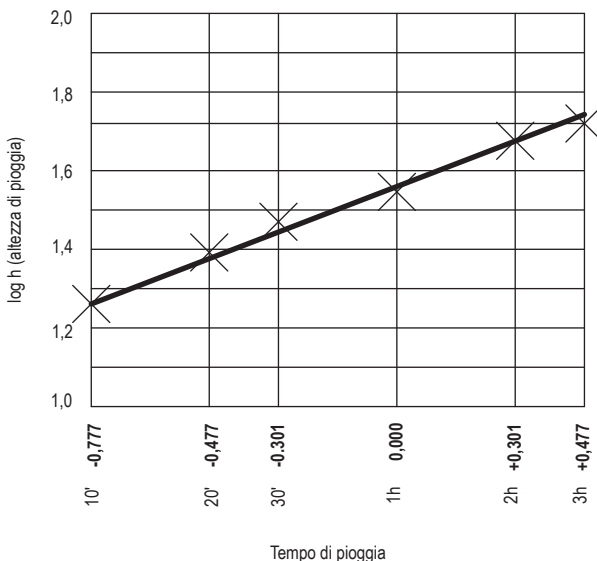


Figura 2.1. Curva di possibilità climatica

di trovare delle espressioni matematiche che diano i coefficienti a ed n della curva di possibilità climatica direttamente in funzione del tempo di ritorno. Con la (2.7) si costruisce la tabella 2.4.

Tabella 2.4. Altezza di pioggia in funzione del tempo di ritorno

$T_r \cdot t_p$	10'	20'	30'	60'	120'
2	13,87	19,90	23,13	27,88	36,71
5	18,22	24,68	29,54	35,85	48,51
10	21,10	27,85	33,79	41,13	56,33
20	23,86	30,89	37,87	46,19	63,83
50	27,44	34,82	43,14	52,74	73,54

Con i valori riportati in tabella si sono costruite le rette di cui al grafico in scala logaritmica riportato in figura 2.2.

Secondo l'autore le relazioni che legano la curva di possibilità climatica al tempo di ritorno sono rappresentate in figura 2.3.

$$a = 24 \left(1 + \frac{2}{3} \log T_r \right)$$

$$n = 0,47 - \frac{1}{30} \log T_r$$

per $T_r = 5$ si ritrova:

$$h = 45,18 \cdot t^{0,35}$$

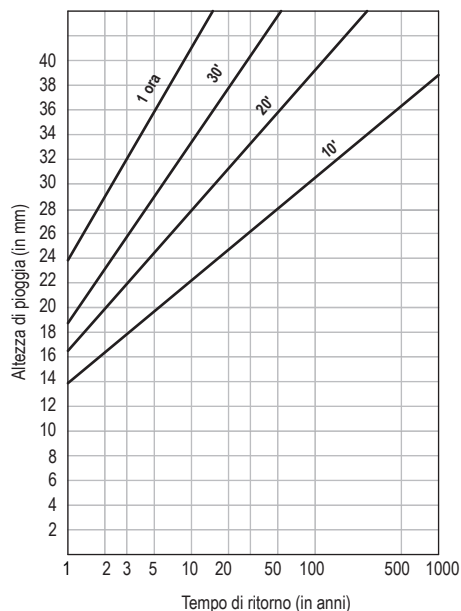


Figura 2.2. Curve rappresentatrici di possibilità climatica

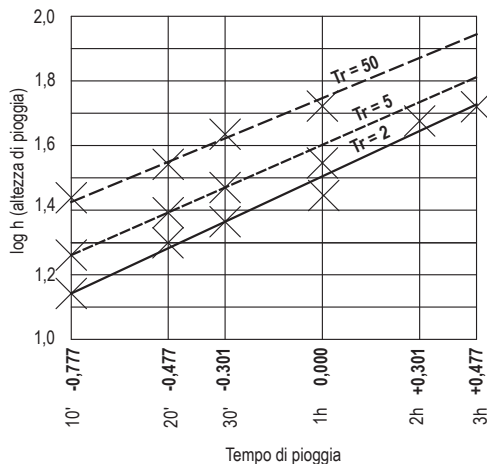


Figura 2.3. Curve di possibilità climatica e tempo di ritorno (T_r)

2.1.3.1. Le precipitazioni in Italia¹

Le precipitazioni assumono in Italia caratteristiche molto diverse da luogo a luogo e da stagione a stagione. Le cause di tale variabilità sono molteplici, però tutte legate alla tormentata e singolare conformazione geografica del paese. In primo luogo la forma della penisola, molto allungata secondo i meridiani, favorisce a parità di altitudine precipitazioni più abbondanti al nord che al sud poiché le grandi perturbazioni provenienti dal nord atlantico seguono traiettorie che interessano soprattutto la fascia tra i 40 e i 60 gradi di latitudine. Soltanto d'inverno riescono a spingersi fino ai 30 gradi di latitudine. Ma la non uniforme distribuzione spaziale delle precipitazioni sulla penisola è soprattutto legata all'influenza esercitata sulle correnti aeree dalla grande barriera alpina e dalla catena appenninica. Allorché infatti una massa d'aria investe una catena montuosa subisce un sollevamento forzato verso pressioni via via minori e pertanto si raffredda per espansione (1 grado ogni 100 m di ascesa) e se, sufficientemente umida, il vapore acqueo in essa contenuto condensa sul lato sopravvento, sotto forma di precipitazioni. L'ascendenza forzata indotta dall'orografia sulle masse d'aria si avverte sino a 20÷30 km dalla barriera montuosa e pertanto le aree pianeggianti pedemontane risultano più piovose di quelle di pianura. La quantità di precipitazioni sul lato sopravvento aumenta con l'altitudine fino a quote di 2000÷2500 m per poi diminuire. Le zone più piovose della penisola sono le Prealpi lombardo-venete, le Dolomiti e le Alpi carniche, rilievi più direttamente esposti alle correnti umide che di solito provengono da più basse latitudini con direttrice sud-est (scirocco) o sud-ovest (libeccio). Le precipitazioni più abbondanti in assoluto si verificano sulle montagne del Friuli (a Musi, bacino dell'Isonzo, cadono in media 3300 mm l'anno) perché maggiormente interessate dai venti occidentali. Per lo stesso motivo sul versante ligure-tirrenico piove di più che su quello adriatico-ionico e sulla riviera ligure di ponente cadono meno precipitazioni che su quella di levante. Le precipitazioni meno abbondanti si verificano invece in alcune aree della Sicilia, della Sardegna e del Salento. Infine anche il Mediterraneo influenza la distribuzione delle precipitazioni sulla penisola. Infatti a parità di latitudine, le acque superficiali del "Mare nostrum" hanno una temperatura di circa 4 gradi superiore a quella dell'oceano e pertanto, nel semestre freddo, le frequenti irruzioni di aria polare, di origine atlantica, danno luogo, per contrasto termico, a intensi centri di bassa pressione in prossimità delle Baleari e del golfo del Leone.

Oltre all'andamento spaziale delle precipitazioni riveste particolare interesse anche la loro ripartizione tra i vari mesi dell'anno (regime pluviometrico) poiché un'uniforme distribuzione delle piogge nel corso dell'anno favorisce il corretto sviluppo della vegetazione e il normale deflusso dei corsi d'acqua.

Da questa breve sintesi appare evidente come nel dimensionamento delle fognature non si possano fare generalizzazioni e registrazioni pluviometriche di località vici-

¹ Il presente paragrafo è stato elaborato consultando dati forniti dal Servizio meteorologico dell'aeronautica.

ne a quella di intervento vanno prese con la dovuta cautela. Al presente le regioni dispongono di una fitta rete di stazioni pluviometriche. La rete meteorologica fondata tra il 1866 e il 1890 da padre Denza, nel 1913 è passata all'Aeronautica che all'origine gestisce circa 300 stazioni sparse un po' ovunque nel paese. All'inizio degli anni '90 questo primo gruppo di stazioni è affiancato dalle nuove stazioni elettroniche integrate da numerosi punti di rilevamento agrometeorologico gestite dalle regioni. A questi enti ci si potrà rivolgere per avere dati esatti e aggiornati. Molte regioni inoltre dispongono di carte tematiche in cui sono tracciate le isocorrive e delimitate le aree di uguale curva segnalatrice di possibilità climatica, con diversi tempi di ritorno.

2.2. Scelta del tempo di ritorno (T_r)

Una scelta del tempo di ritorno da porre a base dei calcoli che escludesse in ogni caso l'entrata in pressione dei canali non è di fatto percorribile. Porterebbe a dimensioni eccessive delle canalizzazioni (si costruirebbero in pratica gallerie anziché collettori). Il moto dell'acqua in condizioni di tempo secco sarebbe troppo lento, con ristagni, sedimentazione, deposito di immondizie e detriti ecc. né durante le ordinarie piogge il flusso sarebbe tale da rimuoverli. Oltre ciò, si aggraverebbero sensibilmente i costi di costruzione e si impegnerebbe l'intero sottosuolo stradale con le opere di fognatura. È universalmente accettato che nel dimensionamento delle fognature si scelgano tempi di ritorno compresi tra 1 e 15 anni. Generalmente tra 2 e 5 anni.

Si ammette dunque che in casi eccezionali (statisticamente, una volta, appunto, ogni 2+5 anni) le canalizzazioni entrino in pressione. Potrà persino succedere che queste si riempiano completamente, sino a rifiuto, allagando per tempi brevissimi limitate zone stradali. La scelta cui il progettista è chiamato dipende da vari fattori, ad esempio l'uso edilizio locale. Se gli edifici dell'area non sono dotati di locali interrati (cantine, garage ecc.) si potrà scegliere un tempo di ritorno piccolo, e viceversa. Così in aree scoscese, il rischio di allagamento è minore. Per particolari zone industriali, si pensi alle industrie alimentari, dove un allagamento potrebbe portare danni rilevantissimi, ci si dovrà orientare verso valori più alti, 10 anni o più. Rimane il fatto che fatta la scelta del T_r , è poi difficile, se non impossibile, differenziarlo tra aree urbane contigue, mentre potrà essere differenziato per aree, per così dire, autonome, per esempio un'intera zona industriale.

Ciò premesso, si richiama sin d'ora l'attenzione che va posta nel progettare locali interrati, specie i garage, le cantine per enologia, gli impianti di riscaldamento interrati ecc. Se non si adottano provvedimenti antirigurgito (cfr. paragrafo 6.10) o barriere, le acque ruscellanti sulla via, a fognatura colmata completamente, tenderanno a riversarsi in questi locali depressi, allagandoli. Si deve aver ben presente che se anche i millimetri di pioggia caduti sono pochi, la quantità d'acqua che affluisce, "risucchiata" dalla depressione è praticamente inesauribile, tale cioè da colmare i locali spesso completamente, con conseguenze facilmente immaginabili.