

IDRAULICA AGRARIA

NICOLA MATARRESE

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI BARI "ALDO MORO"

FACOLTA' DI AGRARIA

EDIZIONE DIGITALE - 2010

L'Autore ha inteso dare una sua "identità" alla Idraulica agraria che si insegna nelle Facoltà di agraria, tenendo presente anche le competenze attribuite all'attività professionale degli Agronomi.

Pertanto, sia pure nei limiti che la durata del corso impone, è stato dato un certo spazio ai riferimenti esplicativi con esempi che, si confida, potranno essere utili nelle applicazioni operative. Un rilievo particolare è stato riservato al drenaggio ed alla irrigazione.

Nicola MATARRESE, nato ad Alberobello (BA), già Capo del Servizio Gestione Impianti Irrigui dell'Ente Irrigazione di Puglia, Lucania e Irpinia, ha diretto l'Istituto di Bari del Centro Internazionale di Alti Studi Agronomici Mediterranei, è stato Direttore Generale dell'Istituto Agronomico per l'Oltremare di Firenze del Ministero Affari Esteri, già docente di Idraulica agraria presso la Facoltà di Agraria dell'Università di Bari.

NICOLA MATARRESE

IDRAULICA AGRARIA

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI BARI "ALDO MORO"
FACOLTA' DI AGRARIA
EDIZIONE DIGITALE - 2010

PRESENTAZIONE

L'Università degli Studi di Bari "Aldo Moro", d'intesa con l'Autore, prof. Nicola Matarrese, ha provveduto, a cura della Biblioteca Centrale della Facoltà di Agraria, a digitalizzare il presente testo di Idraulica agraria per una più diffusa consultazione gratuita dato che le edizioni tradizionali sono ormai esaurite. A tal fine, lo stesso Autore rinuncia ai diritti economici di sua spettanza.

Le correzioni dell'Autore sono state apportate a questa edizione digitale, grazie alla collaborazione di Nicola Matarrese junior.

Prefazione alla 1^a edizione

In questa pubblicazione di *Idraulica Agraria* - stampata per iniziativa della libreria Laterza - sono stati raccolti gli "appunti" delle lezioni tenute, nell'omonimo corso della Facoltà di Agraria dell'Università di Bari, in questi ultimi nove anni.

La esposizione degli argomenti segue il programma del corso ed è, ovviamente, a prevalente carattere didattico.

Tuttavia, per alcuni riferimenti esplicativi, ritengo che il testo possa essere di aiuto (salvo i necessari approfondimenti) anche nell'esercizio professionale del Dottore Agronomo, particolarmente nei campi *della erosione idrica superficiale e sedimentazione, del drenaggio, dei laghetti collinari e della irrigazione* da impianti collettivi.

Bari, maggio 1978

N. Matarrese

Prefazione alla ristampa della 2^a edizione corretta

Anche questa edizione è a carattere prevalentemente didattico. Rispetto alla prima, tuttavia, oltre all'ovvia revisione e correzione ed aggiornamento, sono stati introdotti due nuovi capitoli: uno dedicato esclusivamente ad esempi riepilogativi di idrologia superficiale e l'altro agli impianti irrigui aziendali. Inoltre, è stato dedicato maggiore spazio ad esempi applicativi. Si è cercato cioè di rendere più comprensibili gli argomenti trattati, compatibilmente con le esigenze didattiche le quali richiedono, tra l'altro, un coordinamento con le altre discipline della stessa Facoltà di agraria (v. per es.: il caso della esposizione dei rapporti acqua-suolo). Ecco perchè la trattazione tiene conto di due aspetti: quello formativo (v. per es.: le cognizioni relative alla progettazione dei canali, del drenaggio, dei taghetti collinari, ecc.) e quello informativo (v. per es.: le dighe); in quest'ultimo aspetto ricadono gli argomenti sviluppati sotto la dizione "cenni" e quindi inevitabilmente lacunosi.

Pertanto, pur nella incertezza sui "pesi" dati ai vari capitoli, in relazione alle competenze attribuite all'attività professionale dell'Agronomo, è da sperare che il testo, pur contenente in alcuni casi ripetizioni, ritenute necessarie nella didattica, possa essere utile anche a coloro che non sono più studenti.

Bari, aprile 1998

N. Matarrese

INDICE

Principali simboli ed abbreviazioni indicati nel testo.....	pag.	13
Grandezze, unità di misura del Sistema Internazionale ed espressioni dimensionali considerate nel testo.....	»	18

PARTE I

ELEMENTI DI IDRAULICA GENERALE

CAP. 1 - IDROSTATICA

1.1. - Pressione e spinta.....	»	23
1.2. - Spinta sopra una parete piana. Centro di spinta. Esempi di calcolo.....	»	26
1.3. - Spinta idrostatica sopra una parete curva. Esempi di calcolo.....	»	34
1.4. - Tubo circolare soggetto a pressione interna uniforme.....	»	40

CAP. 2 - IDRODINAMICA

2.1. - Principi fondamentali		
Differenze tra liquido in quiete e liquido in moto.....	»	42
Linea di corrente; tubo di flusso; traiettoria; sezione; velocità; portata.....	»	43
Moto laminare e moto turbolento; numero di Reynolds.....	»	44
Categorie di moto: permanente, vario, uniforme;.....	»	47
Differenti forme di energia; quantità di moto.....	»	50
Equazione di continuità.....	»	52
Teorema di Bernoulli.....	»	54
2.2. - Moto nei canali a superficie libera		
Moto permanente.....	»	57
Trasformazione di energia. Stato critico.....	»	61
Elementi dello stato critico.....	»	62
Risalto idraulico.....	»	69
Equazione del moto uniforme.....	»	73
Calcolo dei canali.....	»	79
Cenni sul moto vario.....	»	88

2.3. - Moto nei condotti in pressione	
Generalità	pag. 90
Calcolo dei condotti; esempio di calcolo.....	» 96
Perdite di carico localizzate.....	» 103
Reti e criteri di economia; esempio.....	» 107
Cenni sul moto vario (colpo d'ariete).....	» 109
 <i>CAP. 3 - FORONOMIA E IDROMETRIA</i>	
3.1. - Foronomia	
Generalità	» 114
<i>Luci a battente</i> : libere di piccole e di grandi dimensioni; luci rigurgitate; imboccature; efflusso da paratoie.....	» 116
<i>Luci a stramazzo</i> : a parete grossa, a parete sottile (rettan- golare, triangolare, trapezoidale).....	» 122
3.2. - Idrometria	
Misura di portata nei condotti (venturimetri); nei canali a pelo libero (misuratori a risalto).....	» 129
3.3. - Getti.....	» 134
Principali lavori consultati per la parte I.....	» 137

PARTE II

ELEMENTI DI IDROLOGIA

<i>CAP. 1 - PLUVIOMETRIA</i>	
1.1. - Cenni preliminari.....	» 141
1.2. - Regimi pluviometrici.....	» 141
1.3. - Misura delle precipitazioni.....	» 146
1.4. - Analisi statistica delle precipitazioni	
Criteri di elaborazione dei dati pluviometrici.....	» 151
Applicazione dei criteri di elaborazione.....	» 152
Esempio di elaborazione dei dati di pioggia.....	» 156
 <i>CAP. 2 - RUSCELLAMENTO E DEFLUSSO</i>	
2.1. - Pioggia netta, pioggia efficace, coefficiente di ruscella- mento.....	» 168

2.2. - Coefficiente di deflusso	pag. 168
2.3. - Tempo di corrivazione	» 171
2.4. - Idrogramma di piena	» 174
 <i>CAP. 3 - COEFFICIENTE UDOMETRICO</i>	
3.1. - Metodo cinematico	» 176
3.2. - Metodo dell'invaso	» 177
 <i>CAP. 4 - CENNI SUL CALCOLO DELLE PORTATE DI PIENA</i>	
4.1. - Metodi analitici	» 180
4.2. - Metodi empirici	» 181
 <i>CAP. 5 - ESEMPI RIEPILOGATIVI DI IDROLOGIA SUPERFICIALE</i>	
	» 184
 <i>CAP. 6 - IDROLOGIA SOTTERRANEA</i>	
6.1. - Generalità	» 189
6.2. - Moto dell'acqua nei terreni filtranti	» 190
6.3. - Misura della conducibilità idrica	» 196
6.4. - Misura della portata dei pozzi	» 203
6.5. - Tecnica di costruzione dei pozzi	» 207
Valori di alcune funzioni di Gauss	» 209
Principali lavori consultati per la parte II	» 213

PARTE III

EROSIONE IDRICA E TRASPORTO SOLIDO

CAP. 1 - FATTORI DELL'EROSIONE IDRICA SUPERFICIALE

1.1. - Generalità	» 217
1.2. - Erosività della pioggia	» 217
1.3. - Pendenza	» 222
1.4. - Caratteristiche del suolo	» 224
1.5. - Copertura vegetale	» 226

CAP. 2 - DETERMINAZIONE INDIRECTA DELLA EROSIONE IDRICA

2.1. - Equazione "universale".....	pag. 228
2.3. - Fattore pioggia.....	» 229
2.3. - Fattore erodibilità del suolo.....	» 232
2.4. - Fattore pendenza e lunghezza del pendio.....	» 232
2.5. - Fattore colturale.....	» 236
2.6. - Fattore sistemazione terreni.....	» 240

CAP. 3 - TRASPORTO SOLIDO E SEDIMENTAZIONE

3.1. - Premessa.....	» 242
3.2. - Generalità sul trasporto solido.....	» 242
3.3. - Principali fattori che influenzano la produzione dei sedimenti.....	» 244
3.4. - Metodi di misura indiretta della produzione di sedimenti.....	» 248
Principali lavori consultati per la parte III.....	» 254

PARTE IV

PRINCIPI FONDAMENTALI SULLE OPERE DI SISTEMAZIONE DEI BACINI IMBRIFERI

CAP. 1 - CENNI SULLE PRINCIPALI OPERE DI CONTROLLO DELLE ACQUE SU SUOLI IN PENDIO

1.1. - Generalità.....	pag. 259
1.2. - Interventi sui versanti.....	» 259

CAP. 2 - CRITERI DI SISTEMAZIONE DEI TORRENTI

2.1. - Generalità.....	» 267
2.2. - Briglie.....	» 271

CAP. 3 - LAGHETTI COLLINARI

3.1. - Studi preliminari.....	» 280
3.2. - Progettazione del rilevato.....	» 282
3.3. - Opere di sfioro e di presa.....	» 287
Principali lavori consultati per la parte IV.....	» 290

PARTE V

ELEMENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA DEI COMPENSORI DI PIANURA

<i>CAP. 1 - CENNI SUI CORSI D'ACQUA E SUI CANALI DI RONIFICA</i>	pag. 293
<i>CAP. 2 - RETE AZIENDALE DI SCOLO SUPERFICIALE E SI- STEMAZIONI IDRAULICO-AGRARIE DEI TERRENI</i>	
2.1. - Rete aziendale di scolo	» 297
2.2. - Sistemazione idraulico-agraria	» 300
2.3. - Tipi di sistemazione	» 304
<i>CAP. 3 - DRENAGGIO SOTTERRANEO</i>	
3.1. - Generalità	» 314
3.2. - Fondamenti teorici della idrodinamica nel drenaggio	» 316
3.3. - Elementi di progettazione della rete	» 335
3.4. - Tecniche costruttive	» 349
Principali lavori consultati per la parte V	» 354

PARTE VI

IRRIGAZIONE

<i>CAP. 1 - CENNI SULLA DISTRIBUZIONE SETTORIALE DELLE RISORSE IDRICHE</i>	
1.1. - Fabbisogni settoriali	» 359
1.2. - Disponibilità	» 361
<i>CAP. 2 - CENNI SULLE OPERE DI APPROVVIGIONAMENTO</i>	
2.1. - Da corsi d'acqua naturali	» 365
2.2. - Da serbatoi o laghi artificiali	» 371
2.3. - Da pozzi	» 378
2.4. - Da fonti non convenzionali	» 385

<i>CAP. 3 - RETI DI TRASPORTO E DI DISTRIBUZIONE DELL'ACQUA</i>	
3.1. - Studi preliminari.....	pag. 386
3.2. - Reti a pelo libero.....	» 391
- Tracciati e profili.....	» 394
- Opere speciali lungo i canali.....	» 401
3.3. - Reti in pressione.....	» 411
- Tracciati e profili.....	» 412
- Manufatti ed apparecchiature.....	» 420
<i>CAP. 4 - SISTEMI DI DISTRIBUZIONE NEGLI IMPIANTI COLLETTIVI</i>	
4.1. - Cenni introduttivi.....	» 430
4.2. - Sistemi di esercizio.....	» 433
- Consegne programmate.....	» 435
- Distribuzione a domanda.....	» 438
4.3. - Organizzazione di esercizio.....	» 447
<i>CAP. 5 - IMPIANTI AZIENDALI</i>	
5.1. - Opere di base.....	» 454
5.2. - Impianti per l'aspersione.....	» 458
5.3. - Impianti per la microirrigazione.....	» 463
5.4. - Elaborati di progetto.....	» 467
Principali lavori consultati per la parte VI.....	» 469
Indice analitico.....	» 471

PRINCIPALI SIMBOLI ED ABBREVIAZIONI INDICATI NEL TESTO

A	=	area
a	=	celerità; variabile dell'equazione di possibilità pluviometrica
b	=	larghezza
B_R	=	rapporto di biforcazione
C	=	contorno o perimetro bagnato; centro di spinta; coefficiente
c	=	coesione; concentrazione; come indice = critico; coefficiente
C_i	=	coefficiente o fattore di forma (parte II)
C_R	=	indice di bacino nella formula di <i>Mongiardini</i> (parte II)
CIC	=	capacità idrica di campo (o <i>Cic</i>)
c_a	=	corpo d'acqua
D	=	diametro; spessore dello strato saturo
D	=	diffusività idrica; diametro interno
d	=	operatore differenziale; dotazione idrica; giorno; diametro in sezione contratta; distanza; spessore dello strato equivalente di <i>Hooghoudt</i>
d_e	=	diametro equivalente
E	=	energia; efficienza (E_a = efficienza dell'adacquamento; E_c = efficienza del sistema trasporto; E_d = efficienza del sistema di consegna; E_t = efficienza totale della irrigazione); evaporazione potenziale
E_v	=	modulo di elasticità di volume (parte I)
ETc	=	evapotraspirazione effettiva della coltura (o ETE)
ETP	=	evapotraspirazione potenziale
e	=	base dei logaritmi naturali (= 2,7183...); grado di libertà (irrigazione "a domanda"); talvolta = spessore di un acquifero; come indice = esterno
F	=	forza; (F_i = forza d'inerzia)
F	=	frequenza
f	=	franco; simbolo di funzione; coefficiente di attrito (= $\text{tg}\varphi$)
fn	=	fabbisogno netto
G	=	baricentro
g	=	accelerazione di gravità (si assume = $9,81 \text{ m/s}^2$)

H	=	carico o potenziale totale posseduto dall'unità di peso (= $U^2/2g + p/\rho + z$)
h	=	altezza; profondità; carico piezometrico (= p/ρ); h = ora
I	=	intensità di pioggia (mm/h); infiltrazione cumulata
i	=	pendenza; come indice = interno
i_c	=	pendenza critica
i_{co}	=	pendenza di compensazione
$i'L$	=	fattore topografico nella erosione idrica superficiale
K	=	coefficiente di deflusso; conducibilità idrica (m/d); fattore di erodibilità del suolo
K_d	=	trasmissività (m^2/d)
k	=	coefficiente di afflusso; carico di sicurezza (alla trazione, alla compressione, al taglio in Kg/cm^2); numero di prese in funzione contemporanea
k_s	=	indice di scabrezza di <i>Gauckler - Manning - Strickler</i>
k^*	=	coefficiente di permeabilità intrinseca (L^2)
L	=	lunghezza
l	=	frazione di L
M	=	massa
M_i	=	momento quadratico di superficie (momento di inerzia)
M_s	=	momento quadratico di linea (momento statico)
m	=	numero d'ordine di un dato per il calcolo della frequenza; rapporto di strozzamento d^2/D^2
m_k	=	indice di scabrezza di <i>Kutter</i>
min	=	minuto
N	=	numero
N_R	=	numero di <i>Reynolds</i>
N_F	=	numero di <i>Froude</i>
n	=	coefficiente delle perdite di carico localizzate; parametro angolare della curva di possibilità pluviometrica (parte II)
n	=	numero di prese
O	=	orario (O_a = orario di adacquamento)
P	=	spinta; peso; fattore di sistemazione dei terreni (adimensionale)

P_e	=	pioggia efficace
p	=	pressione (dp/dA); porosità (%)
Q	=	portata di volume
Q_m	=	quantità di moto (= $MU = \text{Kg} \cdot \text{m/s}$)
q	=	portata per unità di b o di b^2 ; portata specifica di punta ($l/s \cdot \text{ha}$)
q'	=	dotazione specifica continua (= $0,1157 fn/E_s$)
q_e	=	portata di un erogatore
R	=	raggio medio o idraulico (= Ω/C); rapporto di copertura
R_c	=	fattore colturale (nelle relazioni della erosione idrica)
R_p	=	erosività della pioggia (= $\text{MJ} \cdot \text{mm/ha} \cdot \text{h}$)
r	=	raggio generico; grado di utilizzazione giornaliera di un impianto irriguo (= $t'/24$)
S	=	spinta totale;
S_p	=	trasporto torbido specifico
S_i	=	erosione idrica ($t/\text{ha} \cdot \text{anno}$)
s	=	spessore; scarpa; $s = \text{secondo}$
T	=	temperatura; turno (giorni)
t	=	tempo; $t = \text{tempo generico}$
t'	=	durata (in ore) di funzionamento giornaliero di un impianto irriguo
t_c	=	tempo di corrivazione
t_e	=	tempo di esaurimento
t_p	=	durata di una pioggia
t_r	=	tempo di ritorno (anni)
U	=	velocità media (m/s)
$U(P)$	=	funzione della probabilità di funzionamento P
u	=	variabile ridotta
u	=	coefficiente udometrico ($1/s \cdot \text{ha}$)
V	=	volume; valore medio delle velocità istantanee locali
v	=	velocità istantanea locale
v_a	=	volume di adacquamento (m^3/ha)
W	=	potenza; potenza di una corrente (= γQH)

W_r	=	resistenza radiale
W_o	=	resistenza orizzontale
x	=	coordinata cartesiana orizzontale
y	=	coordinata cartesiana verticale (o orizzontale se vi è la z)
z	=	coordinata cartesiana verticale; quota; altezza rappresentatrice dell'energia di posizione
α	=	coefficiente dell'energia cinetica di <i>Coriolis</i> ; coefficiente angolare della scala di deflusso
β	=	coefficiente della quantità di moto; indice di resistenza di <i>Darcy</i>
γ	=	peso specifico ($= \rho g = F/L^3 = M/L^2 t^2 = N/m^3$)
γ_b	=	indice di scabrezza di <i>Bazin</i>
Δ	=	differenza finita
δ	=	operatore di differenza "piccolissima" finita; parametro della scala di deflusso
ε	=	rugosità assoluta; modulo di compressibilità dell'acqua
η	=	viscosità dinamica; rendimento
J	=	pendenza o cadente dei carichi ($\Delta H/\Delta L$);
J	=	lavoro; energia ($J = N.m$)
j	=	coefficiente di riserva (giorni) nel drenaggio
λ	=	numero o indice di resistenza nella relazione di <i>Darcy - Weisbach</i> (parte I); coefficiente di <i>Giandotti</i> (parte II)
μ	=	coefficiente di efflusso ($=$ coefficiente di contrazione C_c per coefficiente di velocità C_v); porosità di drenaggio o capacità specifica di immagazzinamento di una falda
ν	=	coefficiente di viscosità cinematica (η/ρ)
π	=	3,1416....
ρ	=	massa volumica (densità) ($= M/L^3$); coefficiente di piena ($= Q_{max}/\bar{Q}$)
Σ	=	sommatoria
σ	=	sforzo normale; sforzo di tensione (di pressione è p) $= mN/m^2$ o $dine/cm^2$); deviazione standard
σ_s	=	tensione superficiale (N/m o $dine/m$)
τ	=	tensione o forza tangenziale; sforzo di taglio; resistenza di viscosità; forza di trascinamento ($= N/m^2$ o $dine/cm^2$)

φ	=	angolo di attrito interno; linea di flusso (funzione di corrente. $\varphi = f(x, y)$)
χ	=	coefficiente di resistenza di <i>Chézy</i>
ψ	=	potenziale
Ω	=	area della sezione bagnata (sezione trasversale della corrente)
ω	=	area della sezione bagnata contratta
—	=	media, quando il segno è posto su una lettera dell'alfabeto
\int	=	segno di integrale
exp b	=	e^b
ln	=	logaritmo naturale (base e)
log o lg	=	logaritmo decimale (base 10)
cfr	=	confrontare
v.	=	vedere
tv.	=	talvolta

Nella citazione delle grandezze si noterà un frequente ricorso, spesso ripetitivo, alla indicazione delle rispettive unità di misura di più comune impiego in idraulica agraria; per facilitare il lettore si è ritenuto, parimenti utile, riportare a fianco di alcune di esse anche l'espressione dimensionale.

GRANDEZZE, UNITÀ DI MISURA DEL SISTEMA INTERNAZIONALE (SI) - norme CNR-UNI 10003-74, D.P.R. 12 agosto 1982, n. 802 - ed espressioni dimensionali considerate nel testo.

Grandezza	Unità di misura SI		Espressione dimensionale	Altre unità e fattori di conversione
	Nome	Simbolo		
Lunghezza	metro	m	L	
Massa	kilogrammo	kg	M	1 tonnellata t = 10 ³ kg
Tempo	secondo	s	t	1 minuto min = 60s; 1 ora h = 3600s; 1 giorno d = 86400s
Temperatura	kelvin	K	T	1 Celsius T(°C) = T(K) - 273,15
Angolo piano	grado Celsius radiante	°C rad	—	1 grado sessagesimale 1° = 0,01745 rad = π/180 rad; 1 grado centesimale 1g = 0,0157 rad = π/200 rad
Forza; Peso	newton	N	MLt ⁻²	= 1 kg·m/s ² = 100000 dine = 1/9,80665 kg·peso = 0,102 kg (1 kg _p = 9,81 N)
Pressione; Tensione	pascal	Pa	ML ⁻¹ t ⁻²	= 1 N/m ² ; 1 bar = 10 ⁵ Pa = 1,02 kg _p /cm ² ; 1 atmosfera tecnica at = 9,80665·10 ⁴ Pa; 1 atmosfera normale atm = 101325 Pa
Tensione superficiale	—	N/m	Mt ⁻²	1 m N/m = 1 dine/cm
Lavoro; Energia	joule	J	ML ² t ⁻²	= N·m; 1 J = 1/3,6·10 ⁶ kWh = 1/4,1868 cal
Potenza	watt	W	ML ² t ⁻³	= 1 J/s; 1 cavallo vapore CV = 75,9,80665 W; 1 kW = 1000 W
Area	—	m ²	L ²	1 ettaro ha = 10 ⁴ m ²
Volume	—	m ³	L ³	1 m ³ = 1·10 ³ dm ³ ; 1 litro l = 10 ⁻³ m ³
Momento di una forza	—	N·m	ML ² t ⁻²	
Velocità	—	m/s	Lt ⁻¹	
Accelerazione	—	m/s ²	Lt ⁻²	
Massa volumica	—	kg/m ³	ML ⁻³	densità ρ nel sist. tradizion.
Portata di volume	—	m ³ /s	L ³ t ⁻¹	1 l/s = 0,001 m ³ /s
Quantità di moto	—	kg·m/s	M·L·t ⁻¹	
Viscosità dinamica	—	Pa·s	M·L ⁻¹ t ⁻¹	o N·s/m ² (1 poise = 0,1 N·s/m ²)
Viscosità cinematica	—	m ² /s	L ² ·t ⁻¹	1 stokes St = 10 ⁻⁴ m ² /s

PREFISSI E LORO SIMBOLI PER TALUNI MULTIPLI E SOTTOMULTIPLI DELLE UNITÀ (SI)

MULTIPLI

Prefisso	Simbolo	Moltiplicatore
deca	da	10^1
etto	h	10^2
kilo	k	10^3
mega	M	10^6
giga	G	10^9
tera	T	10^{12}
Es: 100 kilopascal = 100 kPa = 1 bar		

SOTTOMULTIPLI

Prefisso	Simbolo	Moltiplicatore
deci	d	10^{-1}
centi	c	10^{-2}
milli	m	10^{-3}
micro	μ	10^{-6}
nano	n	10^{-9}
pico	p	10^{-12}
femto	f	10^{-15}
atto	a	10^{-18}

Parte I

ELEMENTI DI IDRAULICA GENERALE

1. IDROSTATICA

1.1. Pressione e spinta

I liquidi in quiete sono soggetti alla sola azione delle forze esterne (proporzionali alla massa); essi, pertanto, generano solo *sforzi normali* e di *pressione* dovuti al loro peso ⁽¹⁾.

La risultante delle forze esercitate da un liquido, per effetto del suo peso, su una superficie di area A si definisce come *spinta idraulica* P (in N). Il rapporto P/A si indica come *spinta idraulica unitaria*, riferita, cioè, all'unità di area.

In generale, il rapporto tra la forza rappresentante la spinta elementare dP e la superficie premuta di area dA ($dP/dA = p$) viene indicato come *pressione idraulica*, che, in pratica, si identifica con la spinta unitaria ed è espressa in N/m^2 .

In un liquido omogeneo in equilibrio, dP è orientata perpendicolarmente alla superficie dA ed ha la stessa grandezza per tutti gli elementi piani passanti per un punto C del campo dA : essa viene anche espressa come compressione del liquido nel punto C (tensione quando p è diretta verso l'esterno).

Nel sistema internazionale di unità (SI) l'unità di grandezza della pressione viene chiamata pascal (simbolo Pa) e definita "pressione esercitata dalla forza di 1N -cfr. nota 1- applicata perpendicolarmente ad una superficie con area di 1 m^2 ": $1\text{ Pa} = 1\text{ N/m}^2 = 0,0000102\text{ kg-forza/cm}^2$ ⁽²⁾.

⁽¹⁾ Si ricorda che la spinta è una forza di superficie che agisce in ogni direzione ed è dovuta alle azioni molecolari suscitate, nel liquido, dalla forza di gravità, isolatamente o con il concorso di altre forze esterne: il peso è una forza di massa che agisce verticalmente verso il basso — Mg — (forza che imprime ad un corpo di massa di 1 kg l'accelerazione g di $1\text{ m/s}^2 = 1\text{ newton N}$: 1 kg — peso = 9,8066 N).

⁽²⁾ I multipli e sottomultipli di detta unità SI appaiono di scarso impiego per i fluidi in generale per i quali è ammessa l'unità bar: $1\text{ bar} = 10^5\text{ Pa} = 1,0197\text{ kg/cm}^2$, un mbar (millibar) = 10^2 Pa .

In idraulica, è ancora molto diffuso l'impiego, come unità di misura del sistema pratico, della unità di 1 kg su cm^2 . Questa, differisce di poco dalla *pressione atmosferica* o *atmosfera normale* (atm), che, nelle condizioni normali al livello del mare, si assume essere uguale a quella esercitata su 1 m^2 da una colonna d'acqua alta 10,33 m, ovvero al peso di una colonna di mercurio (massa volumica $\rho = 13590 \text{ kg/m}^3$ a 0°C) alta 0,76 m: infatti $10^{-6} \cdot 76 \cdot 13590 = 1,033 \text{ kg/cm}^2$. L'*atmosfera metrica* o *tecnica* (at) è uguale a $1,000 \text{ kg/cm}^2$ (v. Tab. 1).

Tabella 1 - *Unità di pressione (non SI) ammesse o transitoriamente tollerate (D.P.R. 12/8/1982, n. 802)*

Nome	Simbolo	Equivalenza
bar	bar	$1 \text{ bar} = 10^5 \text{ Pa} (= 1,0197 \text{ kg/cm}^2)$
atmosfera tecnica	at	$1 \text{ at} = 98,0665 \text{ kPa} (= 1 \text{ kg/cm}^2)$
atmosfera normale	atm	$1 \text{ atm} = 101,325 \text{ kPa} (= 1,033 \text{ kg/cm}^2)$
torr	mm Hg	$1 \text{ mm Hg} = 133,322 \text{ Pa}$

Per un liquido in quiete, con superficie libera a contatto con l'atmosfera, l'intensità della pressione relativa alla superficie libera sarà zero; analogamente, in un generico punto, affondato h_x sotto la superficie libera, la pressione relativa è:

$$p = \rho h_x \quad (\text{I-1})$$

cioè la *pressione in un liquido in quiete varia dall'alto in basso con legge lineare (detta legge idrostatica)*.

La pressione assoluta (sempre con superficie libera a contatto con

l'atmosfera) è invece (Fig. I-1):

$$p_o = p + p_a = \rho h_x + p_a, \quad (I-2)$$

in cui p_a rappresenta la pressione assoluta dovuta all'atmosfera.

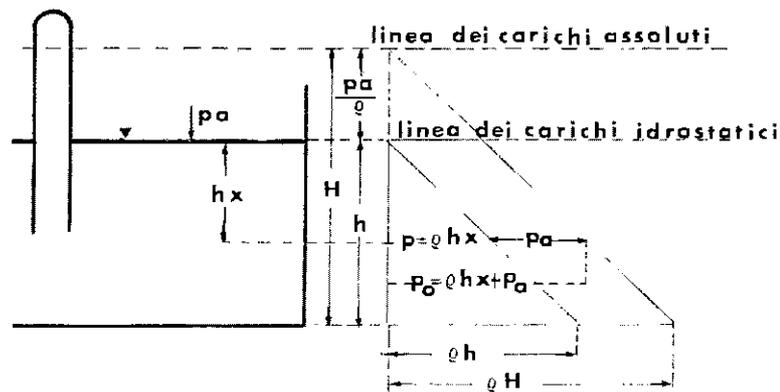


Fig. I-1 - Carichi assoluti e carichi idrostatici

Tutti i punti di *uguale quota h* sono su piani orizzontali ad *uguale pressione*, cioè su *isobare*.

Come già detto, una colonna liquida di altezza h , esercita sulla superficie della propria base la pressione $p = \rho h$.

Il rapporto $p/\rho = h$, viene chiamato *altezza piezometrica* corrispondente alla pressione p .

Il carico piezometrico corrispondente alla pressione assoluta p_o è dato da:

$$H = \frac{p_o}{\rho} = h + \frac{p_a}{\rho} \quad (I-3)$$

a cui fa riferimento la *linea dei carichi assoluti*.

Riepilogando, quindi, la pressione relativa (che è quella che sarà considerata nelle applicazioni) è data dal prodotto ρh , la pressione assoluta, invece, dal prodotto ρH .

L'altezza piezometrica corrispondente alla pressione atmosferica normale è, perciò, 88 cm più alta di quella assunta per l'atmosfera metrica, come già detto.

La necessità di misurare la pressione è molto frequente in idraulica agraria, particolarmente nelle reti irrigue; l'apparecchio più comune è il *manometro a molla Bourdon* (v. parte VI).

1.2. Spinta sopra una superficie piana. Centro di spinta.

Si ricorda che la spinta idrostatica totale che un liquido in quiete esercita contro una qualsiasi superficie A orizzontale o verticale o inclinata, è la risultante delle pressioni elementari; essa è normale alla superficie A .

La spinta è *assoluta* se oltre a quella idrostatica vi concorre anche quella atmosferica, come si è avuto modo di precisare in precedenza.

Se si prescinde dalla spinta atmosferica, la spinta idrostatica P esercitata sulla superficie A è data, perciò, dalla somma degli infiniti prodotti della pressione ρh per la superficie infinitesima dA , cioè:

$$P = \int_A \rho h dA$$

hdA rappresenta il momento statico della superficie dA rispetto al pelo libero del liquido.

L'integrale di cui sopra, per il teorema di *Varignon*, è uguale al prodotto della superficie A per la distanza h_c del suo baricentro dal pelo libero. Cioè:

$$P = \rho h_c A \quad (I-4)$$

Se la superficie A è inclinata di un angolo α rispetto all'orizzonte:

$$P = \rho h_G A \sin \alpha, \quad \text{oppure:} \quad (I-5)$$

$$P = \rho h'_c A$$

(h'_c è la distanza tra il baricentro G e l'intersezione della sua verticale con la superficie libera).

Si è detto che la retta d'azione della risultante delle pressioni elementari o spinta totale è ortogonale alla superficie premuta. Il punto d'incontro di detta retta con la superficie è chiamato *centro di spinta* (o centro di pressione).

Il centro di spinta C coincide con il baricentro G della superficie premuta dal liquido (Fig. I-2.a), oppure è al disotto di questo di una certa distanza d (Figg. I-2.b e I-2.c).

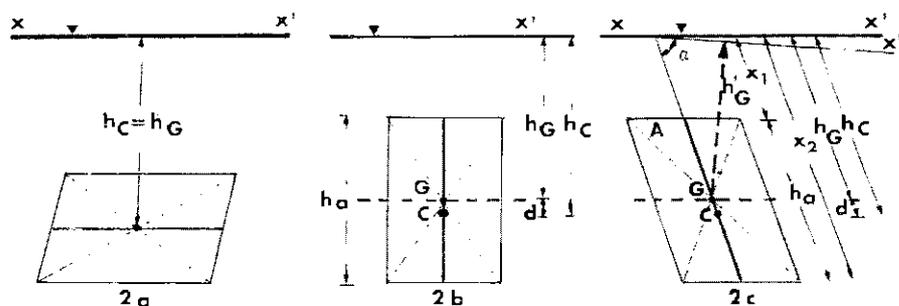


Fig. I-2 - Centro di spinta e baricentro

Si consideri una superficie premuta avente il perimetro simmetrico rispetto ad una sua mediana di massima pendenza, il centro di spinta C si trova su questa mediana ad una distanza d , al disotto del baricentro G di

detta superficie, data dal rapporto tra il momento d'inerzia M_i della superficie A , rispetto all'asse baricentrico orizzontale, ed il momento statico M_s della A , rispetto alla superficie libera del liquido ($h_c A$). Nella Fig. I-2.c, per una superficie piana generica:

$$d = \frac{M_i \operatorname{sen} \alpha}{h_c A} \quad (3)$$

In altre parole, il momento statico della spinta, considerata concentrata nel centro di spinta C , rispetto al pelo libero, è uguale al momento statico complessivo delle spinte elementari, sempre rispetto al pelo libero.

Indicando con h_c la distanza del centro di spinta dal pelo libero, con M_i il momento d'inerzia della superficie A rispetto al pelo libero sarà

$$h_c - h_G = \frac{M_i}{h_c A}$$

(3) Si ricorda che il momento d'inerzia M_i (o momento quadratico di superficie m^4) delle superfici più comuni, rispetto all'asse baricentrico orizzontale, è:

a) per il *rettangolo* di base b ed altezza h_a

$$M_i = \frac{bh_a^3}{12} = 0,0833 bh_a^3;$$

b) per il *triangolo* di base b ed altezza h_a

$$M_i = \frac{bh_a^3}{36};$$

c) per il *quadrato* di lato h_a

$$M_i = \frac{h_a^4}{12};$$

d) per il *cerchio* di diametro D

$$M_i = \frac{\pi D^4}{64} = 0,0491 D^4.$$

Quindi:

$$h_c = \frac{M_i}{h_c A} + h_c \quad (\text{I-6})$$

Con riferimento alla Fig. I-2.c, in cui la superficie A è data da un rettangolo con una coppia di lati orizzontali, si rileva che il centro di spinta C si trova sulla mediana parallela al lato h_a , alla distanza della linea di livello idrostatico:

$$h_c = \frac{2}{3} \frac{x_2^3 - x_1^3}{x_2^2 - x_1^2} \quad (\text{I-7})$$

in cui x_1 e x_2 sono gli affondamenti dei due lati orizzontali dalla intersezione della mediana h_a con la linea di sponda. Se il rettangolo è verticale ($x_1 = 0$ e $x_2 = h_a$)

$$h_c = \frac{2}{3} h_a \quad (\text{I-8})$$

Ovvero, con l'introduzione di M_i riferito ad un rettangolo di base b e di altezza h_a :

$$h_c = \frac{M_i}{h_c A} + h_c = \frac{1}{12} b h_a^3 / h_c + b h_a + h_c = \frac{1}{12} \frac{h_a^2}{h_c} + h_c$$

$$\text{Se } h_c = \frac{1}{2} h_a \text{ si ottiene: } h_c = \frac{1}{12} \frac{h_a^2}{1/2 h_a} + \frac{1}{2} h_a = \frac{2}{3} h_a$$

In sostanza, la posizione del centro di spinta è indipendente dalla inclinazione α della parete rispetto alla superficie libera, essa rimane inalterata quando A ruota intorno alla linea xx' di sponda.

Si consideri, infatti, il predetto caso di una *superficie rettangolare verticale con due lati orizzontali*, distanti h_0 tra di loro e di larghezza b (Fig. I-3),

$$P = \rho b \frac{h_2^2 - h_1^2}{2} = \rho h_a b \frac{h_1 + h_2}{2} = \rho h_a b h_G \quad (\text{I-9})$$

La risultante della spinta P passa per il baricentro G del trapezio $BCDE$ (trapezio di spinta) ed il punto di applicazione sarà, come già detto, $C^{(4)}$.

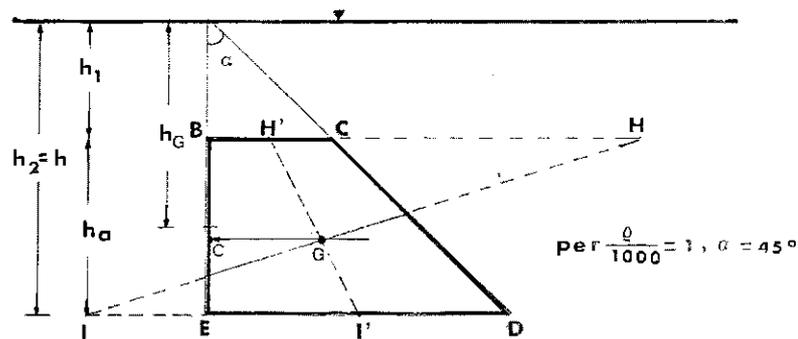


Fig. I-3 - Spinta su parete verticale

Se $h_1 = 0$, si ha

$$P = \rho b \frac{h_2^2}{2} \quad (\text{I-10})$$

⁽⁴⁾ Alla determinazione della spinta idrostatica su pareti piane rettangolari e del relativo centro di spinta, si preferisce, spesso, procedere graficamente, mediante semplici costruzioni.

Con riferimento alla Fig. I-3, per esempio: sia $I'I'$ la metà di BC e I' quella di DE ; si tracci il segmento $H'I'$ e si prolunghi il lato BC di una lunghezza $CH = DE$ e il lato DE di una lunghezza BC .

Il punto in cui HI incontra $H'I'$ è il baricentro G e quello, normale a BE , passante per G che incontra la superficie, di cui BE è la mediana, rappresenta il centro di spinta C .

Nel caso che la *superficie rettangolare è inclinata* di un angolo α rispetto al pelo libero (Fig. I-4), la risultante P è ancora data dall'area del trapezio $BCDE$ (con $BC = BC''$ e $ED = ED''$) e passa per il suo baricentro G .

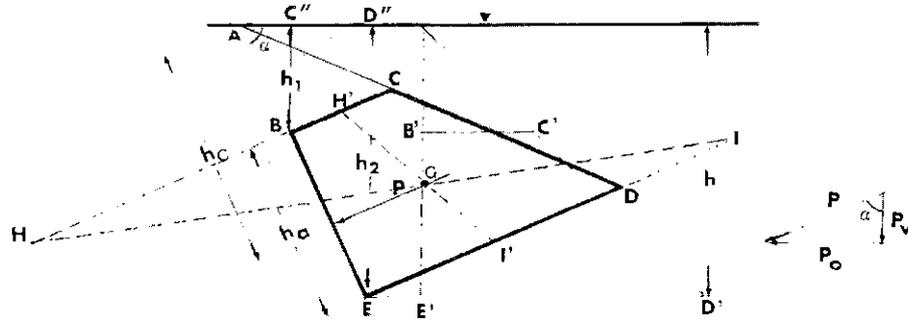


Fig. I-4 - Spinta su parete inclinata

La componente orizzontale P_o , corrisponde al trapezio $B'C'D'E'$ e la componente verticale P_v al trapezio $BC''D''E$.

Perciò, sempre per una larghezza b :

$$P = \rho \frac{b}{\sin \alpha} \frac{h_2^2 - h_1^2}{2} = \rho \frac{b}{\sin \alpha} h_a \frac{h_1 + h_2}{2} = \sqrt{P_o^2 + P_v^2} \quad (\text{I-11})$$

La proiezione del baricentro del trapezio $BCDE$ su BE rappresenta il centro di spinta.

Se il lato orizzontale superiore giace sulla linea di sponda ($h_1 = 0$, $h_2 = h$ e $h_a =$ segmento AE):

$$P = \frac{1}{2} \rho b \frac{h^2}{\sin \alpha} = \frac{1}{2} \rho b h_a^2 \sin \alpha \quad (\text{I-12})$$

e $C = \frac{h}{3}$ sopra il fondo.

1.2.1. - Esempio di calcolo della spinta P su parete piana affiorante:

a) *Verticale*

Con riferimento alla Fig. I-3, posto una larghezza unitaria della parete $b = 1$ m, sia:

$$h = h_2 = h_a = 2 \text{ m}; A = 2 \text{ m}^2; h_c = 1 \text{ m}; \rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$1) P = \rho h_c A = 1000 \cdot 1 \cdot (1 \cdot 2) = 2000 \text{ kg (forza)}$$

$$2) P = \frac{1}{2} b \rho h^2 = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 1000 \cdot 2^2 = 2000 \text{ kg}_f$$

$$\begin{aligned} \text{La pressione } p &= \frac{P}{A} = \frac{2000}{2} = 1000 \text{ kg/m}^2 = 0,1 \text{ kg}_f/\text{cm}^2 = \\ &= 0,1 \text{ bar} = 0,1 \text{ atm} = 9806,65 \text{ Pa} \end{aligned}$$

b) *Inclinata*

Con riferimento alla Fig. I-4, sempre per $b = 1$ m:

$$h = 2 \text{ m}; h_a = 2,828 \text{ m (parete } A-E); \alpha = 45^\circ; \text{sen } \alpha = 0,7071$$

$$h_c = 1,414 \text{ m}; h'_c = 1 \text{ m}; A = 2,828 \text{ m}^2$$

$$1) P = \rho h_c A \text{ sen } \alpha = 1000 \cdot 1,414 \cdot 2,828 \cdot 0,7071 = 2828 \text{ kg}_f$$

$$2) P = \rho h'_c A = 1000 \cdot 1 \cdot 2,828 = 2828 \text{ kg}_f$$

$$3) P = \frac{1}{2} b \rho \frac{h^2}{\text{sen } \alpha} = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 1000 \cdot \frac{4}{0,7071} = 2828 \text{ kg}_f$$

$$4) P = \frac{1}{2} b \rho h_a^2 \text{ sen } \alpha = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 1000 \cdot (2,828)^2 \cdot 0,7071 = 2828 \text{ kg}_f$$

$$5) P = \sqrt{P_o^2 + P_v^2} ; P_o = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 9 \cdot h^2 = 2000 \text{ kg}_f$$

$$P_v = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 9 \cdot h^2 = 2000 \text{ kg}_f$$

$$P = \sqrt{(2000)^2 + (2000)^2} = 2828 \text{ kg}_f$$

La pressione sulla parete: $p = \frac{P}{A} = \frac{2828}{2,828} = 1000 \text{ kg/m}^2 =$

$$= 0,1 \text{ kg/cm}^2 = 0,1 \text{ bar} = 0,1 \text{ atm}$$

La pressione sul fondo: $p = \frac{2000}{1} = 2000 \text{ kg/m}^2 =$

$$= 0,2 \text{ kg/cm}^2 = 0,2 \text{ bar} = 0,2 \text{ atm} = 19613,3 \text{ Pa}$$

(Si ricorda che $\text{Pa} = \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$ e che $1 \text{ kg}_f = 9,8066 \text{ N}$).

1.2.2. - Esempio di calcolo del centro di spinta:

$$h_c = \frac{M_i}{h_c A} + h_c$$

a) parete verticale: $h_o = h = 2 \text{ m}$

$$h_c = 1 \text{ m}; A = 1,2 = 2 \text{ m}^2; b = 1 \text{ m}$$

$$M_i = \frac{1}{12} b h_o^3 = \frac{1}{12} 1,2^3 = 0,6667 \text{ m}$$

$$h_c = \frac{\frac{1}{12} b h_a^3}{\frac{1}{12} h_a (h_a + b)} + \frac{1}{2} h_a = \frac{1}{6} h_a + \frac{1}{2} h_a = \frac{1}{2} h_a + \frac{3}{6} h_a =$$

$$\frac{4}{6} h_a = \frac{2}{3} h_a$$

$$h_c = \frac{2}{3} \cdot 2 = 1,33 \text{ m}$$

b) *parete inclinata*

$$h_c = 1,414 \text{ m} = \frac{1}{2} h_a; h_a = 2,828 \text{ m}$$

$$h_c = \frac{2}{3} 2,828 = 1,886 \text{ m}$$

$$d = h_c - h_c = 1,886 - 1,414 = 0,472 \text{ m}$$

1.3. Spinta idrostatica sopra una superficie curva

In generale, per le superfici non piane si procede alla determinazione delle componenti della spinta secondo i tre assi coordinati, x, y, z , con procedimento analogo a quello indicato per le superfici piane. La spinta P sarà la somma vettoriale delle P_x , P_y e P_z e cioè, con la regola del parallelogramma:

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_y^2 + P_z^2} \quad (\text{I-13})$$

Si consideri, per esempio (Fig. I-5), una porzione di superficie curva dA , la spinta idrostatica unitaria relativa $dP = \rho dA h_c$ e le sue componenti orizzontali e verticali sono:

$$dP_o = \rho dA \sin \alpha h_c \quad ; \quad dP_v = \rho dA \cos \alpha h_c$$

Quindi, la *componente verticale* dP_v è data dal peso della colonna liquida $dA \cos \alpha h_c$ che insiste verticalmente su dA a partire dal pelo libero; poichè la somma di tutte le componenti verticali, corrisponde al peso

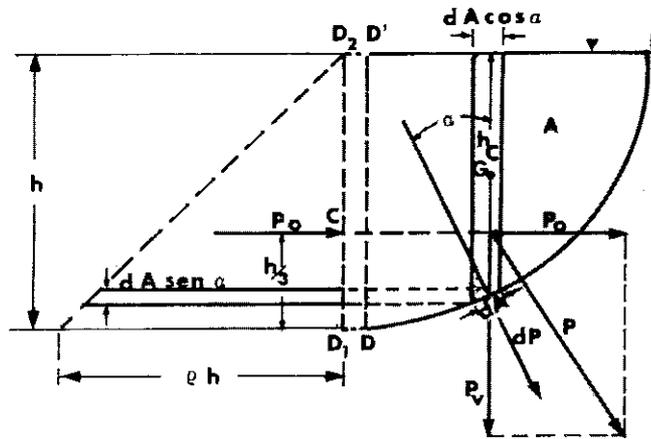


Fig. I-5 - Spinta su parete curva

di tutto il volume liquido (dato dalla superficie $A - DED$ - per una larghezza unitaria), il valore totale sarà perciò ρA .

La linea di azione della P_v passa per il baricentro G .

La *componente orizzontale* P_o equivale alla spinta che il liquido eserciterebbe sull'area piana ideale A_v (in Fig. I-5, D_1D_2) che si ottiene dalla proiezione della superficie premuta sopra un qualunque piano verticale normale al pelo libero del liquido. Essa è dunque una forza oriz-

zontale passante per il centro di spinta di D_1D_2 , ossia ad un affondamento $2/3 h$ ed ha il valore totale di $\rho(h^2/2)$, per la medesima larghezza unitaria a cui si è fatto riferimento avanti.

Una larga applicazione, di quanto finora è stato detto sull'idrostatica, si ha nel calcolo delle *paratoie*, poste a chiusura di una luce (nei canali d'irrigazione per esempio) e dei *muri di sponda*, per esempio: di una *vasca*, o di un canale.

Nel primo caso si tratta di conoscere la spinta che agisce su di esse, la quale, a parte il peso proprio della paratoia, è causa di attrito nel sollevamento di cui bisogna tener conto nella progettazione.

Nel caso dei muri di sponda, occorre considerare che essi debbono resistere al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento, a parte la resistenza a formazioni di fessure dovute a trazioni.

Per i calcoli, solitamente, si prende in considerazione un elemento di muro lungo un metro e si prescinde dalla resistenza causata dalle sue connessioni con i lati contigui.

La *resistenza al ribaltamento* è assicurata quando la risultante R delle due forze: spinta idrostatica P e peso del muro P' passa per il terzo medio della base del muro stesso o, comunque, almeno per la base (Fig. I-6).

La *resistenza allo scorrimento* si ottiene assegnando al prodotto peso del muro per coefficiente di attrito $f (= \operatorname{tg} \varphi)$ un valore tale che sia

$$f \rho_m b h' > \frac{1}{2} \rho h^2 \text{ (per } \varphi < 45^\circ \text{)}$$

in cui: b = spessore medio del muro;

h' = altezza del muro;

φ = angolo di attrito del materiale; (rispetto ad un triangolo rettangolo,

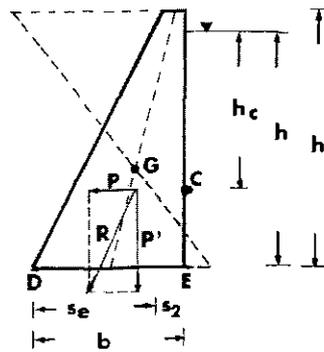
la scarpa $s = \frac{l}{h} \operatorname{cotg} \varphi$, mentre la pendenza $i = \frac{h}{l} \operatorname{tg} \varphi$);

ρ_m = massa volumica del materiale.

La resistenza allo schiacciamento riguarda soprattutto il terreno su cui il muro appoggia. Essa si ottiene, di solito, aumentando la larghezza del muro alla base in modo da avere un paramento esterno inclinato.

È appena il caso di aggiungere che il campo applicativo dell'idrostatica, nell'ambito dell'idraulica agraria, riguarda oltre i *muri di sostegno di sponde o terrapieni* anche le *briglie*, per cui le forze da considerare non sono solo quelle normali, ad un piano, p o σ ma anche quelle tangenziali o di taglio τ che tendono a far slittare il materiale. Di questi casi si farà un breve cenno nella parte IV, così come si accennerà (nella stessa parte IV, cap. 3) agli elementi essenziali delle *piccole dighe in terra* per laghetti collinari.

Qui di seguito si riporta un *esempio di calcolo* relativo alla *parete di una vasca* di contenimento di acqua. Il muro può essere costruito: in calcestruzzo gettato in opera, semplice o armato; con elementi in c.a. prefabbricati; in acciaio; in muratura di pietrame (con malta cementizia); oppure, per piccole altezze, può essere sostituito da un argine in terra compattato, con o senza rivestimento impermeabilizzante.



— = 0,50 m (scala disegno)

— = 2.500 Kg (" delle forze)

Fig. I-6 - Parete di una vasca: verifica al ribaltamento

Nel caso di materiale sciolto occorrerà tenere conto, ovviamente, dell'angolo di attrito interno φ .

Per gli esempi che seguono si considera un *muro in calcestruzzo* di massa volumica $\varrho_m = 2400 \text{ kg/m}^3$.

1.3.1. - Esempio di calcolo di stabilità al ribaltamento

Sia la parete interna, o a monte, verticale e sia l'altezza dell'acqua $h = 2 \text{ m}$ (v. esempio di calcolo della spinta su parete piana affiorante verticale), quindi:

$$P = \frac{1}{2} \varrho h^2 = 2000 \text{ kg (per metro di lunghezza)}$$

Assegnato al muro un *franco* f minimo del 10% di h , ossia di 0,20 m, l'altezza totale h' del muro (a parte le fondazioni) è di 2,20 m.

Pertanto le forze in gioco sono (sempre per 1 m di lunghezza del muro):

- la *spinta idrostatica*: $P = \frac{1}{2} \varrho h^2$

- il *peso proprio* del muro: $P' = \varrho_m A$ (essendo A l'area della sezione trasversale del muro stesso)

Affinchè il muro (monolitico) non ruoti intorno allo spigolo D (v. Fig. I-6) e quindi roversciarsi a valle, è necessario che la risultante R delle due suddette forze passi entro la base DE . In particolare, per evitare sforzi di trazione lungo detta base, è meglio che la risultante R passi entro il terzo medio di DE .

Ne discende l'importanza dello spessore della base b .

Poichè, come si vedrà per la verifica allo scorrimento,

$$q_m A > \frac{1}{2} q h^2, \text{ ossia: } 2400 A > 2000 \text{ kg}$$

dev'essere, nell'esempio: $A > \frac{2000}{2400} > 0,833 \text{ m}^2$,

da cui, lo spessore medio del muro (A/h') dev'essere maggiore di (0,833/2,20) 0,38 m.

Se si adotta la forma geometrica di un trapezio con paramento a monte verticale (quella rettangolare può essere assunta solo per muri molto piccoli, altrimenti si avrebbe un inutile spreco di calcestruzzo, mentre quella triangolare richiede il minore impiego di materiale ma non è pratico il vertice superiore) e con spessore della base minore (coronamento) per es.: di 0,20 m, la scarpa s del paramento a valle sarà:

$$s = \frac{b - 0,20}{h'}$$

Per l'equilibrio dei momenti delle due forze P (ad $\frac{1}{3} h$ della base) e P' (al baricentro del muro) rispetto all'estremo esterno del terzo medio della base DE si pone:

$$q_m/q = \delta \quad \text{e} \quad s = \frac{b}{h} = \frac{1}{\sqrt{\delta}}:$$

$$\text{nell'esempio } s = \frac{1}{\sqrt{\delta}} = \frac{1}{\sqrt{2400/1000}} = 0,6455$$

da cui: $b = 0,6455 \cdot 2,00 = 1,291$, arr. a 1,29 m.

Secondo *Paladini* (cit. da *Marzolo* 1963) per altezze $< 7 \text{ m}$: $s = 0,44 h$

(per sezione rettangolare); nell'esempio:

$$0,44 \cdot 2 = 0,88 \text{ m}$$

$s_e = 0,74 h - 2 s_r$ (per sezione trapezia con s_e = scarpa esterna e s_r = scarpa rettangolare);

con questa relazione, nell'esempio di cui si tratta, si avrebbe: $s_r = 0,20$ (come stabilito in precedenza per lo spessore del coronamento),

$$s_e = (0,74 \cdot 2,00) - (2 \cdot 0,20) = 1,08 \text{ m},$$

$$b = s_e + s_r = 1,08 + 0,20 = 1,28 \text{ m}$$

Riepilogando:

$$A = 2,20 \left(\frac{1,28 + 0,20}{2} \right) = 1,64 \text{ m}^2 > 0,83$$

$$P' = 1,64 \cdot 2400 = 3936 \text{ kg}$$

Dalla composizione grafica delle forze P e P' , la risultante R passa entro il terzo medio e quindi è soddisfatta, in misura abbastanza restrittiva, la stabilità al ribaltamento.

1.3.2. - *Calcolo di stabilità allo scorrimento*

Con i dati numerici di cui al calcolo 1.3.1., risulta, in modo molto evidente, che essendo $P' > P$, ossia: $3936 > 2000 \text{ kg}$, non sussistono problemi di scorrimento.

1.4. **Tubo circolare soggetto a pressione interna uniforme**

Con riferimento ad un tubo verticale, di altezza unitaria, con pressione costante per tutti i punti di una qualsiasi sezione trasversale, la ten-

sione che sollecita la parete del tubo deve equilibrare la risultante delle spinte elementari esercitate dal liquido sul contorno.

Se lo spessore s è piccolo rispetto al diametro del tubo D si può ammettere che la sollecitazione σ sia uniformemente ripartita su tutto lo spessore s .

$$\sigma = \frac{pD}{2}, \text{ per cui si ha } s = \frac{\sigma}{2k_t} = \frac{pD}{2k_t} \quad (\text{formula di Mariotte})$$

in cui k_t = carico di sicurezza alla trazione (kg/cm^2).

Ad esempio: per una vasca in acciaio del diametro D di 10 m nella quale la pressione possa salire a 5 m di colonna d'acqua ($p = \rho h = 1000 \cdot 5 = 5000 \text{ kg}/\text{m}^2 = 0,5 \text{ kg}/\text{cm}^2$):

$$s = \frac{0,5 \cdot 10}{2 \cdot 1600} = 0,0015 \text{ m} \approx 1,6 \text{ mm},$$

essendo $k_t = 1400 \div 1800 \text{ kg}/\text{cm}^2$.

2. IDRODINAMICA

2.1. Principi fondamentali

2.1.1. Differenze tra liquido in quiete e liquido in moto

Le principali variazioni, rispetto alle condizioni dello stato di quiete, alle quali dà luogo lo stato di moto, riguardano:

- la distribuzione degli sforzi intorno ad un punto,
- l'energia specifica (riferita al peso) del liquido in moto.

È stato già rilevato (cfr. cap. 1) che, quando il liquido è in quiete, gli sforzi che agiscono sui vari elementi piani passanti per uno stesso punto sono tutti uguali tra di loro e sono orientati normalmente ai piani sui quali essi agiscono.

Quando, invece, il liquido si muove, accanto alle componenti normali di detti sforzi, si manifestano anche delle componenti di sforzi tangenziali, le quali sono equiparabili ad azioni di attrito interno, nel senso che esse tendono a diminuire le differenze di velocità tra particelle attigue.

Se, per esempio, il moto avviene per strati o lamine piane, con velocità gradualmente variabili da uno strato all'altro, gli strati più veloci tendono a trascinare quelli più lenti. Fra due strati attigui si esercita un'azione tangenziale (di intensità τ), di trascinamento o resistente (a seconda che si riferisce allo strato più lento od a quello più veloce) che, per unità di area, è proporzionale al gradiente $\frac{\delta V}{\delta y}$ della velocità V secondo la normale y agli strati (Fig. I-7).

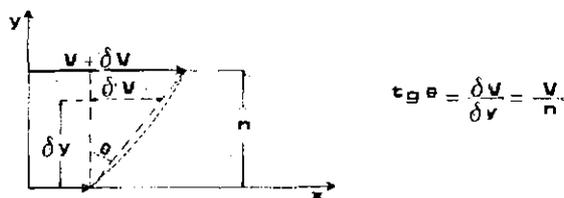


Fig. I-7 - Moto per strati paralleli

Il rapporto $\frac{\tau}{\delta V/\delta y} = \eta$ rappresenta un coefficiente di proporzionalità o coefficiente di *viscosità dinamica* ⁽⁵⁾ o *attrito interno* del liquido espresso in kg/m.s (o N.s/m²).

I liquidi che soddisfano la relazione $\tau = \eta \frac{\delta V}{\delta y}$ (se τ è la resistenza allo scorrimento, con senso opposto a V , al secondo membro va posto il segno $-$) vengono chiamati liquidi newtoniani (per es.: l'acqua) mentre quelli che non la rispettano sono detti non newtoniani (pseudoplastici — per es.: i fanghi — plastici, viscoelastici, tissotropici, ecc.).

Per l'acqua a 20°C, $\eta \approx 0,001$ kg/m.s, ossia 1,002 mN.s/m², o mPa.s, o centipoise ⁽⁶⁾.

La viscosità dinamica unitaria si ha, pertanto, quando un liquido, newtoniano, assume un gradiente di velocità di 1 m/s a seguito di una sollecitazione tangenziale τ pari a 1 N/m².

L'attrito interno nei liquidi è molto variabile con la temperatura ed è indipendente dallo sforzo normale (pressione); esso scompare con il cessare del movimento.

Per l'acqua, le azioni connesse con l'attrito interno sono di piccolissima entità: sicchè in molti casi è lecito trascurarle ed ammettere che anche in un liquido in moto gli sforzi siano unicamente normali, come nel caso in cui esso è in quiete.

L'energia specifica sarà esaminata al par. 2.1.5.

2.1.2. In un processo di moto di una massa liquida entro condotti a sezione chiusa o entro canali aperti, la posizione che più particelle liquide

⁽⁵⁾ Il coefficiente di *viscosità cinematica*, indicato con il simbolo ν , è dato dal rapporto tra la viscosità dinamica η e la massa volumica (densità) ρ ed è espresso in m²/s; infatti:

$$\frac{\text{kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}}{\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}} = \text{m}^2/\text{s}$$

⁽⁶⁾ Per talune proprietà fisiche, v. Tab. 2 per l'acqua e Tab. 4 per alcuni altri liquidi.

consecutive, di tale massa, occupano in uno stesso istante, viene chiamata *linea di corrente*. L'insieme delle linee di corrente racchiuse in un contorno si chiama *tubo di flusso* o di corrente.

Il luogo geometrico delle posizioni che una stessa particella liquida occupa in istanti successivi, invece, costituisce una *traiettoria*.

Linea di corrente, o di flusso, e traiettoria si confondono solo nel caso in cui le velocità, che regnano nei singoli punti, siano costanti nel tempo.

L'area della sezione delimitata da un tubo di corrente e normale alle linee di corrente si chiama area della *sezione trasversale* Ω (m^2) della stessa corrente.

Il *perimetro*, o *contorno*, *bagnato* C (m) è detto limite definito dalle pareti solide a contatto con il liquido; il *raggio idraulico* R è dato dal rapporto Ω/C (m).

La *velocità media* U , (in m/s) in una sezione è il valore medio, nello spazio, delle velocità medie V nei differenti punti della sezione; V , a sua volta, è il valore medio, nel tempo, delle velocità istantanee v in un dato punto della sezione.

Il volume di liquido che attraversa, nell'unità di tempo, una data sezione, ha la grandezza di *portata* o portata di volume, si indica con il simbolo Q . L'unità del sistema SI è il m^3/s (sottomultiplo dm^3/s , ammesse l'unità $1/\text{s}$); la relazione che lega le tre grandezze è:

$$Q = U\Omega \quad (\text{I-14})$$

2.1.3. Entro un tubo, fino a quando la velocità del liquido è abbastanza piccola, le particelle seguono traiettorie ben definite rappresentate da linee molto regolari.

Si riferisca, ad esempio, all'esperienza di *Reynolds* con soluzione

colorata, di pari ρ del liquido, immessa con un esile condotto convergente nel liquido stesso (Fig. I-8).

Un movimento in cui tutte le particelle che vengono successivamente a passare per uno stesso punto, nello spazio occupato dal liquido, seguono una stessa traiettoria si chiama moto *per filetti*, o *viscoso*, o in *regime regolare*, o in *regime di Poiseuille* (o *moto laminare*).

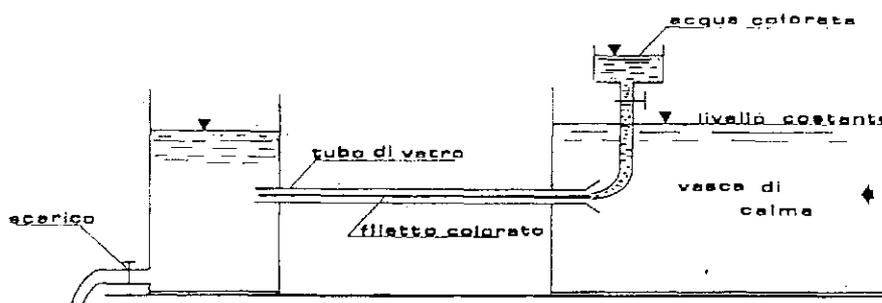


Fig. I-8 - Esempio schematico della esperienza di Reynolds

Ma i processi di moto che si presentano più frequentemente interessano velocità molto maggiori. Per cui, nell'esempio di Reynolds, il filletto colorato, a breve distanza dal foro di immissione, si diffonde in tutto il liquido in movimento. Questo, quindi, non avviene per filetti regolari e paralleli, bensì secondo traiettorie irregolari e continuamente variabili. Nel caso di canale aperto, la superficie libera appare agitata e riflette immagini deformate degli oggetti esterni.

Ciò dipende dalla cosiddetta *agitazione idraulica o turbolenza*; cioè da movimenti irregolari, di semplice agitazione, che si sovrappongono al movimento generale di trasporto del liquido (*moto di trasporto*) e che da soli non darebbero luogo ad uno spostamento della massa. In questo caso

la resistenza opposta dalle pareti del tubo al moto del liquido cresce, all'incirca, con il quadrato della portata.

In tutte le correnti la *turbolenza* si manifesta attraverso le cosiddette *pulsazioni*, di velocità e di pressione.

La turbolenza appare in una corrente quando la *velocità* di essa sale al disopra di un certo *valore critico* V_c (*Reynolds*, 1883), che dipende dalla viscosità del liquido e dalle dimensioni della sezione trasversale; la sua espressione per un *tubo circolare*, di diametro D , è:

$$V_c = 2000 \div 2500 \frac{\eta}{\rho D} \quad (\text{I-15})$$

in cui η = coeff. di viscosità dinamica del liquido, ρ = massa volumica (densità) ⁽⁷⁾, quindi, il numero di *Reynolds*

$$N_R = \frac{V_c D \rho}{\eta} = \frac{V_c D}{\nu} \quad (\text{I-16})$$

(ν = viscosità cinematica in m^2/s). Per acqua a 15°C , $\nu = 0,000011 \text{ m}^2/\text{s}$ e per D in cm, $V_c = \frac{0,28}{D}$;

(per esempio: per $D = 20 \text{ cm}$, $V_c = 0,014 \text{ m/s}$) ⁽⁸⁾.

Per V_c inferiori, il movimento si svolge in *regime regolare* (o di *Poiseuille*), così come avviene nei condotti capillari, nei movimenti di filtrazione, ovvero in alcuni casi di sottili lamine defluenti sopra il terreno.

(7) Si ricorda che con il termine *densità* ρ si indica, nel sistema SI, il rapporto fra la *massa volumica* ρ (kg/m^3) di un corpo omogeneo e la massa volumica di un corpo di riferimento. Si ricorda, peraltro, che, per l'unità di volume, il *peso* (γ) indica la forza derivante dal prodotto della *massa* (M) per l'*accelerazione di gravità* locale (g) (v. nota 1).

(8) Nella Tab. 2 sono riportati, per varie temperature, i valori di ρ , η e σ_s dell'acqua.

2.1.4. Categorie di moto

I processi idraulici ⁽⁹⁾ si dividono in due categorie fondamentali:
 - *moto permanente o stazionario*: ha luogo quando le particelle liquide, che successivamente vengono a passare per uno *stesso punto*, seguono tutte la *stessa traiettoria*, ed in quel punto sono animate dalla *stessa velocità* (in grandezza e direzione) e sono soggette alla *stessa pressione*.

Tabella 2 - Alcune proprietà fisiche dell'acqua a varie temperature (*)

Temperatura	Massa volumica	Viscosità dinamica	Tensione superficiale
°C	ρ kg/m ³	η mN.s/m ² (= centipoise)	σ_s mN/m (= dina/cm)
0	999,87	1,787	75,60
5	999,99	1,519	74,90
10	999,73	1,307	74,22
15	999,13	1,139	73,49
20	998,23	1,002	72,75
25	997,08	0,890	71,97
30	995,68	0,798	71,18
35	994,06	0,719	70,38
40	992,25	0,653	69,56
45	990,24	0,596	68,74
50	988,07	0,547	67,91
55	985,72	0,504	67,04

(*) Dati tratti da: R. C. Weast. *Handbook of Chemistry and Physics*, 53rd Ed. 1972-73. The chemical Rubber Co. Cleveland, Ohio, USA.

- (9) Movimenti in forma di *corrente*: a *superficie libera* ed in *pressione* o *forzata*
 - in tubi,
 - in atmosfera (getti),
 movimenti in forma di *efflusso* da recipienti:
 - sotto battente - rigurgitato, - totale,
 - parziale,
 - a stramazzo,
 movimenti di *filtrazione*.

— *moto vario*: si ha quando gli elementi caratteristici del movimento, *velocità e pressione*, variano da punto a punto dello spazio occupato dal liquido e per uno stesso punto da istante a istante.

Una corrente permanente è anche *uniforme* quando le singole particelle *mantengono invariate le proprie velocità lungo le rispettive traiettorie*.

Tabella 3 - *Massa volumica ρ di alcuni liquidi*

Liquido	Temperatura °C	kg/m ³
Acqua	4	1000
Acqua salmastra	20	1025
Glicerina	15	1260
Mercurio	20	13546
Alcool etilico	20	791
Olio di oliva (vergine)	15	918
Latte (intero)	15	1029 ÷ 1035

Tabella 4 - *Viscosità dinamica η di alcuni liquidi alle temperature di 0 e di 20 °C*

Liquido	0 °C mN.s/m ² (= centipoise)	20 °C mN.s/m ² (= centipoise)
Alcool etilico	1,773	1,200
Glicerina	12,110	1,490
Mercurio	1,680	1,550
Olio di oliva (vergine)		84,000
Latte (intero)		2,000

Dati tratti da: *Handbook of Chemistry and Physics*, op. cit.

Nelle correnti uniformi la superficie di portata è identica per tutte le sezioni, come si mantengono *inalterati i valori della velocità U* .

Sono uniformi le correnti in pressione, entro tubi cilindrici, a conveniente distanza dall'imbocco, così come si conviene di considerare tali le correnti in tubi e canali in cui le variazioni di direzione (o di pendenza nei canali) sono molto limitate.

Nel campo dell'idrodinamica occorre, poi, *determinare le modalità che presenta il movimento di un liquido, quando sono assegnate tutte le circostanze occorrenti a caratterizzare il movimento medesimo*.

- a) *Le caratteristiche idrauliche del canale* possono ritenersi individuate quando sono assegnate: *la forma della sezione trasversale, la pendenza del fondo ed il grado di scabrezza del fondo e delle sponde*.
- b) *Le caratteristiche del movimento* risultano individuate con gli elementi, per ogni istante e per ogni punto dello spazio occupato dal liquido: *pressione e velocità* ⁽¹⁰⁾.
- c) *Gli elementi caratteristici di una corrente*: *la sezione e la portata*.

(10) Una *linea di flusso*, infatti, è caratterizzata dalla circostanza di avere, in un dato istante, tutti i punti, che la costituiscono, tangenti al vettore della velocità V .

Le linee di flusso (o di corrente) non si intersecano; lo spazio tra di esse è inversamente proporzionale alla velocità.

Pertanto, definito il contorno di una corrente, nel piano xy , le linee di flusso suddividono la corrente stessa in un certo numero di canali di uguale portata q . Infatti, se Q è la portata totale, per unità di larghezza, e n è il numero delle linee di flusso meno uno: $q = Q/n - 1$, la velocità V , in ciascun canale, di altezza dn , sarà:

$$V = q/dn$$

A partire da una superficie di contorno, ogni linea di flusso, quindi, in ogni suo punto e per ogni istante, può essere definita dalle coordinate xy , ossia della velocità V per la distanza y con la linea adiacente. Questo scalare (prodotto di una velocità per una lunghezza m^2/s) si chiama *funzione di una corrente*: $\varphi = f(xy) = \text{cost}$.

2.1.5. *Differenti forme di energia. Quantità di moto*

Per quanto riguarda le variazioni dell'energia specifica e riferendosi all'unità di peso del liquido perfetto in moto, l'energia meccanica può essere così stabilita:

- 1 - *energia di posizione* (o *energia potenziale*) z , dovuta al fatto che detta unità sovrasta di z il piano orizzontale di riferimento con energia di posizione zero;
- 2 - *energia di pressione* (rappresentata dall'*altezza piezometrica* p/ρ) accumulata in ogni unità di volume in dipendenza delle azioni esercitate dal liquido circostante;
- 3 - *energia cinetica* posseduta dall'unità di peso per il fatto che trovasi animata da una certa velocità U ; poichè la massa dell'unità di peso è $1/g$, tale energia risulta =

$$M \frac{U^2}{2} = \frac{1}{g} \frac{U^2}{2} = \frac{U^2}{2g}, \text{ che ha le dimensioni di altezza.}$$

L'energia meccanica posseduta dall'unità di peso di un liquido in moto, nell'istante in cui essa trovasi a defluire da un punto di quota z (in m), con velocità U (m/s), nel quale la pressione ha il valore di p (kg_f/m^2), risulta espressa dal valore del trinomio:

$$z + \frac{p}{\rho} + \frac{U^2}{2g} = H \quad [L] \quad (I-17)$$

Il valore di H , così indicato, costituisce il *carico totale*, o *idraulico*, del punto e rappresenta la quota al di sopra del piano z , che sarebbe raggiunta dal livello del liquido entro un tubo verticale, la cui bocca inferiore fosse disposta secondo la normale alla direzione del moto (Fig. I-9).

Trattasi del *tubo di Pitot* il quale contiene, in realtà, due tubi coassiali: uno, quello centrale (Fig. I-10), ha l'apertura, come avanti detto,

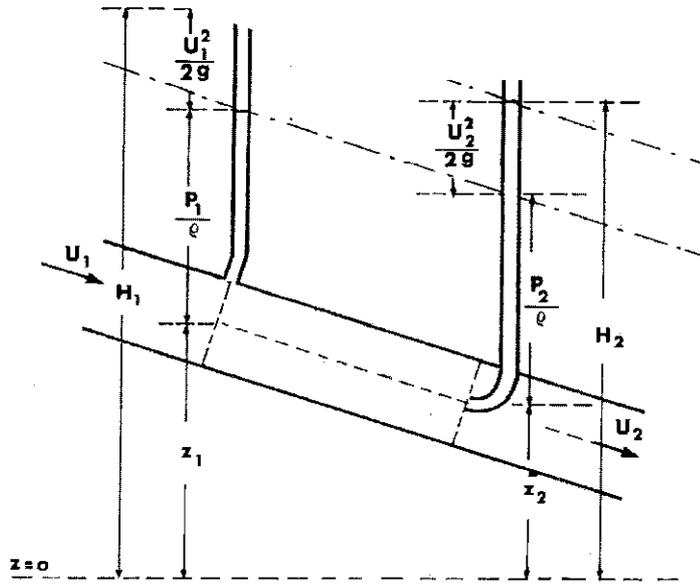


Fig. I-9 - Rappresentazione delle forme di energia

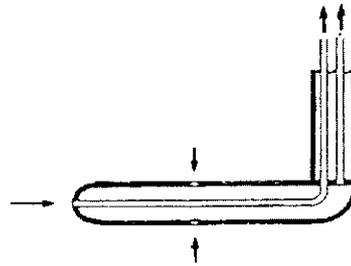


Fig. I-10 - Tubo di *Pitot*

normale alla corrente (*presa dinamica*), l'altro ha delle aperture laterali parallele alle linee di corrente nel quale vige la *pressione statica* della corrente stessa. Se detti tubi si collegano ad un manometro a liquido, si può misurare la differenza tra la pressione totale e quella statica e quindi conoscere il valore di $U^2/2g$.

In corrispondenza della predetta sezione trasversale, le particelle che nell'unità di tempo l'attraversano, possiedono una *quantità di moto* Q_m (kg.m/s) pari alla loro massa M per la velocità U . La corrente che attraversa nell'unità di tempo Ω è Q , la cui massa è ρQ ; supponendo che tutte le particelle che attraversano Ω siano animate dalla stessa velocità U , si avrà che la *quantità di moto della portata* (di massa volumica ρ) sarà:

$$Q_m = \rho Q U; \text{ ma } Q = \Omega U, \text{ quindi:} \quad (\text{I-18})$$

$$Q_m = \rho \Omega U^2 \left[\frac{N}{t} = \frac{M}{L^3} \cdot L^2 \cdot \frac{L^2}{t^2} = \frac{ML}{t^2} / t = M \frac{L}{t} \right]$$

In generale, per le *correnti turbolente*, entro canali e tubi, la quantità di moto, relativa ad una data sezione, è preferibile esprimerla con la I-19, introducendo un coefficiente numerico β (compreso tra 1 e 1,05) per tener conto della diversa distribuzione delle *velocità locali*:

$$Q_m = \beta \rho \Omega U^2 \quad (\text{I-19})$$

Infatti la *velocità media* $U = Q/\Omega = V \pm \sigma$, dove: σ è lo scostamento fra la velocità in un punto generico e la velocità media, nella sezione, U ; β è proporzionale a σ .

2.1.6. Equazione di continuità

Nelle correnti in pressione la portata in una data sezione è, in ogni istante, proporzionale alla velocità della corrente nella sezione stessa, non

soggetta, quest'ultima, a variazioni. Nelle correnti permanenti questa velocità si mantiene immutata per ciascuna sezione.

Come già visto, *nelle correnti a superficie libera* il valore di Ω dipende dalla posizione della superficie libera: a diversi valori della portata Q corrispondono diversi valori di Ω e U . Se il moto è permanente i valori di Q , Ω e U sono costanti per ogni sezione.

Quando, cioè, il moto è permanente e gli elementi di esso sono indipendenti dal tempo t si ha $Q = \text{cost}$ o, $\Omega U = \text{cost}$ e per l'intero sviluppo l della corrente: la velocità varia da una sezione all'altra in ragione inversa della sezione, ossia Ω è funzione di l e t .

Ciò porta ad affermare che: se in una certa sezione di una corrente a pelo libero la portata in un istante va diminuendo nel senso del moto ($\delta Q/\delta t < 0$), la superficie libera di quella sezione si deve andare elevando con il tempo (in modo che risulti $\delta\Omega/\delta t > 0$).

$$\text{Quindi la relazione: } \frac{\delta(\Omega U)}{\delta l} + \frac{\delta\Omega}{\delta t} = 0$$

la quale costituisce la forma più generale della *equazione di continuità, o di conservazione del volume*.

Infatti, per il moto permanente ($\delta\Omega/\delta t = 0$), con gli elementi indipendenti da t si ha

$$\frac{\delta Q}{\delta l} = 0,$$

perciò $\Omega U = \text{cost.}$, come precedentemente detto.

Peraltro, se si considerano due sezioni rette Ω_1 e Ω_2 , rispettivamente di A e B (Fig. I-11), di un generico *tubo di flusso*, in un intervallo infinitesimo di tempo δt , il volume racchiuso tra le sezioni AB , distanti l tra di loro, si sarà spostato in $A'B'$ e sarà: $AA' = U_1\delta t$ e $BB' = U_2\delta t$.

I volumi compresi tra A e A' e tra B e B' sono dati dalla portata che nel tempo δt è passata rispettivamente per Ω_1 e Ω_2 , ossia $\Omega_1 U_1 \delta t$ e $\Omega_2 U_2 \delta t$.

Dato che il moto è permanente ed il liquido è incompressibile, sarà

pertanto:

$$\Omega_1 U_1 = \Omega_2 U_2 = Q = \text{cost.} \quad (\text{I-20})$$

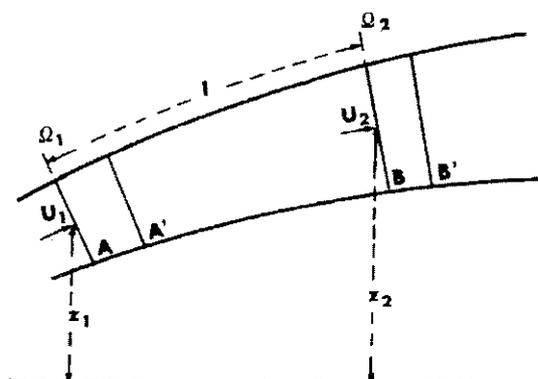


Fig. I-11 - Tubo di flusso

2.1.7. Teorema di Bernoulli

Con riferimento allo stesso tubo di flusso (Fig. I-11), il lavoro del peso sul sistema AB è dato dal prodotto del peso totale del sistema per lo spostamento verticale del suo centro di gravità; dato, però, che la parte $A'B'$ è rimasta inalterata nel tempo δt , è sufficiente considerare che il peso $\rho Q \delta t$ è passato dalla posizione AA' (di quota z_1) alla posizione BB' (di quota z_2).

Il lavoro del peso sarà, dunque, dato da:

$$(z_1 - z_2) \rho Q \delta t \quad (\text{I-21})$$

Il lavoro delle pressioni sarà, analogamente:

$$\left(\frac{p_1}{\rho} - \frac{p_2}{\rho} \right) \rho Q \delta t \quad (\text{I-22})$$

Poichè il liquido è perfetto, le forze laterali sono normali al filetto e non compiono lavoro. Dato che non agiscono altre forze oltre il peso, resta soltanto da considerare *l'aumento di energia cinetica*. Poichè, come si è detto, il moto è permanente, l'energia del sistema $A'B$ rimane invariata; ma l'elemento AA' aveva l'energia cinetica $\frac{V_1^2}{2g} \rho Q \delta t$ e l'elemento BB' ha invece l'energia $\frac{V_2^2}{2g} \rho Q \delta t$.

Pertanto l'energia cinetica si è incrementata della quantità

$$\frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \rho Q \delta t \quad (\text{I-23})$$

Infatti, *il teorema delle forze vive* impone che *il lavoro fatto dalle forze attive sia uguale all'incremento dell'energia cinetica*: perciò, a parte il fattore comune $\rho Q \delta t$, segue:

$$(z_1 - z_2) + \left(\frac{p_1}{\rho} - \frac{p_2}{\rho} \right) = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \quad (\text{I-24})$$

che, in generale, osservando che A e B sono scelti in posizione arbitraria nel tubo di flusso, si scrive nella forma ⁽¹¹⁾:

$$z + \frac{p}{\rho} + \alpha \frac{V^2}{2g} = \text{cost.} \quad (\text{I-25})$$

⁽¹¹⁾In effetti, la velocità V può variare da un punto all'altro della sezione retta. Il riferimento, allora, non può che essere fatto alla velocità media U della sezione; in questo caso occorre moltiplicare $U^2/2g$ con un *coefficiente di energia cinetica* α o *coefficiente di Coriolis* dato dal rapporto della media dei cubi delle velocità V (forza viva reale) nella sezione retta con il cubo della velocità U (forza viva della corrente animata da U); $\alpha = 1$ se V è costante nella sezione; è > 1 se la ripartizione delle velocità V non è uniforme. Altre volte, come già visto, si introduce il *coefficiente della quantità di moto* β . $\alpha = 1,01 \div 1,10$ nei canali rettilinei e $1,20 \div 1,50$ nei corsi d'acqua naturali e, approssimativamente, $\beta = 1 + \frac{(\alpha-1)}{3}$; $(\alpha-1) \approx 3(\beta-1)$.

cioè: lungo una traiettoria in un liquido perfetto (incomprimibile), in moto permanente, irrotazionale (o lineare) “è costante la somma della quota del punto più l'altezza rappresentatrice della pressione, più l'altezza generatrice della velocità” (*teorema di Daniele Bernoulli*, 1738).

In altre parole, le variazioni di uno dei componenti del trinomio devono essere equivalenti, ma di segno opposto, agli altri due.

Come si vede, il teorema di *Bernoulli*, nella sua formulazione, considera il secondo membro della I-25 riferito a ciascuna traiettoria e non all'intera sezione Ω ; esso quindi può variare da traiettoria a traiettoria. Inoltre, assume la forza di massa dipendente dalla sola gravità g , pertanto il potenziale ψ , nell'unità di tempo, (definito dalle coordinate, x, y, z) si riduce a $\psi = gz$, (per unità di massa), ovvero gz per unità di volume, in cui, appunto, z è l'altezza del punto sopra un piano orizzontale (x, y) di riferimento. Dalle equazioni di *Eulero* perviene, dunque, la relazione $\frac{U^2}{2} + \frac{p}{\rho} + gz = \text{cost.}$; dividendo il primo membro per g e ponendo le dimensioni di ρ in termini di massa invece che di forza (si ricorda che $M/L^3 = Ft^2/L^4$) si ha la I-25, senza il coefficiente di *Coriolis* che si può porre = 1; ovvero, per $g\rho = \gamma$, la quantità $z + \frac{p}{\gamma} + \frac{U^2}{2g} = H$ (sempre in m).

Il trinomio costante si chiama anche *carico effettivo* o totale H (v. par. 2.1.5. di questo capitolo).

Il trinomio di *Bernoulli* può essere rappresentato anche in funzione della pressione. Indicando con p la *pressione statica* ($z\rho + p/\rho$), il termine $V^2/2g$, anch'esso riferito alla massa volumica ρ , diventa $V^2\rho/2g$ e si chiama *pressione dinamica*. La *pressione totale* è, quindi, $p + V^2\rho/2g$, esprimibile in kg_f/cm^2 .

Nel caso che il moto non sia permanente, ma *vario*, l'energia dovuta al *carico totale* H , posseduta dal peso *uno*, subisce, nel tempo dt , mentre percorre il tratto dl di traiettoria, una variazione equivalente all'in-

cremento locale dell'altezza piezometrica. Tale variazione corrisponde all'energia di pressione ricevuta dalle particelle circostanti (o ad esse ceduta) in dipendenza della variazione intervenuta durante dt nella pressione del liquido all'interno della particella

$$\frac{dH}{dt} = \frac{1}{\gamma} \frac{dp}{dt}$$

Se si passa dal *liquido perfetto al caso reale* di un liquido viscoso, occorre tener conto dell'energia che deve essere consumata per superare *l'attrito interno*, che continuamente si dissipa trasformandosi in calore.

In tal caso, *ritenuta permanente la corrente*, affinché l'energia H (o, E) del liquido racchiuso nel tronco AB (Fig. I-11) rimanga invariata nel tempo, la *potenza della corrente* $W_1 = \gamma QH_1$ (in $[ML^2/t^3]$ o $[FL/t]$) entrante in A dovrà essere maggiore della potenza W_2 uscente in B . La differenza $W_1 - W_2$ corrisponderà, appunto, all'energia dissipata ogni secondo entro il volume AB fra la sezione 1 e la sezione 2.

La *potenza di una corrente* permanente reale non si mantiene, quindi, costante lungo il percorso, bensì va progressivamente diminuendo nel senso del moto.

La linea dei carichi totali presenterà, perciò, in ogni sezione una certa *pendenza o cadente* J dovuta alle *perdite di carico lineari o continue*

$$J = - \frac{\delta H}{\delta l}$$

che rappresenta, evidentemente, l'energia specifica (dell'unità di peso) dissipata per metro di percorso (con il segno meno al 2° membro, perchè la cadente si assume positiva quando la quota piezometrica diminuisce nel senso del moto).

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho} + \frac{U_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho} + \frac{U_2^2}{2g} + J l \quad (I-26)$$

che riassume l'applicazione del teorema di *Bernoulli* ai liquidi reali.

In un liquido reale, dunque, gli effetti della viscosità si manifestano, in pratica, lungo il contorno della corrente, ove avviene, appunto la dissipazione di energia.

Una rappresentazione grafica della distribuzione delle velocità lungo le pareti (di un canale o di un condotto) è riportata nella Fig. I-13 ⁽¹²⁾.

⁽¹²⁾In un liquido in moto traslatorio (cioè con vorticità nulla) ciascuna particella possiede un *potenziale di velocità* ψ .

Tutti i punti con uguale potenziale rappresentano una *linea* (nel campo xy) o una *superficie* (nel campo xyz) di *equipotenziale cinetico*.

La linea tangente alla equipotenziale è normale alla direzione della velocità, ossia le linee equipotenziali sono *normali alle linee di flusso*; esse formano tra di loro una maglia in cui tutte le intersezioni sono angoli retti (Fig. I-12).

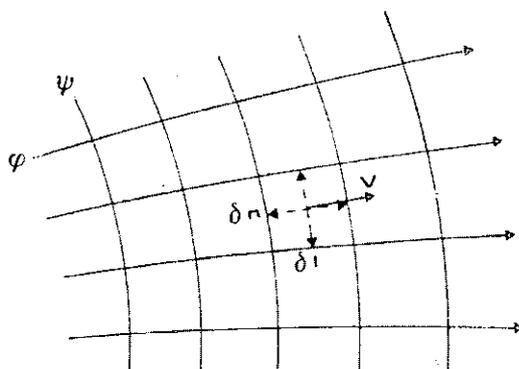


Fig. I-12 - Linee di flusso e linee equipotenziali

Anche le linee equipotenziali al pari della *funzione della corrente* (cfr. nota 10) sono date dal prodotto della velocità (m/s) per la distanza tra due di esse contigue: $\psi = f(x,y)$. Se δl è la distanza tra due equipotenziali contigue e δn è la distanza tra due linee di flusso, la velocità V , ad un punto, lungo la linea di flusso, sarà data da:

$$V = \frac{\delta\psi}{\delta l} = \frac{\delta\varphi}{\delta n}$$

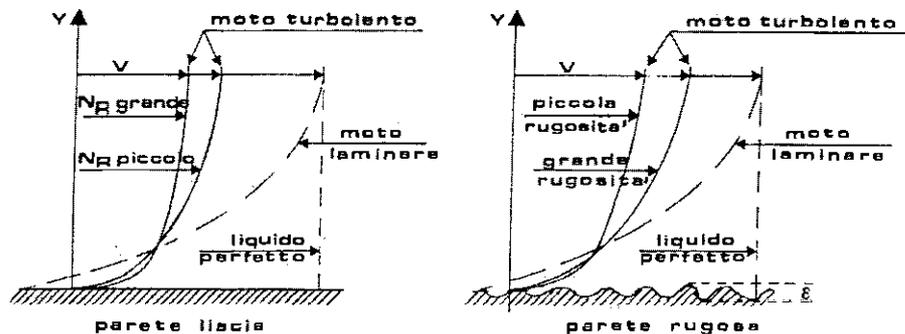


Fig. I-13 - Distribuzione delle velocità

2.2. Moto nei canali a superficie libera

2.2.1. Moto permanente

Il passaggio dal moto laminare a quello permanente nei canali si ha con valori del numero di Reynolds di circa $N_R = \frac{\rho UR}{\eta} \approx 500 \div 600$ che caratterizza l'importanza relativa delle forze di viscosità. Talvolta, si fa riferimento al coefficiente cinetico o numero di Froude.

$$N_F = \frac{U^2}{gh} \quad (I-27)$$

Nella generalità dei casi, si è quasi sempre nel campo del moto turbolento. Infatti, per l'acqua a 20°C ($\rho = 998,23 \text{ kg/m}^3$ e viscosità $\eta = 0,001 \text{ kg/m.s}$), il moto sarebbe laminare per $UR < \frac{N_R}{\rho} \eta < \frac{600}{998,23} \cdot 0,001 = 0,0006$ e quindi, per canali rettangolari molto larghi ($R = h$), si avrebbe molto laminare con $h = 0,20$ se fosse $U < 0,003 \text{ m/s}$ (ossia, $0,0006 \cdot 0,20$).

Per un moto permanente in un canale, il carico effettivo

$H = z + \frac{p}{\rho} + \frac{U^2}{2g}$, è sempre uguale in tutti i punti di una stessa sezione.

In regime *uniforme* le perdite di carico sono esattamente compensate dalla pendenza del fondo del canale i . In questo caso, quindi, il fondo del canale, la superficie libera e la linea dei carichi J sono paralleli: $i=J$.

L'energia specifica H al punto P , nella sezione Ω_1 (Fig. I-14) sarà:

$$H = z + p/\rho + U^2/2g = h + U^2/2g$$

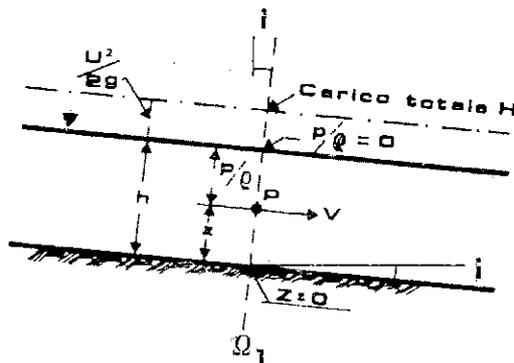


Fig. I-14 - Energia specifica ad un punto P

Ma il punto P , affondato di un'altezza (piezometrica) $h = p/\rho$, se si sposta verso la superficie libera, subisce una diminuzione di pressione ed un conseguente uguale aumento di energia di posizione (teorema di *Archimede* sull'equilibrio tra il peso e la spinta idrostatica) e viceversa per spostamento verso il fondo. Pertanto, se il piano di $z = 0$ passa per il fondo della sezione considerata, la somma di $z + p/\rho$ sarà uguale all'altezza h dell'acqua nel canale stesso, perciò si può porre:

$$z + \frac{p}{\rho} = h$$

2.2.2. Trasformazioni di energia. Stato critico

Per un canale a *sezione rettangolare con fondo orizzontale* e con altezza dell'acqua h , l'energia specifica o il carico specifico sarà:

$$H = h + \alpha \frac{U^2}{2g}; \quad (\text{I-28})$$

trattandosi di moto permanente, si può sostituire a U la $\frac{Q}{\Omega}$ e trascurando α si ha il carico totale alla sezione Ω :

$$H = h + \frac{Q^2}{2g\Omega^2} \quad (\text{I-29})$$

Per Ω e h noti, è noto anche il carico specifico H (perchè è funzione di h) perciò è determinata la portata

$$Q = \Omega \sqrt{2g(H-h)} \quad (\text{I-30})$$

Questo significa che la portata Q potrà muoversi attraverso la sezione Ω , se la sua *potenza* W (energia posseduta dal liquido nell'unità di tempo) rispetto al piano orizzontale passante per il punto più basso del contorno è:

$$W \geq \gamma Q H_{\min}$$

Lo stato di moto per il quale è minimo il valore di H , compatibile il deflusso di una data Q entro un canale di una data sezione Ω , si chiama *stato critico* relativo a quella portata ed a quel canale. Tale stato indica la separazione tra *correnti veloci* e *correnti lente*.

Infatti, in generale, ad una intensificazione delle resistenze nel ca-

nale, con conseguente abbassamento del carico H , corrisponde:

- un aumento dell'altezza h e una diminuzione della velocità, se la corrente è veloce;
- una diminuzione dell'altezza h ed un aumento della velocità se la corrente è lenta.

Quando il canale è rettangolare ($\Omega = bh$) allora spesso, in luogo di Q , si considera la portata per unità di larghezza del canale (portata unitaria che si indica con q):

$$H = h + \frac{q^2}{2gh^2}, \quad (\text{I-31})$$

cioè:
$$q = h \sqrt{2g(H-h)} \quad (\text{I-32})$$

Il valore minimo di H , dato da $\frac{dH}{dh} = 1 - \frac{q^2}{gh^3} = 1 - \frac{U^2}{gh} = 0$, è ottenuto per

$$h = h_c = \sqrt[3]{q^2/g} \quad \text{o} \quad U = \sqrt{gh_c},$$

ossia, quando $\frac{q^2}{gh_c^3} = 1$; in questo caso $H = H_c = 3/2 h_c$.

Quindi, per $H = H_1 = \text{cost.}$, q varia con h ($q=0$ per $h=0$ e per $h=H$, velocità nulla, v. Fig. I-15 a e b).

A parte questi due casi, il valore di q è sempre positivo ed è massimo per $dq/dh = 0$, cioè per $H = 3/2h$ (caso di canali rettangolari), oppure per $H = 5/4h$ (sezione triangolare).

2.2.2.a. - La profondità h ($= \frac{2}{3} H$) per la quale la portata è massima si chiama *profondità*, o *altezza critica*. Per valori di $q <$ della massima si

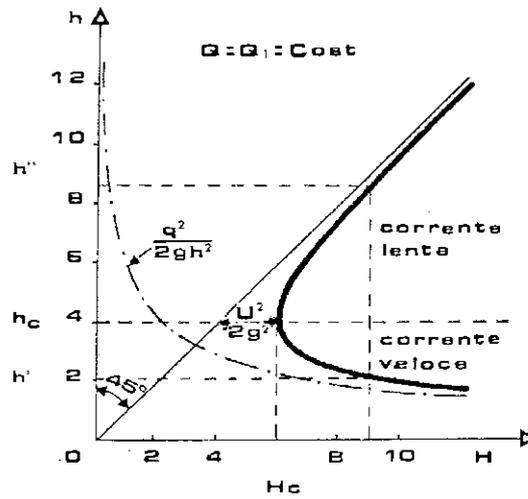
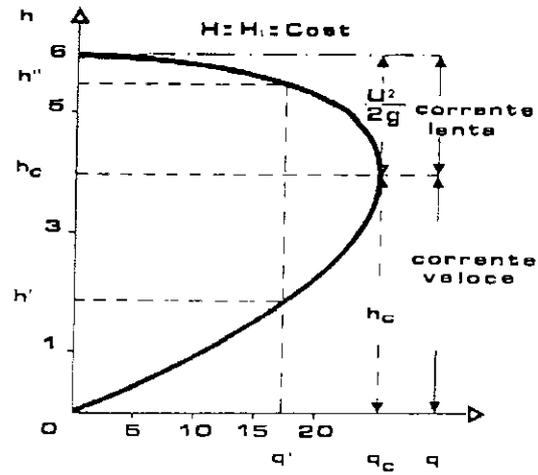


Fig. 1-15 - Corrente lenta e corrente veloce

hanno 2 valori di h che danno luogo alla stessa portata con lo stesso valore del carico specifico H ; il valore superiore porta a valori grandi di h e piccoli di $U^2/2g$ (cioè minori di $\frac{1}{2} h$) il valore inferiore porta a piccoli valori di h e valori apprezzabili di $U^2/2g$ (cioè $> \frac{1}{2} h$).

Le correnti con altezza h superiore alla critica si chiamano, appunto, correnti lente, quelle con altezza inferiore: correnti veloci.

Per $Q = Q_1 = \text{cost.}$, si ottiene una curva $H = f(h)$ (Fig. I-15.b) in cui h è funzione del carico specifico H ; una parte della curva ammette come asintoto l'asse delle ascisse, l'altra la retta a 45° .

Anche nella Fig. I-15.b si può notare come la stessa portata con lo stesso carico specifico H può defluire a due profondità diverse, l'una, h' corrisponde al regime veloce o rapido o torrentizio, l'altra h'' , corrisponde al regime lento o tranquillo o fluviale. Queste altezze sono chiamate *profondità coniugate con il carico specifico H* .

L'equazione generale relativa al regime critico è:

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = \Omega \sqrt{\frac{\Omega}{b}} \quad (\text{I-33})$$

se con b si indica la larghezza del canale; ma assumendo questa = 1, si può scrivere

$$\frac{q}{\sqrt{g}} = f(h) \quad (\text{I-34})$$

Gli altri elementi critici, oltre ad H_c ed h_c , sono:

— la *portata critica*:

$$q_c = h_c U_c = \frac{2}{3} H \sqrt{2g H/3}, \text{ ovvero: } q_c = h_c \sqrt{2g(H-h_c)} =$$

$$h_c \sqrt{gh_c} = \sqrt{h_c^3 g}, \quad (\text{I-35})$$

da cui:
$$h_c = \sqrt[3]{q^2/g} = 0,467 \sqrt[3]{q^2} \quad (I-36)$$

– la *velocità (seconda velocità critica)*, data da:

$$U = \sqrt{2g(H-h)}$$
 che, per $H=H_c = \frac{3}{2} h$, diventa, appunto,

$$U_c = \sqrt{gh_c} \quad (I-37)$$

Come si vedrà nelle pagine seguenti, a proposito del moto uniforme, la velocità critica può essere data anche dall'equazione di *Chézy*:

$$U = \chi \sqrt{Ri}, \quad (I-38)$$

per cui, per alveo molto largo:

$$U_c = \chi \sqrt{h_c i_c} \quad (I-39)$$

In sostanza: con $U_c = \sqrt{gh_c} = 3,132 \sqrt{h_c}$, la corrente è, appunto, in regime critico, con $U_c < \sqrt{gh_c}$, la corrente è tranquilla o in regime subcritico, con $U_c > \sqrt{gh_c}$, la corrente è rapida o in regime supercritico.

La *pendenza critica* i_c , rappresenta la pendenza per la quale il carico necessario, per fare defluire una data portata in una data sezione, è minimo:

$$i_c = \frac{g \bar{h}_c}{\chi^2 R_c} \quad (I-40)$$

in cui, \bar{h}_c è la profondità media corrispondente al regime critico.

Per canali rettangolari molto larghi, risulterà ⁽¹³⁾:

$$i_c = \frac{U_c^2}{\chi^2 h_c} = \frac{g}{\chi^2} \quad (\text{I-41})$$

Nella Tab. 5 sono riassunte alcune formule per gli elementi del *regime critico* relative a sezioni di forma qualsiasi (formule generalizzate) e di forma rettangolare.

Gli elementi caratteristici dello stato critico si evidenziano, in particolar modo nei canali a regime permanente, in corrispondenza di variazioni delle condizioni di deflusso nel canale stesso (restringimento, soglia sul fondo, ecc.).

Tra i vari casi più significativi si può considerare quello che presenta carico specifico H pressochè costante lungo il profilo longitudinale (perdite di carico limitate).

Per q costante è semplice predisporre, per un canale rettangolare, il diagramma del carico specifico in funzione di h e di h_c (Fig. I-15b).

Se la variazione delle condizioni di deflusso sono provocate da un innalzamento del fondo del canale, per esempio con una soglia (Fig. I-16), nota h_1 , è facile conoscere h_2 e H_2 sulla soglia. È sufficiente l'applicazione del predetto diagramma, come riportato nella stessa Fig. I-16.

Da questa figura è facile rilevare come l'ostacolo posto alla corrente lenta fa contrarre le linee di flusso con conseguente aumento della velocità e passaggio ad un regime critico (o supercritico o veloce).

Si verifica cioè una *trasformazione di energia* di posizione h in energia cinetica $U^2/2g$. Se la corrente a monte è veloce la trasformazione è in-

⁽¹³⁾ Come si rileva, i_c dipende sostanzialmente dal coefficiente χ , il quale, come si vedrà in questo stesso capitolo, dipende dal raggio idraulico R del canale e dal coefficiente di scabrezza; quest'ultimo, nella formula di *Bazin* è indicato con la lettera γ_B . Per esempio, con:

$$\gamma_B = 0,16, \quad i_c = 0,0014 \div 0,0018,$$

$$\gamma_B = 0,46, \quad i_c = 0,0020 \div 0,0032.$$

Tabella 5 - Elementi del regime critico: formule

Forma della sezione	Altezza critica h_c	Velocità critica U_c	Portata critica Q_c	Energia critica H_c	Pendenza critica i_c
Qualunque (formule generali)	Soddisfa a $\frac{Q}{\sqrt{g}} = \Omega \sqrt{\frac{\Omega}{b}} = \Omega \sqrt{h_m}$ cioè: $0,319 Q = \Omega \sqrt{h_m}$	$U_c = \sqrt{g h_{mc}} = 3,132 \sqrt{h_{mc}}$	Soddisfa a $\frac{Q}{\sqrt{g}} = \Omega \sqrt{h_m}$ cioè: $0,319 Q = \Omega \sqrt{h_m}$	$H_c = h_c + \frac{h_{mc}}{2}$	$i_c = \frac{g h_{mc}}{\chi_c R_c}$ $i_c = \frac{g h_{mc}}{k_S^2 R_c^{4/3}}$
Rettagonolare	$h_c = \sqrt[2]{\frac{q_c}{g}} = 0,468 q_c^{2/3}$	$U_c = \sqrt{g h_c} = 3,132 \sqrt{h_c}$	$Q_c = b \sqrt{g h_c}^{3/2} = 3,132 b h_c^{3/2}$ $q_c = \sqrt[3]{g h_c^3}$	$H_c = \frac{3}{2} h_c = 1,5 h_c$	$i_c = \frac{g}{\chi_c R_c} = \frac{g}{k_S^2 h_c^{1/3}}$ per una larghezza infinita

(da Lencastre, 1966) R = raggio medio; χ = coefficiente di Chézy; k_S = coefficiente di Strickler; b = larghezza.

versa, (cioè da energia cinetica ad energia di posizione), semprechè la corrente possenga una potenza W sufficiente a sorpassare la soglia.

Dalla figura si rileva anche che in corrispondenza della contrazione delle linee di flusso il *moto è accelerato*.

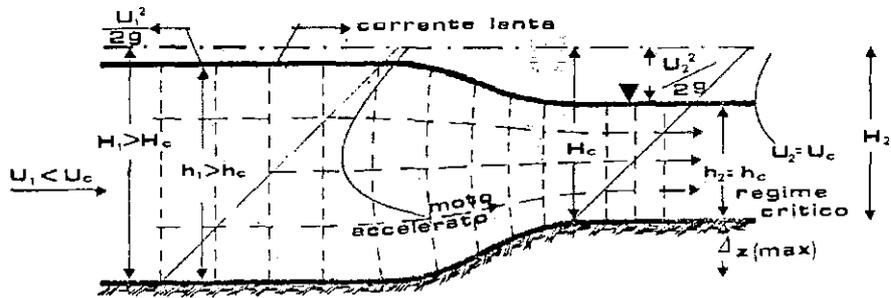
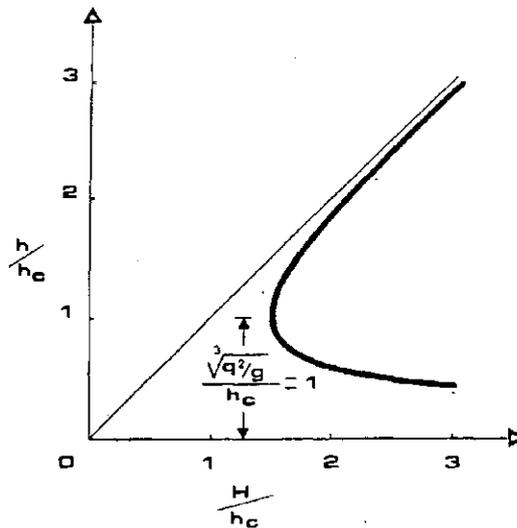


Fig. I-16 - Trasformazione di energia in un canale prismatico con soglia di fondo ($h_c = 1$; $H_c = 1,5$)

In un moto permanente, quando le altezze crescono progressivamente nel senso del moto, si ha un *profilo* detto di *rigurgito* (*moto ritardato*), quando, invece, le altezze diminuiscono nel senso del moto, si ha un *profilo di richiamo*, o rigurgito di depressione (*moto accelerato*).

Nei canali si possono avere diversi casi di rigurgito; per esempio:

a) $i < i_c$, la corrente è lenta ed il moto è ritardato per $h > h_c$; il rigurgito può essere:

- *positivo*, quando questo si estende verso monte, in teoria indefinitamente;
- *negativo*, quando allo sbocco è uguale a $h = h_c$ e non può abbassarsi ulteriormente;

b) alvei con pendenza $i > i_c$

- *positivo*, quando si estende a monte e cessa alla sezione $h = h_2$ che è coniugata con $h_1 = h$ nella formula del risalto.

2.2.2.b. *Risalto idraulico*

Un altro caso di trasformazione di energia in un canale a pelo libero, in regime vario, è il risalto idraulico.

Com'è noto, mentre in una corrente lenta, una perturbazione è in grado di risalire a monte per una lunghezza molto grande, in una *corrente veloce* il *rigurgito* interessa solo un tronco di lunghezza finita a monte della perturbazione, di solito molto piccola o, talvolta, nulla. Infatti, la perturbazione cessa nella sezione in cui la sua *celerità* non prevale più sulla velocità della corrente.

Il passaggio violento e turbolento di una corrente da un livello basso, situato al disotto dell'altezza critica, ad un livello alto situato al disopra di quest'ultima e durante il quale la velocità della corrente passa da uno stato supercritico ad uno stato subcritico si chiama *risalto idraulico*.

Detto passaggio, studiato da *G. Bidone* nel 1818-19, e perciò detto anche *salto di Bidone*, è caratterizzato da una brusca discontinuità della superficie libera, con sopraelevamento di questa, e la formazione di un "cuscinco" nel quale si ha una forte intensità di turbolenza, l'entrata di aria e la trasformazione dell'energia cinetica in energia potenziale (Fig. I-17).

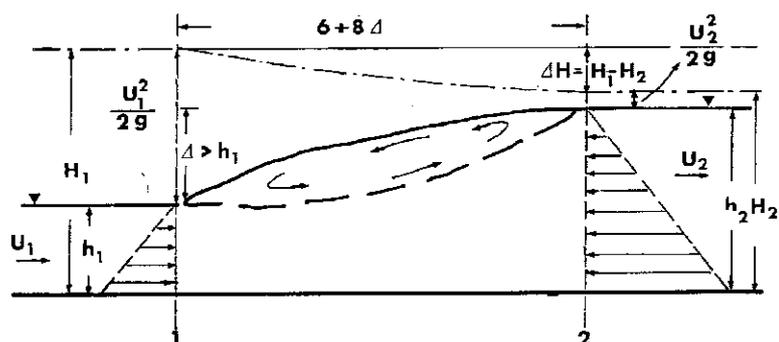


Fig. I-17 - Risalto idraulico diretto (salto di *Bidone*)

Un risalto con corrente a monte pienamente sviluppata può essere assimilato, per struttura, al fenomeno del getto turbolento su parete; mentre un risalto con corrente a monte non sviluppata sarà più vicino ad un processo di miscela di un getto penetrante in un fluido in riposo (*Resh et Lentheusser*, 1971).

In effetti la *spinta totale* P assume lo stesso valore nelle due sezioni: quella iniziale ($\Omega_1 = h_1 b$), dove la corrente è ancora veloce, e quella finale ($\Omega_2 = h_2 b$), in cui è decisamente lenta.

Infatti, indicando con P_1 e P_2 , la somma della *spinta idrostatica*, in termini di forza $[ML/t^2]$, P , che agisce, rispettivamente, sulla sezione 1 e sezione 2 e della *quantità di moto* Q_m che la corrente possiede, nell'unità

di tempo, nelle rispettive sezioni, si ha:

$$P_1 = \frac{1}{2} \rho b h_1^2 + \rho Q U_1 \quad ; \quad (\text{I-42.a})$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \rho b h_2^2 + \rho Q U_2 \quad (\text{I-42.b})$$

Le altezze h_1 e h_2 relative alle due sezioni vengono chiamate *altezze coniugate*, mentre la loro distanza rappresenta la lunghezza del risalto ⁽¹⁴⁾.

Nel caso di canale a sezione rettangolare, il cui fondo può essere considerato orizzontale, le altezze coniugate sono legate dalla seguente relazione:

dalle I-42.a e I-42.b:

$$h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{2q^2}{gh_1} + \frac{h_1^2}{4}} \quad (\text{I-43})$$

$$\text{ossia: } h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_1^3}} - 1 \right) \quad ; \quad (\text{I-44})$$

$$h_1 = \frac{h_2}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_2^3}} - 1 \right) \quad (\text{I-45})$$

ovvero, con riferimento all'altezza critica h_c relativa a q ,

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_c}{h_1} \right)^3} - 1 \right] \quad (\text{Bresse}) \quad (\text{I-46})$$

⁽¹⁴⁾ Nei canali rettangolari e per risalti ordinari, questa lunghezza è uguale, come ordine di grandezza, a $5 \div 7$ volte la sua altezza ($h_2 - h_1$).

La perdita di carico totale tra le due sezioni sarà:

$$\Delta H = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 h_2} \quad (\text{Fig. I-17}) \quad (\text{I-47})$$

Esempi

Con riferimento alla Fig. I-17, posto $h_1 = 0,26$ m e $q = 0,550$ m³/s, si voglia determinare:

1 - l'altezza h_2 coniugata ad h_1

Con la I-46 (Bresse) si ha:

$$h_2 = h_1/2 \sqrt{(1 + 8(h_c/h_1)^3) - 1}$$

Dalla I-35 si ricava $h_c = \sqrt[3]{q^2/g} = \sqrt[3]{0,552/9,81} = 0,32$ m

Quindi: $h_2 = 0,26/2 (\sqrt{1 + 8(0,32/0,26)^3} - 1) = 0,38$ m

Si può determinare ancora, assumendo $H_1 = H_2$

$$H_c = 3/2 h_c = 3/2 \cdot 0,32 = 0,48 \text{ m}$$

$$U_1^2/2g = H_1 - h_1 = 0,48 - 0,26 = 0,22 \text{ m}$$

$$U_1 = \sqrt{2g \cdot 0,22} = 2,08 \text{ m/s}$$

$$U_2^2/2g = H_2 - h_2 = 0,48 - 0,38 = 0,10 \text{ m}$$

$$U_2 = \sqrt{2g \cdot 0,10} = 1,40 \text{ m/s}$$

2 - La spinta totale, per $b = 1$, sarà, per la I-43

alla sezione 1:

$$P_1 = 1/2 \cdot 1000 \cdot 0,26^2 + 1000/9,81 \cdot 0,55 \cdot 2,08 = 150,42 \text{ kg}_r$$

alla sezione 2:

$$P_2 = 1/2 \cdot 1000 \cdot 0,38^2 + 1000/9,81 \cdot 0,55 \cdot 1,50 = 150,69 \text{ kg}_r$$

3 - Le perdite di carico totale ΔH

$$\Delta H = \frac{(0,38 - 0,26)^3}{4 (0,26 \cdot 0,38)} = \frac{0,00173}{0,3952} = 0,0044 \text{ m.}$$

2.2.3. Equazione del moto uniforme

Si è visto in precedenza, che nelle *correnti uniformi*, mentre è costante la sezione bagnata Ω e la velocità media U , la potenza della corrente $W (= \gamma QH)$, invece, diminuisce nel senso del moto con una *pendenza piezometrica* J , dipendente dall'energia specifica (dell'unità di peso) dissipata per ogni metro di percorso.

La relazione esistente tra la velocità U (o la portata Q) della corrente e la pendenza J del profilo libero dell'acqua (o della piezometrica) costituisce l'*equazione del moto uniforme*.

Per il moto uniforme, pertanto, l'espressione generale di tale equazione (detta anche equazione di *Chézy-Tadini*)⁽¹⁵⁾ è:

$$U = \chi \sqrt{RJ} \quad (I-48)$$

da cui:
$$J = \frac{U^2}{\chi^2 R} \quad (I-49)$$

χ rappresenta un coefficiente che ha le dimensioni di \sqrt{g} ($\text{m}^{1/2}/\text{s}$) e che si fa dipendere dal grado di scabrezza della parete.

È da rilevare che nel moto uniforme la pendenza J dev'essere costante al pari della linea dei carichi totali H .

⁽¹⁵⁾ La relazione fu indicata, per la prima volta, dal francese *A. Chézy* nel 1775 con $\chi = 31$. Nel 1830 *Tadini* pose $\chi = 50$. In realtà, come si vedrà in seguito, χ varia con la rugosità delle pareti e cresce con R . La formula verrà indicata come equazione di *Chézy*.

Ma per essere la corrente uniforme, deve verificarsi anche che la pendenza del fondo del canale i sia uguale a quella della linea di energia J ; quindi si può anche scrivere:

$$U = \chi \sqrt{Ri}$$

Per la determinazione di χ , vi sono numerose formule, tra le quali:

a) - quella di *Bazin* (indicata come 2.a formula di *Bazin*)

$$\chi = \frac{87 \sqrt{R}}{\sqrt{R} + \gamma_B} = \frac{87}{1 + \frac{\gamma_B}{\sqrt{R}}} \quad (I-50)$$

γ_B = indice di scabrezza (0,06 ÷ 2,30). Valida per $\gamma_B > 0$ e $\chi < 87$;

Una serie di valori di χ di *Bazin* in funzione di R e di γ_B sono riportati nella Tab. 7.

b) - quella di *Kutter*:

$$\chi = \frac{100}{1 + \frac{m_K}{\sqrt{R}}} \quad (I-51)$$

m_K , indice di scabrezza, è compreso tra 0,12 e 2,50 ÷ 3,00; questa formula è applicabile anche per canali di grandi dimensioni e molto lisci ($\chi > 80$);

c) - quella di *Gauckler-Manning-Strickler* (o, secondo alcuni, di *Gauckler-Strickler*, poichè *Manning* da un indice 1,486/n non proprio = k_s):

$$\chi = k_s R^{1/6} \quad (I-52)$$

con $k_s = 100 \div 30$;

(nella Tab. 6 sono riportati i valori di γ_b , m_k e k_s per le diverse classi di canali);

d) - quella che fa riferimento al coefficiente di resistenza λ dei condotti in pressione (v. I-78):

$$\chi = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \quad (\text{I-53})$$

Una equazione monomia largamente usata è anche quella di *Manning-Strickler*:

$$U = k_s R^{2/3} i^{1/2} \quad (\text{I-54})$$

Con l'impiego della formula di *Chézy* si ha:

$$Q = \Omega \chi \sqrt{Ri} \quad (\text{I-55})$$

e con quella di *Manning-Strickler*:

$$Q = k_s \Omega R^{2/3} i^{1/2} \quad (\text{I-56})$$

Le due formule possono essere poste, rispettivamente, nella seguente forma:

$$\frac{Q}{\sqrt{i}} = \chi \Omega \sqrt{R} \quad (\text{I-57})$$

$$\frac{Q}{\sqrt{i}} = k_s \Omega R^{2/3} \quad (\text{I-58})$$

Tabella 6

Tipo di canale	Scabrezza omogenea equivalente ε (mm) *	Bazin γ_B ($m^{1/2}$)	Kutter m_K ($m^{1/2}$)	Gauckler-Strickler-Manning k_S ($m^{1/3} s^{-1}$)
1 - Pareti di cemento perfettamente lisciate. Pareti di legno piallato. Pareti metalliche, senza risalti nei giunti. Idem ma con curve.	0,15 ÷ 0,2	0,06	0,12	100 ÷ 90
	0,2 ÷ 0,4	0,10	0,18	90 ÷ 85
2 - Pareti di cemento non perfettamente lisciate. Muratura di mattoni molto regolare. Pareti metalliche con chiodatura ordinaria.	0,4 - 1,0	0,16	0,20 ÷ 0,25	85 ÷ 75
3 - Pareti di cemento in non perfette condizioni. Muratura ordinaria più o meno accurata. Pareti di legno grezzo, eventualmente con fessure.	2 ÷ 5	0,23 ÷ 0,36	0,35 ÷ 0,55	70 ÷ 65
4 - Pareti di cemento solo in parte intonacate; qualche deposito sul fondo. Muratura irregolare (o di pietrame). Terra regolarissima senza vegetazione.	8	0,46	0,55 ÷ 0,75	60
5 - Terra abbastanza regolare. Muratura vecchia, in condizioni non buone, con depositi di limo al fondo.	15 ÷ 30	0,60 ÷ 0,85	0,75 ÷ 1,25	50
6 - Terra con erba sul fondo. Corsi d'acqua naturali regolari.	70	1,30	1,50	40
7 - Terra in cattive condizioni. Corsi d'acqua naturali con ciottoli e ghiaia.	120 ÷ 200	1,75	2,00	35
8 - Canali in abbandono con grande vegetazione. Corsi d'acqua con alveo in ghiaia e movimento di materiali sul fondo, oppure scavati in roccia con sporgenze.	300 ÷ 400	2,0 ÷ 2,3	3,00	30

* scabrezza, equivalente di sabbia, secondo E. Marchi e A. Rubatta, 1981.

Tabella 7 - Valori del coefficiente χ della formula di Bazin (I-50)

R (m) \ γ_B	0,06	0,16	0,23	0,30	0,36	0,46	0,85	1,30	1,75	2,30
0,05	68,5	50,7	42,8	37,1	33,3	28,4	18,1	12,8	9,9	7,7
0,06	68,8	52,6	44,8	39,1	35,2	30,2	19,4	13,8	10,7	8,4
0,07	70,9	54,2	46,6	41,0	36,9	31,7	20,6	14,7	11,4	9,0
0,08	71,8	55,6	48,0	42,3	38,3	33,1	21,7	15,5	12,1	9,6
0,09	72,5	56,7	49,3	43,5	39,5	34,4	22,7	16,3	12,7	10,1
0,10	73,1	57,7	50,4	44,6	40,7	35,5	23,4	17,0	13,3	10,5
0,12	74,1	59,5	52,2	46,6	42,7	37,3	25,2	18,3	14,4	11,4
0,14	75,0	60,9	53,9	48,3	44,3	39,0	26,7	19,4	15,3	12,2
0,16	75,6	62,1	55,2	49,7	45,8	40,5	27,8	20,4	16,2	12,9
0,18	76,2	63,2	56,4	51,0	47,0	41,8	29,0	21,4	17,0	13,5
0,20	76,7	64,1	57,5	52,0	48,2	42,9	30,0	22,3	17,7	14,1
0,22	77,1	64,9	58,3	53,0	49,0	44,0	30,9	23,1	18,4	14,7
0,24	77,5	65,5	59,3	54,0	50,1	44,8	31,8	23,8	19,0	15,3
0,26	77,8	66,2	59,9	54,8	51,0	45,7	32,6	24,5	19,6	15,8
0,28	78,1	66,8	60,7	55,6	51,8	46,5	33,4	25,2	20,2	16,3
0,30	78,4	67,3	61,2	56,2	52,4	47,3	34,1	25,8	20,7	16,7
0,35	79,0	68,4	62,5	57,7	54,0	48,8	35,7	27,2	22,0	17,7
0,40	79,4	69,4	63,8	59,0	55,4	50,4	37,1	28,5	23,1	18,8
0,45	79,8	70,2	64,7	60,0	56,5	51,6	38,4	29,6	24,1	19,7
0,50	80,2	70,9	65,6	61,1	57,6	52,7	39,5	30,6	25,0	20,5
0,55	80,6	71,5	66,4	62,0	58,5	53,7	40,5	31,6	25,9	21,2
0,60	80,7	72,1	67,0	62,9	59,4	54,6	41,6	32,5	26,7	21,8
0,65	80,9	72,6	67,6	63,6	60,0	55,4	42,3	33,3	27,4	22,6
0,70	81,1	73,0	68,2	64,1	60,8	56,1	43,1	34,1	28,1	23,2
0,75	81,3	73,4	68,7	64,6	61,4	56,8	43,9	34,8	28,8	23,7
0,80	81,5	73,8	69,1	65,1	62,0	57,6	44,6	35,5	29,4	24,3
0,85	81,7	74,1	69,6	65,6	62,5	58,0	45,2	36,1	30,0	24,8
0,90	81,8	74,4	70,0	66,1	63,0	58,6	45,9	36,7	30,6	25,2
0,95	81,9	74,7	70,3	66,6	63,5	59,1	46,5	37,3	31,1	25,7
1,00	82,0	75,0	70,7	67,0	64,0	59,6	47,0	37,8	31,6	26,3
1,10	82,2	75,4	71,4	67,7	64,8	60,5	48,0	38,8	32,6	27,2
1,20	82,4	75,9	71,9	68,3	65,5	61,3	48,9	39,7	33,5	28,0
1,30	82,6	76,3	72,4	68,9	66,1	62,0	49,8	40,6	34,3	28,8
1,40	82,8	76,6	72,9	69,4	66,7	62,6	50,6	41,9	35,1	29,6
1,50	82,9	76,9	73,2	69,9	67,2	63,2	51,3	42,2	35,8	30,2
1,60	83,0	77,2	73,7	70,4	67,7	63,8	52,0	42,9	36,5	30,7
1,70	83,1	77,5	74,0	70,8	68,1	64,3	52,6	43,6	37,1	31,5
1,80	83,2	77,7	74,4	71,2	68,6	64,8	53,2	44,2	37,7	32,0
1,90	83,3	77,9	74,6	71,5	68,9	65,2	53,8	44,8	38,3	32,6
2,00	83,4	78,1	74,9	71,7	69,3	65,6	54,3	45,3	38,9	33,1
2,50	83,9	79,1	76,0	73,2	70,9	67,4	56,6	47,7	41,3	35,4

Il secondo membro delle due equazioni sta ad indicare una certa funzione della forma geometrica e della natura delle pareti; fissata quest'ultima, la funzione si riduce alla sezione bagnata e quindi al tirante o altezza d'acqua h .

Quindi, si può scrivere:

$$\chi \Omega \sqrt{R} = f(h) \quad (\text{I-59})$$

$$k_s \Omega R^{2/3} = f(h) \quad (\text{I-60})$$

In quest'ultimo caso, note le caratteristiche del canale e quindi k_s , la funzione si riduce a $\Omega R^{2/3} = f(h)$. Questa funzione si presta abbastanza bene a definire la *capacità di portata* di un canale.

La relativa curva, detta *curva* o *scala di deflusso*, definisce l'attitudine del canale a trasportare acqua in moto uniforme in funzione dell'altezza di acqua h nel canale.

Detta curva può essere tracciata su un piano cartesiano, riportando, per esempio, sull'ascissa i valori di $\chi \Omega \sqrt{R}$ o di $k_s \Omega R^{2/3} = f(h) = q / \sqrt{i}$ e sull'ordinata i valori di h .

Per esempio:

— per una *sezione rettangolare*, per unità di larghezza:

$$\frac{q}{\sqrt{i}} = \chi h^{3/2}$$

(nel caso di rettangolo molto largo); oppure, con la formula di *Gauckler-Strickler-Manning*:

$$\frac{q}{\sqrt{i}} = k_s h^{5/3}$$

Spesso la $f(h)$ si rappresenta con una relazione monomia del tipo $Q = \delta \Omega^\alpha$, (Fig. I-18), oppure per canali rettangolari e per $b = 1$:

$$q = \delta h^\alpha \quad (\text{I-61})$$

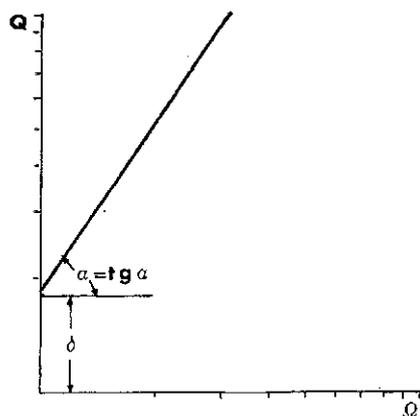


Fig. I-18 - Scala di deflusso

- per canali rettangolari con $h/b = 1/2$, $\alpha = 4/3$,
- per canali rettangolari con $h/b = 0,20 \div 0,10$, $\alpha \approx 3/2$,
- per sezioni trapeziforme, $\alpha \approx 3/2$,
- per sezioni triangolari, $\alpha \approx 4/3$.

2.2.4. Calcolo dei canali

Assegnati i valori della portata Q , della pendenza i e della scabrezza, il calcolo della sezione trasversale di un canale deve portare alla definizione dei parametri geometrici (Fig. I-19) di questa, in modo che con

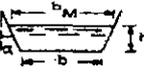
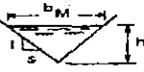
Forma della sezione	Sezione bagnata Ω (m ²)	Contorno bagnato C (m)	Raggio medio $R = \Omega/C$ (m)	Larghezza in sommità b_M (m)
	$b \cdot h$	$b + 2h$	$\frac{b \cdot h}{b + 2h}$	b
	$(b + sh)h$	$b + 2h \sqrt{1 + s^2}$	$\frac{(b + sh)h}{b + 2h \sqrt{1 + s^2}}$	$b + 2sh$
	$\frac{1}{\theta} (\theta - \text{sen}\theta) D^2$	$\frac{1}{2} \theta D$	$\frac{1}{4} (1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}) D$	$(\text{sen} - \frac{1}{2} \theta) D$ oppure $2 \sqrt{h(D-h)}$
	$s \cdot h^2$	$2h \sqrt{1 + s^2}$	$\frac{sh}{2 \sqrt{1 + s^2}}$	$2sh$

Fig. I-19 - Elementi geometrici delle più comuni sezioni

l'eguaglianza

$$\chi \Omega \sqrt{R} = \frac{Q}{\sqrt{i}}, \text{ oppure: } k_s \Omega R^{2/3} = \frac{Q}{\sqrt{i}},$$

la portata Q possa defluire con moto uniforme.

Quando, per un dato valore di Ω , si ha il minimo valore del contorno bagnato C , la sezione si chiama di *minima resistenza*, o di *massima velocità*, o di *massima portata*.

Per una sezione *rettangolare*, il minimo contorno si ha quando la larghezza del fondo b è doppia dell'altezza dell'acqua h .

Per una sezione *trapezoidale*, la minima resistenza si ha quando il

fondo e le due sponde sono tangenti al semicerchio di raggio $r=h$ (Fig. I-20).

Per una sezione circolare (con acqua non in pressione), q_{\max} si ha per un angolo di riempimento θ di 308° (e non di 360°) e quindi per un'altezza h di riempimento pari a $0,95 D$.

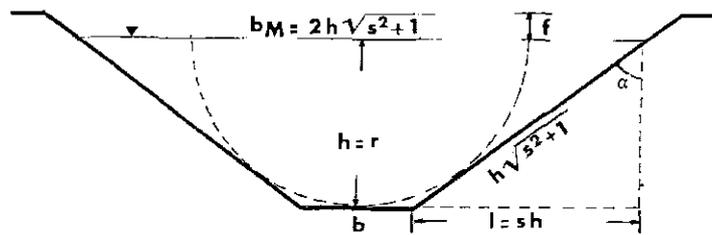


Fig. I-20 - Sezione trapezoidale di minima resistenza

Il calcolo di una sezione di minima resistenza per una forma trapezoidale può essere facilitato attraverso la definizione di alcuni parametri, posto s il valore della scarpa $l/h = \tan \alpha$:

$$\frac{b}{h} = 2(\sqrt{1+s^2} - s) = k; \quad (\text{I-62})$$

$$R = \frac{h}{2}; \quad (\text{I-63})$$

$$\Omega = h(b+sh), \text{ ma } b = 2h\sqrt{1+s^2} - 2sh$$

$$\text{ossia: } b = 2h(\sqrt{1+s^2} - s) \quad (\text{I-64})$$

$$\begin{aligned} \text{Perciò } \Omega &= h[2h(\sqrt{1+s^2} - s) + sh] = h^2[2(\sqrt{1+s^2} - s) + s] = \\ &= h^2(k+s) \end{aligned} \quad (\text{I-65})$$

Considerando il rapporto di forma k_o tra l'area del rettangolo di minima resistenza ($2h \cdot h$) e il parametro ottenuto dal trapezio equivalente di base media $b + sh$, ossia (dalla I-64) $2h (\sqrt{1 + s^2} - s)$,

$$\begin{aligned} \text{si ha: } k_o &= \frac{2h^2}{[2h (\sqrt{1 + s^2} - s) + sh]^2} = \frac{2}{[2 (\sqrt{1 + s^2} - s) + s]^2} = \\ &= \frac{2}{(k + s)^2} \end{aligned} \quad (\text{I-66})$$

Detta equivalenza si ha per $s = 1,333$ ($l/h = 1,333/1$), v. Tab. 8 e 9, ovvero quando $b = 0,667 h$, cioè quando $b/h = k = 0,667$ e $k_o = 0,500$, $\Omega = h^2 (k + s) = h^2 2$, anche se il minimo contorno bagnato, con Ω costante, si ha per $s = \frac{1}{\sqrt{3}} = 0,5774$.

Esempio:

si voglia calcolare un canale per il trasporto, con moto uniforme, di una portata $Q = 0,500 \text{ m}^3/\text{s}$, con una pendenza $i = 0,002 \text{ m/m}$ (2‰):

a) se il canale deve essere in calcestruzzo (3^a classe di canali, γ_b di Bazin = 0,23), di *forma rettangolare*, si possono determinare le dimensioni di b , di h e di U .

$s = 0$ (sponde verticali)

$$\Omega^2 = \frac{Q^2}{\chi^2 Ri}, \text{ ma } \Omega = h^2 (k + s) \text{ e } R = \frac{h}{2}, \text{ quindi:}$$

$$h^4 (k + s)^2 = \frac{Q^2}{\chi^2 \frac{h}{2} i}, \text{ ossia: } h^5 \chi^2 \frac{(k + s)^2}{2} = \frac{Q^2}{i}, \text{ da cui:}$$

$$h^5 \chi^2 = k_o \frac{Q^2}{i}$$

Dalla Tab. 8 si rileva $k_0 = 0,5$ per $s = 0$, pertanto:

$$h^5 \chi^2 = 0,5 \frac{0,500^2}{0,002} = 62,5$$

La relazione si risolve per tentativi di h .

Per $h = 0,50$, $R = 0,25$, $\chi = 59,6$, $\chi^2 = 3522,16$

$$h^5 = 0,03125; h^5 \chi^2 = 111,00 > 62,5;$$

(i valori di h^5 possono essere letti nella Tab. 10),

per $h = 0,44$, $R = 0,22$, $\chi = 58,3$, $\chi^2 = 3398,89$

$$h^5 = 0,01649; h^5 \chi^2 = 56,04 < 62,4;$$

per $h = 0,45$, $R = 0,225$, $\chi = 58,6$, $\chi^2 = 3433,96$

$$h^5 = 0,01845; 0,01845 \cdot 3433,96 = 63,35 > 62,5$$

Il valore più prossimo è quello relativo ad $h = 0,45$, che si adotta.

Dato che $b/h = 2$, $b = h \cdot 2 = 0,45 \cdot 2 = 0,90$ m;

$$\Omega = b \cdot h = 0,90 \cdot 0,45 = 0,405, \text{ arr. a } 0,41 \text{ m}^2.$$

La velocità media U , in prima approssimazione, sarà:

$$U = Q/\Omega = 0,500/0,41 = 1,23 \text{ m/s}$$

La verifica, per il moto uniforme, porta ad $U = \chi \sqrt{Ri} = 58,6 \sqrt{0,255 \cdot 0,002}$;

$U = 1,23$ m/s, che si assume come velocità di progetto;

b) se il canale deve essere in terra ($\gamma_b = 1,75$), di forma trapezoidale, con sponde 1/1, si ha:

$s = 1$, $k = 0,828$, $k_0 = 0,599$, quindi:

$$h^5 \chi^2 = 0,599 \frac{0,500^2}{0,002} = 74,62$$

per $h = 0,70$, $R = 0,35$, $\chi = 22,0$, $\chi^2 = 484,00$

$$h^5 = 0,16807; 0,16807 \cdot 484 = 81,35 > 74,62,$$

si può pertanto assumere $h = 0,70$ m;

Tabella 8 - Valori di alcuni parametri per sezioni di minima resistenza

Parametri	Sponde verticali	scarpa delle sponde U/h (*)							
		1/3	1/2	$1/\sqrt{3}$	1/1,5	1/1	1,333/1	1,5/1	2/1
α	0	18°,43'	26°,56'	30°	33°,65'	45°,00'	53°,13'	56°,31'	63°,43'
$\text{sen } \alpha$	0	0,316	0,447	0,500	0,554	0,707	0,800	0,832	0,894
$\text{cotg } \alpha$	0	3,000	2,000	1,732	1,500	1,000	0,750	0,667	0,500
$\text{tg } \alpha = s$	0	0,333	0,500	0,577	0,667	1,000	1,333	1,500	2,000
$k = \frac{b}{h}$	2	1,442	1,236	1,151	1,070	0,828	0,667	0,606	0,472
$k_0 = \frac{2}{(k+s)^2}$	0,500	0,635	0,664	0,667	0,663	0,599	0,500	0,450	0,327

(*) Si ricorda che per i canali in terra s varia, generalmente, tra 2, per terreni sciolti e 1, per terreni compatti.

$b/h = k = 0,828$ (dalla Tab. 8), quindi $b = 0,828 \cdot 0,70 = 0,580$;

$\Omega = h(b + sh) = 0,70 (0,580 + 0,70) = 0,896 \text{ m}^2$.

$U = 0,500/0,896 = 0,56$,

la verifica: $U = \chi \sqrt{Ri} = 22,0 \sqrt{0,35 \cdot 0,002} = 0,57 \text{ m/s}$, che si assume come valore di progetto.

La base maggiore b_M sarà uguale a:

$$b_M = b + 2sh = 0,58 + 2 \cdot 0,70 = 1,98 \text{ m. arr. a } 2,00 \text{ m.}$$

In alternativa, dalla I-65 si rileva che $h = \sqrt{\frac{\Omega}{2(\sqrt{s^2 + 1} - s) + s}}$

ossia: $h = \sqrt{\frac{\Omega}{k + s}}$, perciò, assunta U , per es., pari a 0,59 m/s,

$$\text{si ha: } \Omega = \frac{0,500}{0,57} = 0,877 \text{ e } h = \sqrt{\frac{0,877}{0,828 + 1}} = 0,69 \text{ m.}$$

Tabella 9 - Valori di b , b_M , Ω e R in funzione di h per sezioni trapezoidali di minima resistenza

h (m)	Para- metri	scarpa delle sponde l/h							
		1/5	1/3	1/2	1/1,5	1/1	1,333/1	1,5/1	2/1
0,10	b (m)	0,164	0,144	0,124	0,107	0,083	0,067	0,061	0,047
	b_M (m)	0,208	0,211	0,224	0,240	0,283	0,333	0,361	0,447
	Ω (m ²)	0,019	0,018	0,017	0,017	0,018	0,020	0,021	0,025
	R (m)	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
0,20	b	0,328	0,288	0,247	0,214	0,166	0,133	0,121	0,094
	b_M	0,408	0,422	0,447	0,481	0,566	0,667	0,721	0,894
	Ω	0,074	0,071	0,069	0,070	0,073	0,080	0,084	0,099
	R	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
0,30	b	0,492	0,433	0,371	0,321	0,249	0,200	0,182	0,142
	b_M	0,612	0,633	0,671	0,721	0,849	1,000	1,082	1,342
	Ω	0,160	0,160	0,156	0,156	0,165	0,180	0,190	0,223
	R	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
0,40	b	0,656	0,577	0,494	0,428	0,331	0,267	0,242	0,189
	b_M	0,816	0,843	0,894	0,962	1,131	1,333	1,442	1,789
	Ω	0,294	0,284	0,279	0,278	0,293	0,320	0,337	0,396
	R	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,50	b	0,820	0,721	0,618	0,535	0,414	0,333	0,303	0,236
	b_M	1,020	1,054	1,118	1,202	1,414	1,667	1,803	2,236
	Ω	0,460	0,444	0,434	0,434	0,457	0,500	0,527	0,618
	R	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
1,00	b	1,640	1,442	1,236	1,070	0,828	0,667	0,606	0,472
	b_M	2,040	2,108	2,236	2,404	2,828	3,333	3,606	4,472
	Ω	1,840	1,775	1,736	1,737	1,828	2,000	2,106	2,472
	R	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
2,00	b	3,279	2,883	2,472	2,140	1,657	1,333	1,211	0,944
	b_M	4,079	4,216	4,472	4,807	5,657	6,666	7,211	8,944
	Ω	7,358	7,099	6,944	6,918	7,314	8,000	8,422	9,889
	R	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabella 10

N°	5ª potenza	N°	5ª potenza	N°	5ª potenza
0,10	0,00001	0,41	0,01159	0,71	0,18042
0,11	0,00002	0,42	0,01307	0,72	0,19349
0,12	0,00002	0,43	0,01470	0,73	0,20731
0,13	0,00004	0,44	0,01649	0,74	0,22190
0,14	0,00005	0,45	0,01845	0,75	0,23730
0,15	0,00008	0,46	0,02060	0,76	0,25355
0,16	0,00010	0,47	0,02293	0,77	0,27068
0,17	0,00014	0,48	0,02548	0,78	0,28872
0,18	0,00019	0,49	0,02825	0,79	0,30771
0,19	0,00025	0,50	0,03125	0,80	0,32768
0,20	0,00032				
		0,51	0,03450	0,81	0,34868
0,21	0,00041	0,52	0,03802	0,82	0,37074
0,22	0,00052	0,53	0,04182	0,83	0,39390
0,23	0,00063	0,54	0,04592	0,84	0,41821
0,24	0,00080	0,55	0,05033	0,85	0,44371
0,25	0,00098	0,56	0,05507	0,86	0,47043
0,26	0,00119	0,57	0,06017	0,87	0,49842
0,27	0,00143	0,58	0,06564	0,88	0,52773
0,28	0,00172	0,59	0,07149	0,89	0,55841
0,29	0,00205	0,60	0,07776	0,90	0,59049
0,30	0,00243				
		0,61	0,08446	0,91	0,62403
0,31	0,00286	0,62	0,09161	0,92	0,65908
0,32	0,00336	0,63	0,09924	0,93	0,69969
0,33	0,00391	0,64	0,10737	0,94	0,73390
0,34	0,00454	0,65	0,11603	0,95	0,77378
0,35	0,00525	0,66	0,12523	0,96	0,81537
0,36	0,00605	0,67	0,13501	0,97	0,85873
0,37	0,00693	0,68	0,14239	0,98	0,90392
0,38	0,00792	0,69	0,15640	0,99	0,95099
0,39	0,00902	0,70	0,16807	1,00	1,00000
0,40	0,01024				

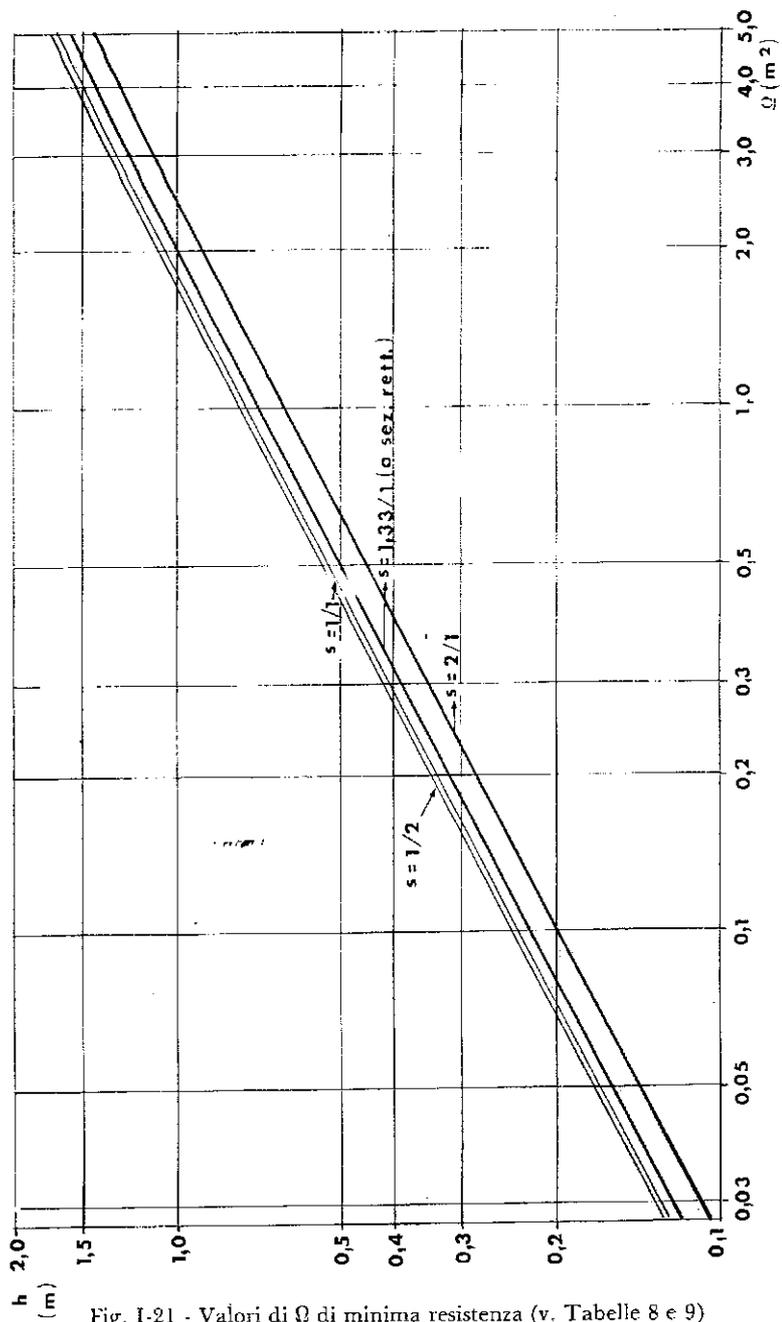


Fig. 1-21 - Valori di Ω di minima resistenza (v. Tabelle 8 e 9)

In altre parole si può, in prima approssimazione, porre come variabile U invece di h (v. Fig. I-21).

Le Tab. 8 e 9 possono facilitare il calcolo dei canali a sezione trapeziforme.

2.2.5. Cenni sul moto vario

Quando le correnti permanenti subiscono delle modificazioni della superficie libera si usa chiamarle *varie*, alcuni le distinguono da quelle *variabili* col tempo, che non sono permanenti.

Il moto variabile comprende una estesa categoria di movimenti che vanno da quelli esposti a proposito del moto con trasformazione di energia (*soglia di fondo*, *risalto idraulico*) e dello *stato critico* a quelli del *moto ondoso* (onde di traslazione, onde di piena) del passaggio da un serbatoio ad un canale, o viceversa, ai restringimenti localizzati.

In questi casi, non essendo più il moto permanente, non è più valido il teorema di *Bernoulli*. Il riferimento, perciò, viene fatto al teorema della quantità di moto ($Q_m = \rho \Omega U^2$).

Per un *alveo prismatico*, di forma regolare e di rugosità uniforme l'equazione fondamentale relativa al *moto vario di una corrente gradualmente variata* è data da:

$$J = \frac{U^2}{\chi^2 R} + \frac{U^2}{2g} \frac{\delta}{\delta x} + \frac{1}{g} \frac{\delta U}{\delta t} \quad (\text{I-67})$$

in cui, con riferimento all'unità di peso ed al percorso unitario:

$\frac{U^2}{\chi^2 R}$ rappresenta l'energia media dissipata a causa della resistenza delle pareti,

$\frac{\delta U^2}{\delta x 2g}$ indica la variazione dell'energia cinetica,

$\frac{1}{g} \frac{\delta U}{\delta t}$ rappresenta il lavoro assorbito dall'inerzia locale.

J rappresenta, infine, la pendenza motrice istantanea del pelo libero ed è legato alla pendenza del fondo i da:

$$J = i - \frac{\delta h}{\delta x}$$

In particolare, per il *moto ondoso nei canali o nei corsi d'acqua naturali*, occorre conoscere la velocità di propagazione, ossia la *celerità* (assoluta a e relativa c).

Se la variazione di livello è minima, rispetto alla profondità h_0 preesistente, il valore della *celerità relativa* c si identifica con quello della velocità critica spettante alla stessa profondità; nel caso di sezione rettangolare si riduce a

$$c = \pm \sqrt{gh_0} \quad (\text{formula di Lagrange}) \quad (\text{I-68})$$

il segno (+) significa velocità secondo la corrente, ($a = U + \sqrt{gh} > 0$), quello (-) contro corrente ($a = U - \sqrt{2g} < 0$).

La propagazione verso monte non può avvenire quando

$$i - i_c > 0 \quad (i_c = \frac{g}{\chi}), \text{ cioè in un corso d'acqua torrentizio.}$$

La velocità di propagazione delle *onde di piena* nei corsi d'acqua naturali è di poco superiore della velocità massima. Per scala di deflusso

$Q = \delta \Omega^\alpha$, con $\alpha = 5/3$ (alveo rettangolare molto largo) la velocità di propagazione = $5/3 U_{\max}$.

Nel passaggio da un serbatoio (con $H = h_0$) ad un canale rettangolare di larghezza b , nel caso che la pendenza di quest'ultimo sia $i > i_c$, la portata è data da:

$$Q_{\max} = b \sqrt{g \frac{8}{27} h_0^3}, \quad (\text{I-69})$$

ossia: $Q_{\max} = 0,5443 b \sqrt{g h_o^3} = 0,385 b h_o \sqrt{2 g h_o}$ (condizione analoga allo stramazzo a soglia larga).

Un altro caso interessante è quello di *brusca apertura di una paratoia* in un canale orizzontale, largo b e con altezza dell'acqua: h_o a monte e zero a valle della paratoia stessa.

Con la brusca apertura, la portata defluente Q_{\max} sarà:

$$Q_{\max} = \frac{8}{27} b h_o \sqrt{g h_o}$$

che rappresenta anche quella che un impianto idrovoro potrebbe sollevare dal detto canale senza ridurre a zero l'altezza dell'acqua.

A tale situazione è riconducibile quella provocata dal crollo di un muro di contenimento di acqua quando il crollo stesso interessa una intera parete del serbatoio supposto di forma rettangolare.

2.3. Moto nei condotti in pressione

2.3.1. Generalità

Nelle correnti uniformi a superficie libera, le perdite di carico, conseguenti all'attrito interno dovuto alla scabrezza delle pareti, sono legate a $\frac{U^2}{2g}$, essendo h costante ($H = h + \frac{U^2}{2g}$).

In una corrente turbolenta in un condotto cilindrico, la distribuzione della velocità lungo la sezione longitudinale non è rettilinea ma è rappresentata da una curva logaritmica (Fig. I-13), tranne che nella zona adiacente alla parete.

Sulla parete, infatti, il liquido è in quiete e nelle immediate vicinanze il moto della corrente è ritardato. Questo sottile strato, in cui il gradiente di velocità è abbastanza grande si chiama *strato limite* o *strato*

limite viscoso perchè la velocità delle particelle liquide è ritardata, appunto, dall'azione di viscosità.

Peraltro, quando la *rugosità* della parete ϵ è piccola, questa viene completamente coperta da una sottile lamina di liquido facente parte del piccolo strato in moto laminare (*substrato laminare*); quest'ultimo separa la parete dal moto turbolento.

La resistenza unitaria (o *sforzo tangenziale alla parete* τ) opposta dal liquido dello strato perimetrale lungo la parete è costituita dallo *sforzo tangenziale viscoso* associato allo *sforzo tangenziale turbolento*, dovuto agli scambi di quantità di moto provocato dalla turbolenza e quindi dalla massa volumica ρ .

Lo spessore del substrato laminare decresce con il crescere della velocità della corrente e con l'aumentare delle sporgenze della rugosità.

La resistenza al moto dipende, in questo caso, in parte dallo sforzo tangenziale ed in parte dalla forma e grandezza della rugosità ⁽¹⁶⁾.

In sintesi, le perdite di carico ΔH , lungo un tratto di lunghezza uni-

⁽¹⁶⁾ In altre parole, l'azione di trascinamento mediamente esercitata da un tronco di corrente lungo l , sulla parete del condotto dalla sezione 1 e 2 è espressa da:

$$\tau = \rho \Omega \frac{1}{l} \left[\left(\frac{P_1}{\rho} + z_1 \right) - \left(\frac{P_2}{\rho} + z_2 \right) \right] = \rho \Omega J, \text{ ossia: } \frac{\tau c}{\rho \Omega} = \frac{h_1 - h_2}{l}$$

La *cadente piezometrica* J può essere considerata come l'azione di trascinamento esercitata dall'unità di peso del liquido.

Se si fa riferimento al raggio idraulico R , per condotto di diametro D e di lunghezza unitaria:

$$\tau = \rho J \frac{D}{4}, \text{ da cui: } J = \frac{\tau 4}{\rho D}$$

La distribuzione della velocità attraverso il substrato laminare è quasi lineare e τ (parallela all'asse del condotto) è assunta come costante.

La distribuzione della velocità oltre detto substrato è, invece, parabolica e può essere espressa in forma logaritmica:

$$\frac{U}{\tau/\rho} = 5,75 \log \frac{D}{\epsilon} + 8,5 \quad (\text{von Karman-Prandtl})$$

taria di un condotto sono funzione di:

$$N_R = \frac{\rho}{\eta} UD, \quad \text{ossia di } N_R = \frac{QD}{\nu\Omega}$$

e della rugosità relativa $r_s = \frac{\varepsilon}{D}$ (I-70)

(essendo ε la rugosità assoluta; cfr. Tab. 11).

Tabella 11 - Valori della scabrezza equivalente ε (mm) per alcune tubazioni (da fonti diverse, principalmente: *Lencastre e Marchi-Rubatta*)

— in resina, ottone, vetro	0,0015 ÷ 0,02
— in acciaio:	
— bitumate per immersione	0,10 ÷ 0,15
— asfaltate o catramate a mano	0,3 ÷ 0,9
— in servizio corrente con leggera ruggine	0,2 ÷ 0,4
— con incrostazioni	1,0 ÷ 3,0
— in lamiera saldata	0,2 ÷ 1,0
— in ghisa:	
— rivestite con bitume	0,12 ÷ 0,15
— non rivestite	0,2 ÷ 0,4
— in servizio corrente con leggera ruggine	1,0 ÷ 2,0
— con incrostazioni	3,0 ÷ 5,0
— in cemento-amianto	0,10
— in calcestruzzo	
— ben liscio	0,06 ÷ 0,18
— armato, in servizio corrente	0,4 ÷ 2,0

Se la funzione $2f(N_R, \tau)$ la si indica con λ , (numero o *indice di resistenza* o *coefficiente di perdita distribuita*), l'espressione generale delle perdite di carico continue o lineari, per unità di lunghezza (m/m), assume, per i condotti in pressione, la forma

$$\Delta H = J = \frac{\lambda}{D} \frac{U^2}{2g} \quad (I-71)$$

che è l'equazione di *Darcy-Weisbach*.

da cui, evidentemente:

$$\lambda = \frac{2gJD}{U^2} \quad (I-72)$$

Nel caso di moto laminare:

$$\lambda = \frac{64\eta}{UD\rho} = \frac{64}{N_R} \quad (I-73)$$

Blasius (1913), sperimentando su tubi lisci (trascurando cioè la rugosità relativa), determinò su scale logaritmiche i valori di λ in funzione di N_R (compreso tra il valore critico e 10^5) e cioè:

$\log \lambda = \log 0,3162 - 0,25 \log N_R$, da cui:

$$\lambda = 0,3162 N_R^{-0,25} \quad (I-74)$$

L'equazione di *Nikuradse* (1932), per condotte lisce e per $N_R = 100.000 \div 25.000.000$,

$$\lambda = 0,0032 + 0,221 N_R^{-0,237} \quad (I-75)$$

Colebrook (1939), per le normali rugosità dei tubi commerciali,

propose la seguente equazione implicita semiempirica ⁽¹⁷⁾:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \log \left(\frac{2,51}{N_r \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon}{3,71 D} \right) \quad (I-76)$$

Sulla base delle esperienze di *Nikuradse*, delle impostazioni matematiche di *Prandtl* e *von Karmán* e delle osservazioni di *Colebrook* e *White*, *Moody* ha stabilito un diagramma logaritmico che dà λ in funzione di N_r e della rugosità relativa $\frac{\varepsilon}{D}$ (Fig. I-22).

La scelta dei valori della rugosità assoluta ε , va fatta con molta ocularità, dato che spesso le scabrezze (quelle di *Nikuradse*, per esempio) sono state ricavate artificialmente con polveri di varia grandezza fatte aderire alle pareti, per cui i rispettivi valori possono discostarsi dalle situazioni reali dei tubi commerciali.

Peraltro, il valore di λ può ottenersi oltre che dal diagramma di *Moody* (in funzione cioè di ε/D) anche dalle relazioni di:

- *Chézy*: $\lambda = \frac{8g}{\chi^2} \quad (I-78)$

- *Darcy*: $\lambda = 8gb \quad (I-79)$

in cui $b = 0,000507 + \frac{0,00001294}{D} \quad (I-80)$

per tubi di ghisa usati; per tubi di ghisa nuovi i valori delle predette costanti vanno dimezzati, mentre per i tubi di lamiera asfaltata detti valori possono ridursi a 1/3.

⁽¹⁷⁾ Risultati equivalenti forniscono le numerose formule con λ esplicito e quindi di impiego più agevole (per es.: *Supino*, *Altschoul*, *Di Ricco*), tra le quali quella di *Citrini*

$$\lambda = 0,25 \left(1 + \frac{8}{N_r \frac{\varepsilon}{D}} \right) \left(\log \frac{3,71}{\frac{\varepsilon}{D}} \right)^2 \quad (I-77)$$

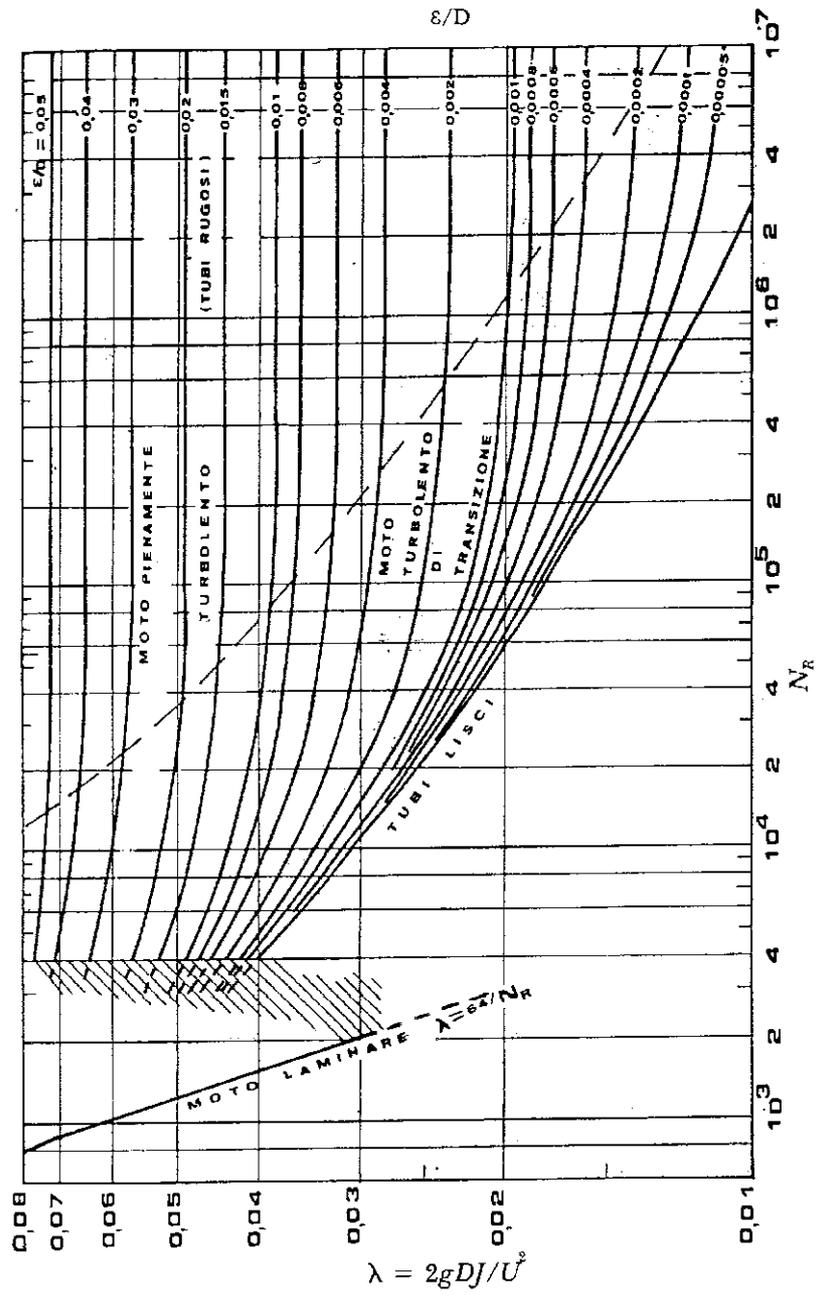


Fig. I-22 - Diagramma di *Moody*

(Esempio: $N_R = 7.10^4$, $\epsilon/D = 0,004$, $\lambda = 0,03$)

$$\text{- Strickler: } \lambda = \frac{124,665}{k_s^2} D^{-0,233} \quad (\text{I-81})$$

Come si può notare i valori della scabrezza in queste ultime tre relazioni, ed in altre di tipo esponenziale ricavate caso per caso, non sono più strettamente legati a ε .

2.3.2. Calcolo dei condotti in pressione

Il calcolo delle perdite di carico continue J , o ΔH , e quindi degli altri parametri, soprattutto del diametro D , può essere fatto o con l'impiego del *diagramma* di *Moody*, particolarmente quando i condotti sono di grande diametro (per esempio maggiore di $0,50 \div 1,00$ m) e ben lisciati ⁽¹⁸⁾, o a mezzo dello stesso diagramma o di formule del tipo *Chézy*, *Darcy*, *Manning-Strickler*, o formule esponenziali ricavate per ciascun tipo di materiale (per esempio *Scimemi*, *Veronese*, ed altri) nel caso di tubi di diametro più piccolo.

Nel primo caso la relazione fondamentale è la (I-71):

$$J = \lambda \frac{U^2}{2g} \frac{1}{D} = \frac{\lambda}{D} \frac{16 Q^2}{\pi^2 2g D^4} = \frac{16 \lambda}{2g \pi^2} \frac{Q^2}{D^5}$$

λ conviene ricavarla dalle formule, (per es.: I-75) di *Nikuradse*, oppure di *Citrini* (I-77), ovvero dal diagramma di *Moody*.

La formula di *Chézy* dà:

$$U = \chi \sqrt{Rf}, \text{ da cui } J = \frac{U^2}{\chi^2 R} = \frac{Q^2}{\chi^2 \Omega^2 R} = \frac{(Q/\Omega)^2}{\chi^2 R};$$

⁽¹⁸⁾ Recenti esperienze (*Levin*) hanno mostrato che i risultati basati sulle teorie del moto turbolento non sembrano potersi più applicare integralmente ai condotti in pressione moderni, caratterizzati da un N_R elevato (vicino a 10^8) e da una rugosità relativa (ε/D) molto bassa. Le nuove curve sperimentali si trovano nell'abaco di *Moody*, più vicine a quelle di *Blasius* che a quelle di *Nikuradse*.

relazione valevole sia per i canali che per i condotti in pressione.

Dato che $R = D/4$, si ha il seguente sviluppo:

$$J = \frac{\left(\frac{Q}{\Omega}\right)^2}{\chi^2 \frac{D}{4}} = \frac{\left(\frac{Q}{\pi D^2/4}\right)^2}{\chi^2 \frac{D}{4}} = \frac{\left(\frac{4}{\pi} \frac{Q}{D^2}\right)^2}{\chi^2 \frac{D}{4}} = \frac{16 Q^2}{\pi^2 D^4} \cdot \frac{4}{\chi^2 D} = \frac{64}{\pi^2 \chi^2} \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

$$\text{per } \frac{64}{\pi^2 \chi^2} = \frac{6,485}{\chi^2} = \beta = a + \frac{b}{D},$$

$$\text{si ha: } J = \beta \frac{Q^2}{D^5} \quad (\text{formula di Darcy, cosiddetta antica}), \quad (\text{I-82})$$

β ha diversi valori a seconda del materiale impiegato; lo stesso *Darcy* ha posto per tubi nuovi di ghisa

$$\beta = 0,00164 + \frac{0,000042}{D} \quad (\text{I-83})$$

Oppure, con la b della I-80, l'approssimativa relazione simile per condotti di ghisa in servizio:

$$J = \frac{4}{D} U^2 b = 0,0031 \frac{Q^2}{D^{5,15}} \quad (\text{I-84})$$

(per $D = 0,08 \div 0,40$ m).

La I-82 da valori in eccesso per i diametri inferiori a 0,10 m ed in difetto per $D > 0,80$ m.

La formula monomia di *Manning-Strickler* pone:

$$U = k_s R^{2/3} J^{1/2}, \quad \text{o, } J = \frac{U^2}{k_s^2 R^{4/3}} \quad (\text{I-85})$$

k_s è un coefficiente che dipende dalla rugosità delle pareti (v. Tab. 6).

Molto diffusa negli USA quella di *Williams-Hazen* (1920):

$$J = 1,21 \cdot 10^{10} C^{-1,85} Q^{1,85} D^{-4,87} \quad (\text{I-85'})$$

(con $Q = \text{l/s}$, $D = \text{mm}$, C variabile con il materiale, per es.: $PVC = 150$, cemento-amianto = 140, acciaio = 120-110, ghisa = 100-80).

Delle numerose formule relative a ciascun tipo di materiale, per il quale sono state elaborate, sono da ricordare, tra le altre:

— per tubi in *cemento-amianto* (*Scimemi*)

$$Q = 48,3 D^{2,68} J^{0,56} \quad (\text{I-86})$$

— per tubi in *acciaio senza saldatura* (*Scimemi e Veronese*)

$$Q = 36,40 D^{2,59} J^{0,55} \quad (\text{I-87})$$

— per tubi in *conglomerato cementizio ben liscio*

$$Q = 38,77 D^{2,67} J^{0,53} \quad (\text{I-88})$$

— per tubi in *PVC*

$$Q = 48,632 D^{2,67} J^{0,56} \quad (\text{I-89})$$

(per $4 \cdot 10^4 \leq N_R < 10^6$).

Per le formule di questo tipo esistono appositi abachi (v. per es. Figg. I-23, I-24) e tabelle che permettono una facile scelta del diametro, in funzione della portata, della velocità e delle perdite di carico continue.

Tali valori possono essere verificati con relazioni analitiche, tra le

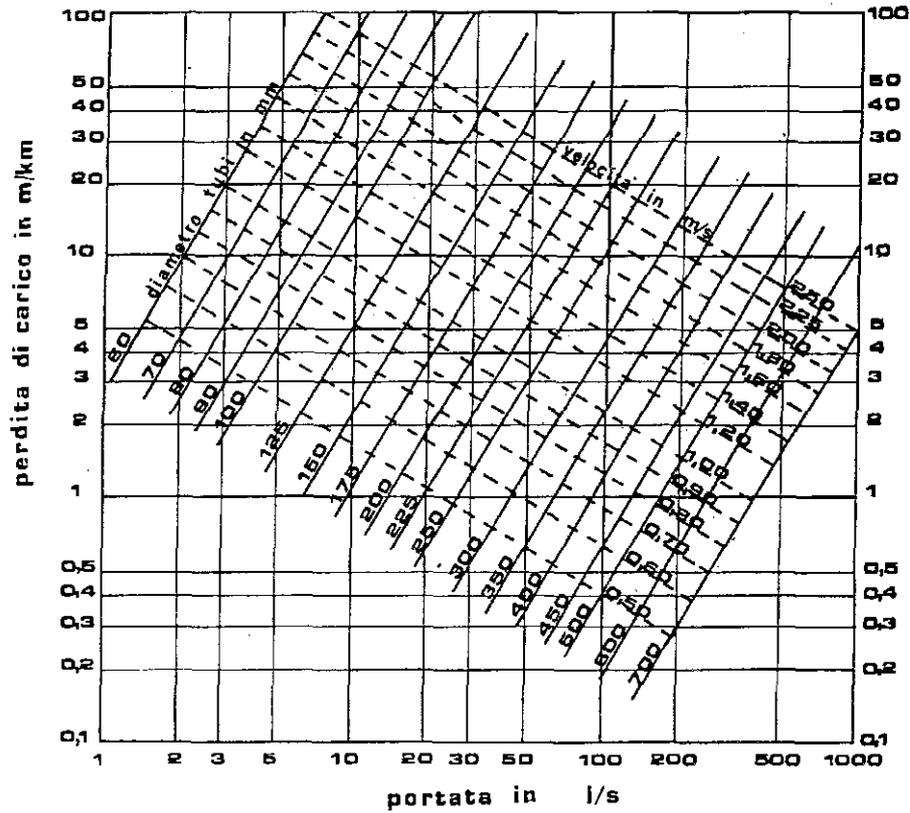


Fig. I-23 - Abaco per il calcolo dei condotti in cemento-amianto

quali quella di Pezzoli (1977):

$$D = C \left[-\frac{\pi}{\sqrt{2}} \log \left(\frac{\varepsilon}{1,77 C} + 5,4 \frac{\nu}{C^{1,5} \sqrt{gJ}} \right) \right]^{-0,1} \quad (I-76'')$$

con $C = (Q^2/gJ)^{0,2}$ e ε in metri.

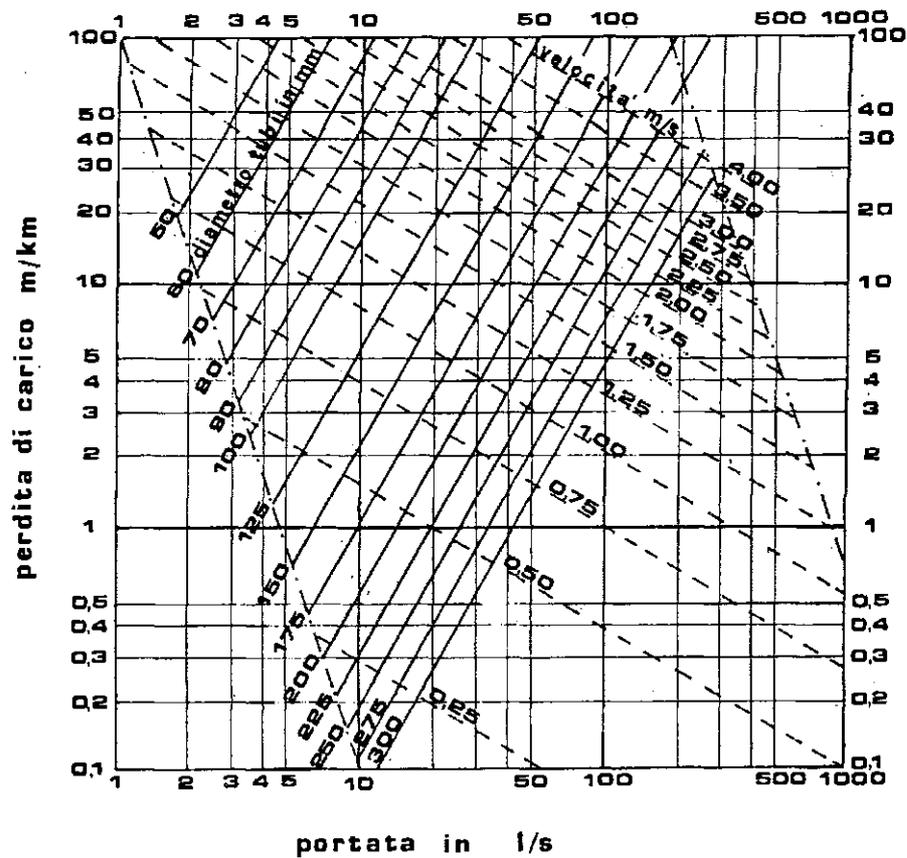


Fig. I-24 - Abaco per il calcolo dei condotti in PVC

Esempio

Calcolo delle perdite di carico continue in una condotta di cemento-amianto, lunga 800 m, per il deflusso, in moto uniforme, di acqua a 15°C per una portata di 30 l/s.

Dall'abaco (Fig. I-23) si rileva che per $Q = 30$ l/s, $D = 200$ mm e $J = 4$ m/km.

Risolvendo la formula I-86 di *Scimemi* per J , si ha:

$$J = 0,001 Q^{1,7857} D^{-4,7857} \quad (I-86')$$

$$J = 0,001 \cdot (0,03)^{1,7857} \cdot (0,200)^{-4,7857} = 0,00422 \text{ m/m (4,22/km)}$$

La velocità media sarà, pertanto:

$$U = \frac{0,03}{\left(\frac{0,200}{2}\right)^2 \pi} = 0,955 \text{ m/s}$$

Assumendo $\varepsilon = 0,10$ (v. Tab. 11), $\varepsilon/D = 0,10/200 = 0,0005$

Dalla Tab. 2 si ricava che la viscosità cinematica dell'acqua a 15°C è:

$$\nu = \frac{\eta}{\rho} = \frac{0,001139}{999,13} = 1,14 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}.$$

$$\text{Pertanto: } N_R = \frac{UD}{\nu} = \frac{0,955 \cdot 0,200}{1,14 \cdot 10^{-6}} = 167544$$

Con N_R e ε/D si legge sul diagramma di *Moody* (Fig. I-22) $\lambda = 0,018$.

Con la I-77 di *Citrini* si ricava analogo valore di $\lambda \approx 0,0183$.

Pertanto, dalla I-71:

$$J = \frac{\lambda}{D} \frac{U^3}{2g} = \frac{0,0183}{0,200} \frac{(0,955)^3}{2g} = 0,00425 \text{ m/m (4,25 m/km)}$$

valore molto vicino a quello trovato con la I-86'.

Per la lunghezza L di 800 m le perdite di carico continue LJ risultano essere di $\sim 3,4$ m.

Volendo verificare D con la formula di *Pezzoli*, si ottiene, per $C = (Q^2/gJ)^{0,2} = (0,03^2/g \cdot 0,00422)^{0,2} = 0,465$,

$$D = C \left[-\frac{\pi}{\sqrt{2}} \log \left(\frac{0,0001}{1,77 \cdot 0,465} + 5,4 \frac{1,14 \cdot 10^{-6}}{(0,465)^{1,5} \sqrt{g \cdot 0,00422}} \right) \right]^{-0,4}$$

$D = 0,201$ m, rispetto a $0,200$ scelto.

Ancora, dalla formula di *Colebrook*, dopo sostituzione, si può verificare:

$$Q = -\frac{\pi D^2}{2} \sqrt{2gDJ} \log \left(\frac{2,51 \nu}{D \sqrt{2gDJ}} + \frac{\varepsilon/D}{3,71} \right) \quad (1-76')$$

$$Q = -0,0628 \cdot 0,1287 \log (0,02574 + 0,0001348)$$

$$Q = 0,0292 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ pressocchè uguale a } 0,030 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Il diametro di 200 mm prescelto è quindi sufficientemente adatto al deflusso con moto uniforme di 30 l/s con J di 0,00422 m/m.

Naturalmente il calcolo delle perdite di carico continue fin qui considerato si riferisce a condotti destinati al trasporto dell'intera portata lungo tutta la lunghezza L .

Negli impianti irrigui è frequente il caso in cui la portata totale Q venga erogata, più o meno uniformemente, lungo L con portate costanti q .

In questo caso è sempre valida la relazione

$$J = \frac{\lambda}{D} \frac{U^2}{2g} = \frac{8 \lambda}{g \pi^2} \frac{Q^2}{D^5}$$

Indicando con Q_1 la portata all'imbocco e con Q_2 la portata allo sbocco, la perdita di carico, tra le sezioni 1 iniziale e 2 finale, sarà:

$$H_1 - H_2 = \frac{8 \lambda L}{g \pi^2 D^5} \left(Q_2^2 + Q_2 q L + \frac{g^2 L^2}{3} \right)$$

che con $Q_2 = 0$ diventa:

$$H_1 - H_2 = \frac{8 \lambda L}{g \pi^2 D^5} \left(\frac{g^2 L^2}{3} \right)$$

cioè la perdita di carico per una portata erogata uniformemente lungo L è $\frac{1}{3}$ di quella necessaria per l'erogazione della stessa portata all'estremità.

La linea del carico piezometrico, invece, ha un andamento curvilineo, con un minimo, a partire dalla sezione 2, pari a $2D/\lambda$, mentre il carico alla sezione 2 è, ovviamente, uguale al carico totale H_2 , ossia:

$$H_2 = H_1 - \left(\frac{1}{3} 0,083 \lambda \frac{Q^2}{D^5} L \right)$$

2.3.3. Perdite di carico localizzate

Per le correnti permanenti, in condotti circolari, le perdite di carico localizzate ΔH possono essere espresse come segue:

$$\Delta H = n \frac{U^2}{2g} = n \frac{Q^2}{2g \Omega^2} = \frac{16 n}{\pi^2 2g} \cdot \frac{Q^2}{D^4} = 0,0826 n \frac{Q^2}{D^4} \quad (1-90)$$

Il valore di n dipende soprattutto dal rapporto di contrazione.

Caso di brusco allargamento di sezione:

La perdita di carico ΔH è esprimibile con la relazione di *Borda*, la quale tiene conto dell'uguaglianza tra la perdita di "mescolamento" o di urto e l'altezza cinetica, ossia:

$$\Delta H = \frac{U_1^2 - U_2^2}{2g};$$

in effetti però tale perdita ΔH , va aumentata di un termine aggiuntivo sperimentale di *de Saint-Venant*, uguale a circa $\frac{1}{9} \frac{U_2^2}{2g}$. In particolare:

$$\Delta H = \frac{(U_1 - U_2)^2}{2g} + \left(\frac{p_1 - p_2}{\rho} \right) \left(1 - \frac{\Omega_1}{\Omega_2} \right) \quad (\text{Fig. I-25})$$

Tenuto conto di ciò, la relazione finale per le perdite di carico dovute al brusco allargamento di sezione si può scrivere:

$$\Delta H = n \frac{U_1^2}{2g}, \quad \text{in cui } n = \left(1 - \frac{\Omega_1}{\Omega_2} \right)^2 \quad (\text{I-91})$$

Nel caso di Ω_2 molto maggiore di Ω_1 e con $U_1^2/2g$ trascurabile ($n \approx 1$) si riduce a

$$\Delta H = \frac{U_1^2}{2g}$$

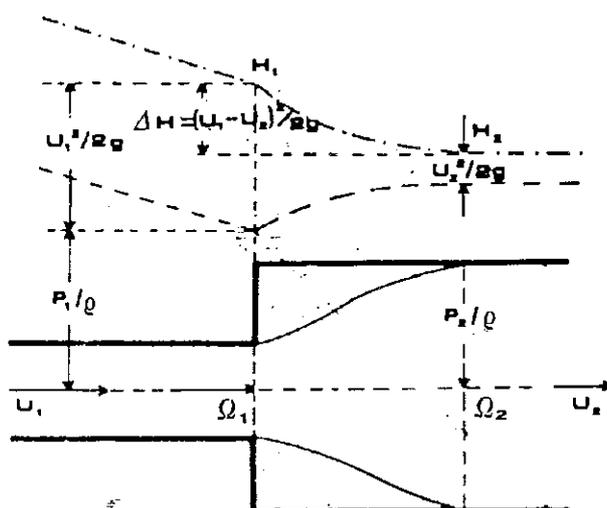


Fig. I-25 - Perdite di carico localizzate per brusco allargamento di sezione

Da King si rilevano i seguenti valori di n :

Tabella 12

$\frac{D_1}{D_2} \backslash \frac{U_1}{D_2}$	0,00	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,60	1,00	1,00	0,96	0,86	0,74	0,60	0,44	0,29	0,15	0,04
1,50	0,96	0,95	0,89	0,80	0,69	0,56	0,41	0,27	0,14	0,04
3,00	0,93	0,91	0,86	0,77	0,67	0,54	0,40	0,26	0,13	0,04
6,00	0,86	0,84	0,80	0,72	0,62	0,50	0,37	0,24	0,12	0,04
12,00	0,81	0,84	0,75	0,68	0,58	0,47	0,33	0,22	0,11	0,03

Caso di brusco restringimento di sezione

Posto Ω_1 la sezione larga, la corrente acquista la sezione contratta non in Ω_2 (Fig. I-26) ma ad una certa distanza più a valle da questa nel tubo più piccolo, alla sezione Ω_3 .

Le perdite di carico più elevate si hanno dalla sezione Ω_3 fino alla Ω_4 , in cui i filetti liquidi tornano ad allargarsi e si dispongono paralleli all'asse del tubo di diametro più piccolo.

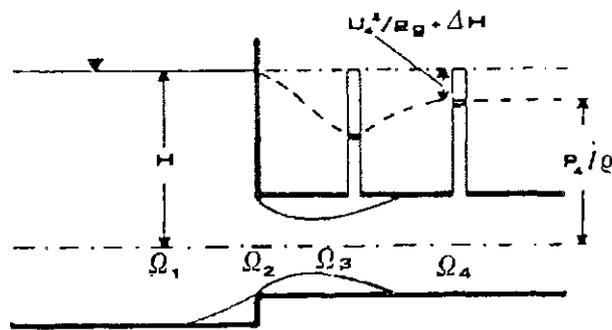


Fig. I-26 - Perdite di carico localizzate per brusco restringimento della corrente

Pertanto, la relazione che dà ΔH , è analoga a quella precedente (I-90), però il valore di n varia.

Secondo Rouse, se la sezione $\Omega_2 = \Omega_1$ e

per $\Omega_2/\Omega_1 = 0,1 \quad 0,2 \quad 0,3 \quad 0,4 \quad 0,5 \quad 0,6 \quad 0,7 \quad 0,8 \quad 0,9 \quad 1,0$,
 $n = 0,48 \quad 0,45 \quad 0,41 \quad 0,36 \quad 0,29 \quad 0,21 \quad 0,13 \quad 0,13 \quad 0,01 \quad 0,00$.

In generale: $\Delta H = 0,56 U_1^2/2g$ (I-92)

Nel caso di *pezzi speciali*: saracinesche, contatori, scarichi, ecc., introdotti in condotti di diametro costante, dato che U ha lo stesso valore a monte ed a valle, ΔH può essere espressa come una frazione di U ⁽¹⁹⁾.

Nel caso delle *curve*, ΔH dipende dal rapporto tra il raggio r della linea mediana della curva e il diametro D del tubo.

Per $r/D > 4$, le perdite sono trascurabili:

per $r/D = 4 \div 1$, ΔH varia tra 0,14 e 0,28 circa⁽²⁰⁾.

⁽¹⁹⁾ Applicando anche in questi casi la relazione $\Delta H = n U^2/2g$, i valori di n , di più diffuso impiego, sembra siano i seguenti:

– saracinesca (completamente aperta)		~ 0,20
– valvola a farfalla (completamente aperta)		0,30 ÷ 0,50
– contatore volumetrico		~ 10
– giunzioni a "T":		
dal condotto principale al secondario		0,85 ÷ 1,35
dal condotto secondario al principale		0,92 ÷ 2,15
– misuratori di portata (n in % di H a monte)		
per d/D	=	0,3 0,4 0,5 0,6 0,7
boccaglio corto n	=	19 14 11 9 7,5
diaframma n	=	90 83 74 63 50

⁽²⁰⁾ I valori di n riportati da diversi AA. sono tra loro estremamente variabili; tra le altre, la relazione di *de Saint-Venant*, rettificata da *Vidal* e da *Hoffmann*, pone: $n = 0,2\alpha \sqrt{D/r}$, in cui, con gli altri simboli noti, α = angolo (in radianti) di deviazione del condotto; i valori, per $\alpha = 90^\circ$, sono: 0,31 per $r/D = 1$, 0,22 per $r/D = 2$; 0,18 per $r/D = 3$ e così via.

Se il cambiamento di direzione non avviene secondo una frazione di circonferenza (per es.: gomiti) i valori di n sono quasi doppi di quelli relativi alle curve; per es.: per $\alpha = 90^\circ$, $n = 0,90 \div 1,1$, per $\alpha = 60^\circ$, $n = 0,3 \div 0,6$, per $\alpha = 45^\circ$, $n = 0,20 \div 0,40$.

2.3.4. Reti di condotti e relativi criteri di economia

Questo argomento verrà ripreso in seguito a proposito degli impianti irrigui.

In questa prima parte si ritiene sufficiente esaminare il problema generale della valutazione delle perdite di carico quando le reti sono connesse con stazioni di pompaggio.

È chiaro che, in questi casi, l'impianto di sollevamento deve essere proporzionato in funzione, oltre che di Q , di $H+JL + \Sigma \Delta H$. Con $= \beta L \frac{Q^2}{D^5}$ si rappresentano, com'è noto, le perdite di carico continue e con $\Sigma \Delta H$ quelle localizzate nella condotta di lunghezza L . H è l'altezza di sollevamento.

Ma J è proporzionale a D :

- se D diminuisce, diminuisce anche il costo della rete ma aumenta J , ossia il costo dell'energia per il sollevamento,
- se, viceversa, D aumenta, aumenta anche il costo della rete ma diminuisce J , vale a dire il costo di energia.

Si pone quindi il problema della scelta della più conveniente soluzione.

La potenza necessaria, espressa in CV (o in kW, posto questo = 1,36 CV), per sollevare una portata Q (m^3/s) di $H+JL$ metri è data da, se in J è inclusa anche $\Sigma \Delta H$:

$$CV = \frac{1000 Q}{75\eta} (H+J) = \frac{1000 Q}{75\eta} \left(H + \beta \frac{LQ^2}{D^5} \right), \text{ da cui:}$$

$$D = \sqrt[5]{Q \frac{5000 \beta p}{75 \eta p_1}}, \text{ in cui: } p = \text{costo del CV,}$$

η = rendimento in %, e p_1 costo di 1 m di condotto di diametro unitario ⁽²¹⁾.
Bresse, ponendo: $p/p_1 = 5000/100 = 50$, $\eta = 0,75$, $\beta = 0,0025$, ha ot-

(21) Infatti, la somma del costo unitario globale (per la prevalenza manometrica $H+J$ e per H costante) sarà minima quando la sua variazione, rispetto a D e J , risulterà nulla (posto il costo della tubazione funzione lineare di D): $p_1 L \Delta D + p \Delta J = 0$, da cui (dato che la derivata seconda è positiva):

$$\frac{p_1}{p} \frac{L dD}{dJ} = \frac{p_1}{p} \frac{dD}{dJ} = -1$$

Per $J = \beta \frac{Q^2}{D^n}$ e per $\beta Q^2 = \text{cost}$, si ha, differenziando

$$n D^{n-1} J dD + D^n dJ = 0, \quad \text{da cui:}$$

$$\frac{dD}{dJ} = -\frac{1}{n} \frac{D}{J}$$

Sostituendo, si ha:

$$\frac{dD}{dJ} = \frac{1}{n} \frac{D}{\beta Q^2 / D^n} = \frac{1}{n\beta} \frac{D^{n+1}}{Q^2} : J = \frac{n \beta Q^2}{D^{n+1}}$$

Dato che $CV = \frac{1000Q}{75\eta} (H+J)$ e considerando solo l'energia consumata per J :

$$CV = \frac{1000 Q}{75\eta} J$$

Ne consegue:

$$\frac{p}{p_1} = \frac{1000 Q}{75\eta} \frac{n\beta Q^2}{D^{n+1}} = \frac{n \cdot 1000 \beta Q^3}{75\eta D^{n+1}}$$

Finalmente:

$$D^{n+1} = \frac{n \cdot 1000 \beta Q^3}{75\eta} \frac{p}{p_1}, \quad \text{da cui, per } n=5 \text{ (Darcy): } D = \sqrt[6]{Q} \sqrt[6]{\frac{5000\beta}{75\eta} \frac{p}{p_1}}$$

Per condotte di mandata in ghisa, *Vibert* ha indicato la seguente relazione, per D economico (in m):

$$D = 1,547 \left(\tau \cdot \frac{p}{p'} \right)^{0,154} Q^{0,46}, \quad (1.93')$$

in cui: τ = tempo di funzionamento medio in ore/giorno,

p = prezzo del kWh,

p' = prezzo della condotta (al kg),

Q = portata (m^3/s).

tenuto;

$$D = 1,5 \sqrt{Q} \quad (I-93)$$

che corrisponde ad una velocità U economica di 0,56 m/s ($D = \text{cm}$).

Attualmente, però, il rapporto costo del CV e dell'unità di tubo è più piccolo; per esempio: per tubi di cemento amianto $p/p_1 \approx 20$ e quindi:

$$D \approx 1,30 \sqrt{Q} \text{ che dà un valore di } U \approx 0,78 \text{ m/s.}$$

2.3.5. Cenni sul moto vario nei condotti in pressione (colpo di ariete)

Se in un condotto in pressione, munito ad una estremità di una saracinesca o di una pompa, si compie una manovra brusca di chiusura della saracinesca o di arresto della pompa, si verifica una diminuzione di energia cinetica con conseguente aumento di energia potenziale. Questa trasformazione di energia dà luogo ad un fenomeno detto *colpo d'ariete*.

Si immagini, ad esempio, una pompa che solleva una portata Q_0 ad una velocità U_0 in un condotto di lunghezza L che scarica in un serbatoio A .

Al momento dell'arresto della pompa, la colonna d'acqua in movimento ascendente si arresterà provocando un'onda elastica di depressione che si propagherà verso il serbatoio A ad una velocità (celerità) a (m/s). La perturbazione impiegherà il tempo L/a a percorrere tutta la condotta di mandata L .

Dopo il tempo L/a (dall'istante dell'arresto) la perturbazione arrivata in A , provocherà qui l'origine di una seconda perturbazione (onda elastica di pressione statica normale) dato che in A il livello si mantiene costante: questa seconda perturbazione procederà da A verso la pompa, dopo il tempo $\frac{L}{a} + \frac{L-x}{a} = \frac{2L-x}{a}$ raggiungerà, appunto, una sezione

Ω distante x dalla pompa stessa.

$$a = \sqrt{E_v/\rho} \quad ,$$

in cui E_v = modulo di compressibilità cubica o di comprimibilità dell'acqua, che a 10°C è uguale a $2,14 \cdot 10^9 \text{ N} \cdot \text{m}^{-2}$ e ρ = massa volumica dell'acqua, che, a 10°C è pari a $999,73 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$;

ne consegue: $a = 1463 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$.

Per tenere conto del diametro D , dello spessore s del condotto (supposto omogeneo) e del materiale che lo costituisce k (modulo di comprimibilità E_v /modulo di elasticità del condotto E), si pone:

$$a = \frac{1463}{\sqrt{1 + k \cdot D/s}}$$

Dato che, solitamente, per condotti in acciaio: $k = 0,01$ e $D/s \approx 100$, per calcoli di orientamento si può porre $a = 1000 \text{ m/s}$.

Lo stesso valore si può attribuire ai tubi di cemento-amianto, classe E, in cui $k \approx 0,10$ e $D/s \approx 8$.

Se U_o è la velocità all'inizio della manovra di chiusura (o dell'arresto della pompa) e ΔH è il sovraccarico, sarà:

$$\Delta H = \frac{a U_o}{g} \quad ,$$

(pari ad una sovrappressione $\Delta p = \rho a U_o \text{ kg/m} \cdot \text{s}^2$) nel caso di *chiusura brusca*, vale a dire quando il tempo di chiusura $t \leq 2L/a$;

invece sarà: $\Delta H = \frac{2U_o L}{gt}$,

nel caso di *chiusura lenta* o normale, quando cioè $t > 2L/a$.

La durata del *colpo d'ariete diretto* è generalmente molto breve (dato il valore di a): per esempio, per una condotta lunga 1000 m e per la sezione di sbocco è $2L/a = 2$ secondi.

In definitiva si può affermare che *il carico in una qualunque sezione cresce di a/g metri per ogni metro di velocità perduta.*

Poichè a/g è circa 100 s, si usa assumere che: *il sovraccarico in fase di colpo d'ariete diretto cresce di 100 m per ogni metro di velocità perduta.*

Se la velocità in una condotta è, per esempio, di 2 m/s si ha, per chiusura brusca della saracinesca o per interruzione brusca della pompa, un sovraccarico, sulla stessa saracinesca o pompa e sulle pareti della condotta, di 200 m di colonna d'acqua, pari cioè ad una sovrappressione di 20 kg/cm², ossia a 20 bar ⁽²²⁾.

Per evitare i danni provocati dal colpo d'ariete si dispone nella condotta, subito a valle della pompa, una *valvola di ritegno* che è aperta quando la pressione dell'acqua è maggiore nel senso della spinta (pompa → serbatoio) e si chiude automaticamente nel caso opposto. È anche diffuso l'impiego di una *cassa d'aria*, di adeguate dimensioni, posta a valle della valvola di ritegno e riempita parzialmente di aria in pressione.

Alla brusca interruzione della portata, dalla pompa, il moto dell'acqua nel condotto non si arresta istantaneamente, ma continua, alimentato dall'espansione dell'aria della cassa; a ciò fa seguito una diminuzione della pressione e quindi della portata. Così, per un periodo di tempo relativamente lungo, con una serie di oscillazioni smorzate della pressione, del volume di aria e della portata (v. *Citrini-Nosedà*, 1975).

Esempio di calcolo delle perdite di carico totali

Posto $Q = 0,05 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 1000 \text{ m}$, pressione allo sbocco finale 2,5 bar, rete in cemento-amianto.

⁽²²⁾ Infatti, il sovraccarico $\Delta H = \frac{1000,2}{9,81} = 203,87 \text{ m}$ e la sovrappressione $\Delta p = \rho a U_0$
 $= 1000 \cdot 1000 \cdot 2 = 2000000 \text{ kg/m} \cdot \text{s}^2 = 2 \text{ M Pa} (= 20 \text{ bar})$.

a) *perdite di carico continue:*

dall'apposito abaco si rileva che tale portata può essere trasportata in tubi del diametro $D = 250$ mm, con perdite di carico J di circa il 4‰. Verificando con la formula di Scimemi

$$Q = 48,3 D^{2,68} J^{0,56} = 0,053 \text{ m}^3/\text{s}$$

perciò: $JL = 0,004 \cdot 1000 = 4 \text{ m}$

b) *perdite di carico localizzate*

$$\Delta H = n \frac{U^2}{2g} = n \frac{Q^2}{2g\Omega^2} = n \frac{16}{2g\pi^2} \frac{Q^2}{D^4} = 0,083 n \frac{Q^2}{D^4}$$

$$\text{sostituendo si ha: } \Delta H = n \cdot 0,083 \frac{(0,05)^2}{(0,25)^4} = n \cdot 0,059$$

Se, per esempio, occorre installare:

– 3 curve da 90° (con $r/D = 2$)	$n = 0,22 \cdot 3 = 0,66$
– 2 saracinesche	" = $0,20 \cdot 2 = 0,40$
– 2 giunzioni a "T"	" = $1,00 \cdot 2 = 2,00$
– 1 contatore volumetrico	" = $10,00 \cdot 1 = 10,00$
$\Sigma n =$	<u>13,06</u>

$$\Delta H = 13,06 \cdot 0,059 = 0,77 \text{ m } (\sim \text{il } 20\% \text{ di } JL).$$

Se in luogo di un contatore volumetrico si volesse installare un venturimetro a corpo corto, il valore di n si ridurrebbe a 4,2 (invece di 10), ossia il 16% di ~ 30 e l'11% di JL .

Il carico totale all'imbocco dovrà, quindi, essere:

$$\begin{array}{r} H = 25 \text{ m} \\ JL = 4 \text{ ''} \\ \Sigma \Delta H = \underline{0,8 \text{ ''}} \\ 29,8 \text{ arr. a } 30 \text{ m.} \end{array}$$

Esempio di calcolo del diametro economico

$$D = 1,547 \left(\frac{r p}{p'} \right)^{0,154} Q^{0,46} \quad (\text{Vibert})$$

$$\text{a) } r = \frac{12}{24} = 0,5$$

p = prezzo kWh = 100

p' = prezzo della condotta al kg = 1200

Q = portata = $0,05 \text{ m}^3/\text{s}$

$$D = 1,547 \left(\frac{0,5 \cdot 100}{1200} \right)^{0,154} 0,05^{0,46}$$

$$D = 1,547 \cdot 0,613 \cdot 0,2521 = 0,239 \text{ m};$$

b) se l'impianto si prevede che funzioni 16 ore/24, $r = 0,667$

$$D = 1,547 \cdot 0,641 \cdot 0,2521 = 0,250 \text{ m}$$

Con la formula di *Bresse*:

$$D \approx 1,30 \sqrt{Q} = 0,291 \text{ m};$$

(ovvero: $D \approx 1,20 \sqrt{0,05} = 0,268 \text{ m}$).

3. FORONOMIA E IDROMETRIA

3.1. Foronomia

3.1.1. Generalità

Nel par. 2.1.4., tra le categorie di moto, sono stati compresi i processi di efflusso da recipienti con luci o bocche *sotto battente*, se queste hanno contorno chiuso, ed a *stramazzo* se, invece, sono aperte verso l'alto, oppure, pur essendo chiuse, il livello dell'acqua nel recipiente è più basso rispetto al contorno superiore della luce.

Un efflusso, poi, è *libero* quando il filo idrico a valle è più basso della luce, vale a dire quando l'efflusso stesso avviene liberamente nell'atmosfera; è *rigurgitato*, invece, quando il livello a valle è più alto rispetto al detto punto più basso della luce. Il rigurgito può essere *totale* se l'efflusso avviene totalmente in acqua, o *parziale* se avviene nella parte inferiore in acqua ed in quella superiore in atmosfera.

Inoltre, la luce può essere a *parete sottile* ed a *parete grossa*; in questo caso la parete non è a spigolo vivo ed il suo spessore non supera, comunque, la dimensione media della luce stessa. Quando supera questa dimensione, la luce viene chiamata con *imboccatura*; se la lunghezza dell'imboccatura supera, poi, di oltre tre volte la detta dimensione media, allora si parla di *tubo addizionale*.

In ogni caso, la corrente che ha origine in corrispondenza di una luce viene chiamata *getto* o *venà liquida*.

Prima di illustrare i più importanti casi che la foronomia offre, soprattutto per la misura delle portate, sembra utile evidenziare alcuni problemi propri degli efflussi liberi.

Si tratta dell'equilibrio idrostatico sulla parete, nella quale esiste la luce, e degli *effetti del campo gravitazionale* sul getto.

Con riferimento alla Fig. I-27, si osserva agevolmente che in assenza della luce, la parete, verticale, sarebbe sottoposta, per unità di lun-

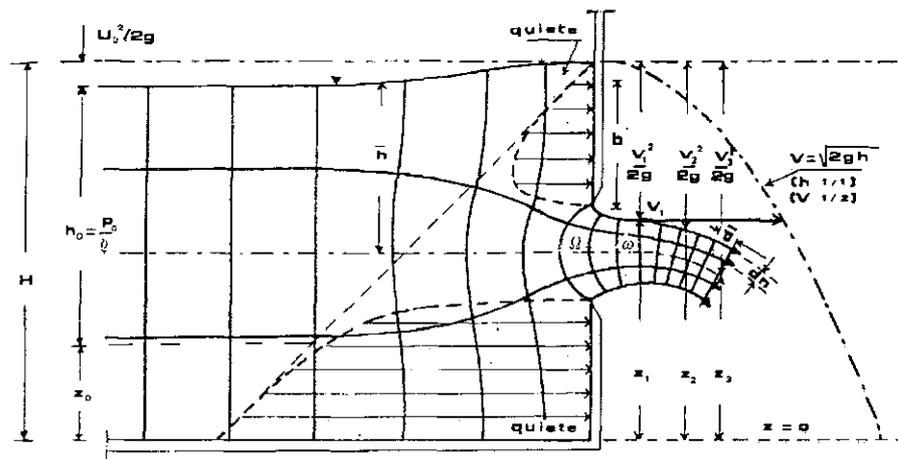


Fig. I-27 - Distribuzione delle pressioni, linee di flusso e linee equipotenziali di un efflusso libero (luce a battente a parete sottile)

ghezza ad una spinta idrostatica pari a

$$1/2 \rho (h_0 + z_0)^2$$

L'apertura della luce crea un *disequilibrio idrostatico*; infatti, il diagramma delle pressioni non è più unico e triangolare, ma si scinde in due e con andamenti curvilinei. Si verifica cioè una diminuzione della pressione intorno alla luce e rispetto a detto triangolo pari a $\gamma V_x^2/2g$, se con V_x si indica, appunto, la velocità delle linee di corrente prese in considerazione.

L'altro aspetto, quello dell'azione del campo gravitazionale, può essere facilmente dedotto ove si consideri un elemento della vena liquida compreso tra due linee di flusso, distanti dl , e tra due equipotenziali, distanti dn , (Fig. I-27).

Tale elemento, e gli altri della vena, subito a valle della luce, a partire dalla sezione contratta, si inflette verso il basso e segue una traiettoria simile a quella della caduta dei gravi; su di esso cioè agisce il *campo*

gravitazionale. Esso, benchè privo di componente verticale della velocità, è soggetto ad una forza di inerzia diretta verticalmente verso l'alto, opposta alla g . Tale forza è uguale e contraria al peso.

Indicando con s la superficie dell'elemento bidimensionale sul piano x, y e per dz , sull'asse z , sarà ovviamente:

$$- \rho g s dz = - \gamma s dz$$

Ne consegue che la pressione si mantiene costante in tutti i punti della sezione contratta, mentre la velocità varia da punto a punto, di detta sezione, in relazione alla variazione di posizione di ciascun punto.

Ossia, applicando il teorema di *Bernoulli*:

$$H = z_0 + p_0/\rho = z_1 + V_1^2/2g = z_2 + V_2^2/2g$$

Per il punto della sezione 3, indicato nella Fig. I-27, sarà, per esempio:

$$V_3 = \sqrt{2g(H-z_3)}$$

ma: $H - z_3 = h_3$

(affondamento del punto rispetto al filo idrico, supposto alla stessa quota della linea dei carichi totali H),

quindi: $V_3 = \sqrt{2g h_3}$.

3.1.2. *Luci a battente*

3.1.2.a. *Luce libera di piccole dimensioni rispetto al recipiente, in parete sottile, con velocità di arrivo trascurabile.*

Nell'efflusso dalla luce, come si può rilevare dalla Fig. I-27, si ha un moto di conversione, o di convergenza, dei filetti interni in uscita, i

quali, ad una particolare sezione ω , posta ad una distanza dalla Ω pari a circa metà della dimensione di quest'ultima, si dispongono parallelamente tra di loro, assumendo le caratteristiche di *vena contratta*. Quindi $\omega < \Omega$.

In corrispondenza della superficie libera si ha: $p/\rho = 0$. Le particelle si muovono dalla superficie con movimento lento verso la luce fino a brevissima distanza da questa.

In corrispondenza di ω vige la pressione atmosferica p_a e la sola velocità U_1 ; assumendo che il moto sia permanente, ossia che $H = \bar{h}$ sia costante e trascurando la eventuale velocità di arrivo U_0 , il teorema di *Bernoulli* si riduce a:

$$\frac{U_1^2}{2g} = \bar{h} \text{ (affondamento medio rispetto alla luce).}$$

Risulta perciò:

$$U_1 = \sqrt{2g\bar{h}} \quad , \quad (1.94)$$

che è la formula di *Torricelli*.

In realtà, occorre tenere conto della influenza dell'attrito (*Bernoulli* si riferisce, com'è noto, a liquidi perfetti) ed introdurre perciò un *coefficiente di velocità* C_v pari a $0,97 \div 0,99$.

Quindi:
$$U_1 = C_v \sqrt{2g\bar{h}}$$

La portata Q defluente è perciò uguale a $U_1 \omega$, ma ω , al contrario di Ω , non è nota; si introduce perciò il rapporto

$$\frac{\omega}{\Omega} = C_c, \text{ detto } \textit{coefficiente di contrazione}.$$

Per luci di piccole dimensioni $C_c \approx 0,64$

Ponendo $C_v \cdot C_c = \mu$, *coefficiente di efflusso*, si ha, infine, per $\bar{h} = h$:

$$Q = \mu \Omega \sqrt{2gh} \quad (I-95)$$

Per il caso in esame, $\mu \approx 0,98 \cdot 0,64 = 0,62$.

Nel caso vi sia velocità di arrivo U_o la (I-95) diventa:

$$Q = \mu \Omega \sqrt{2g(h + U_o^2/2g)} \quad (I-96)$$

essendo h la profondità media dell'acqua rispetto alla luce.

3.1.2.b. *Luce libera di grande dimensione*

Nel caso di luce di grande dimensione situata sulla parete del recipiente, la (I-95) non è più valida.

Posto una luce rettangolare le cui basi, larghe l , siano distanti dalla superficie libera, rispettivamente h_1 , la più bassa, e h_2 la più alta, si ha:

$$Q = \frac{2}{3} \mu l \sqrt{2g} (h_2^{3/2} - h_1^{3/2}) \quad (I-97)$$

Se vi è una velocità di arrivo U_o , la (I-97) diventa:

$$Q = \frac{2}{3} \mu l \sqrt{2g} (h_2 + U_o^2/2g)^{3/2} - (h_1 + U_o^2/2g)^{3/2} \quad (I-98)$$

3.1.2.c. *Luci rigurgitate* (Fig. I-28)

— *totalmente* (I-28a)

$$Q = \mu \Omega \left(U_1 + \sqrt{2gh + (U_o^2 - U_1^2)} \right) \quad (I-99)$$

In questo caso μ' , secondo *Weisbach*, è 0,986 μ .

— *parzialmente* (I-28b)

$$Q = \mu_1 l (h_3 - h_2) \sqrt{2gh_2} + \frac{2}{3} \mu_2 l \sqrt{2g} (h_2^{3/2} - h_1^{3/2}) \quad (\text{I-100})$$

μ_1 e μ_2 sono poco noti, possono assumersi uguali a 0,60.

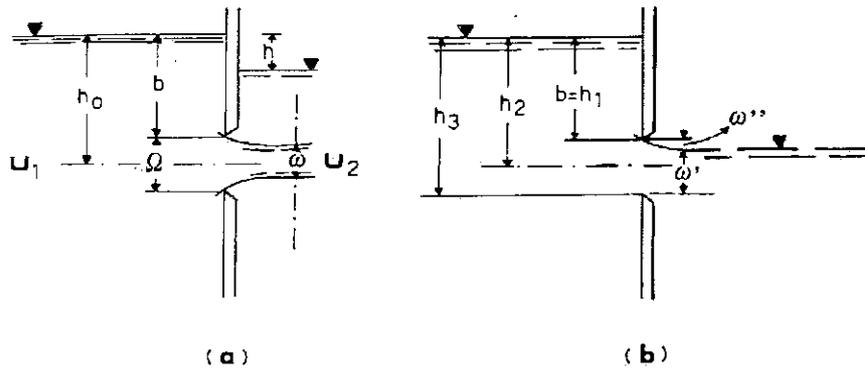


Fig. I-28 - Luci rigurgitate: (a) totalmente e (b) parzialmente

3.1.2.d. *Imboccature* (Fig. I-29):

— *interna* (detta anche di *Borda*) (Fig. I-29a)

$$Q = \mu \Omega \sqrt{2gh} \quad ; \quad \mu = 0,50 \div 0,52 \quad (\text{I-101})$$

— *esterna* (Fig. I-29b)

$$Q = \mu \Omega \sqrt{2gh} \quad ; \quad \mu = 0,815 \div 0,82 \quad (\text{I-102})$$

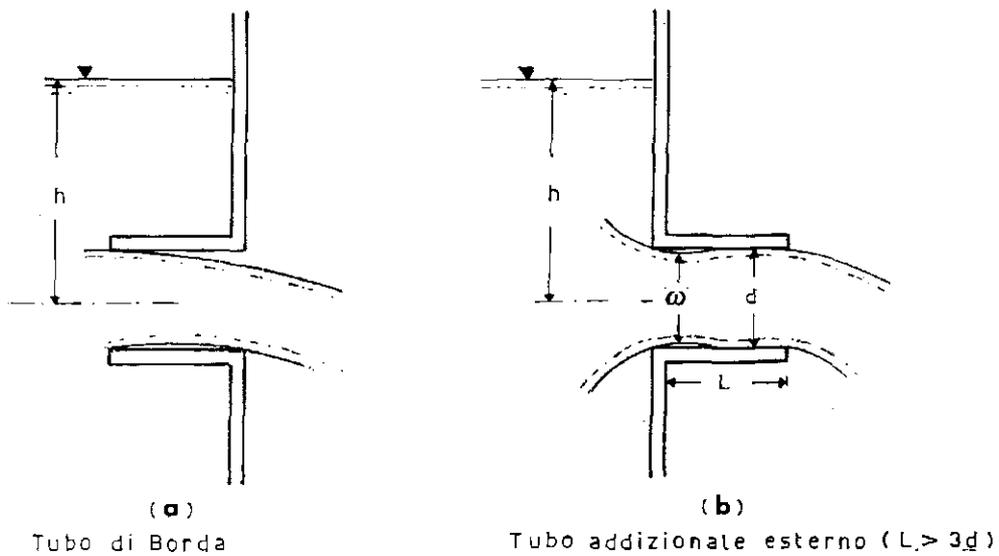


Fig. I-29 - Imboccature: (a) interna e (b) esterna

3.1.2.e. Efflusso da paratoia

Con riferimento alla Fig. I-30, sia $h_0 = 1,52$ m e $\Omega = 1 \cdot a = 1 \cdot 0,60$ m.

Dall'andamento delle linee di flusso si può rilevare che $(1' \cdot a') = 1 \cdot 0,37$ m.

$$\text{Quindi } \frac{\omega}{\Omega} = C_c = 0,37/0,60 = 0,62$$

Per perdite di carico trascurabili si ha:

$$V_0^2/2g + h_0 = V_1^2/2g + h_1 \text{ (Bernoulli).}$$

Quindi $V_0^2/2g + 1,52 = V_1^2/2g + 0,37$; $V_0^2 + 29,82 = V_1^2 + 7,26$,
da cui: $V_1^2 - V_0^2 = 29,82 - 7,26 = 22,56$; dividendo tutto per V_0^2 :

$$V_1^2/V_0^2 - 1 = 22,56/V_0^2$$

Ma: $V_1/V_0 = h_0/h_1 = 1,52 / 0,37$.

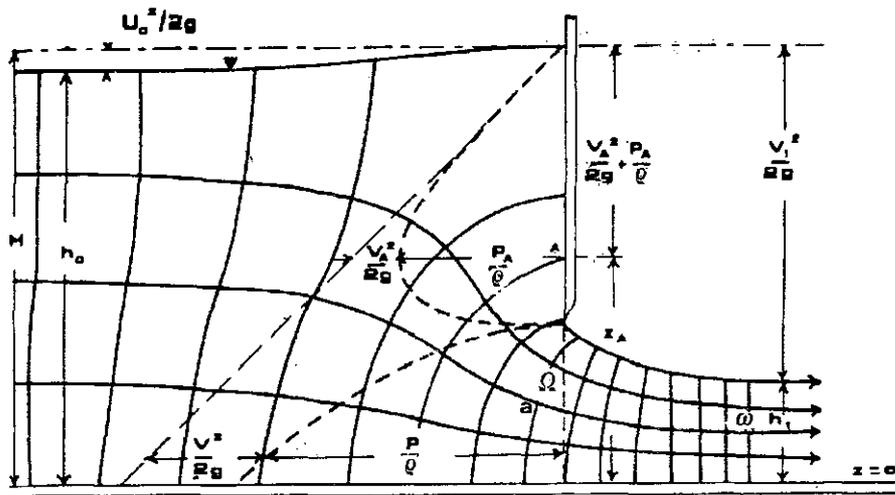


Fig. I-30 - Distribuzione delle pressioni, linee di flusso e linee equipotenziali per deflussi sotto paratoia (da Rouse)

Pertanto: $V_1^2/V_0^2 = 1,52^2/0,37^2 = 16,50$; semplificando:

$$V_0 = \sqrt{22,56/15,50} = 1,21 \text{ m/s} \text{ e } V_1 = \sqrt{22,56 + 1,46} = 4,90 \text{ m/s.}$$

$$H = h_0 + V_0^2/2g = 1,52 + 0,08 = 1,60 \text{ m}$$

$$\bar{H} = 1,60 - 1/2 a = 1,60 - 0,30 = 1,30 \text{ m}$$

$$q = \mu \cdot a \sqrt{2g\bar{H}} = \mu \cdot 0,60 \sqrt{2g \cdot 1,30} = \mu \cdot 3,03$$

$$\mu = C_c \cdot C_v = 0,62 \cdot 0,97 = 0,60$$

Quindi, $q = 0,60 \cdot 3,03 = 1,82 \text{ m}^3/\text{s}$, per metro di larghezza.

Del resto, per regime permanente: $q_0 = V_0 \cdot h_0 = 1,21 \cdot 1,52 = 1,84 \text{ m}^3/\text{s}$ e $q_1 = V_1 \cdot h_1 = 4,90 \cdot 0,37 = 1,81 \text{ m}^3/\text{s}$.

Per paratoie con efflusso totalmente libero: $\mu = 0,675$, quindi:

$$Q = 0,675 \Omega \sqrt{2gh} \quad (1-103)$$

3.1.3. Luci a stramazzo

Si possono avere stramazzi a *parete grossa* ed a *parete sottile* ⁽²³⁾.

3.1.3.a. Stramazzo a parete grossa, rettangolare, (senza contrazione laterale) (Fig. I-31)

Detto anche stramazzo *Bélanger*.

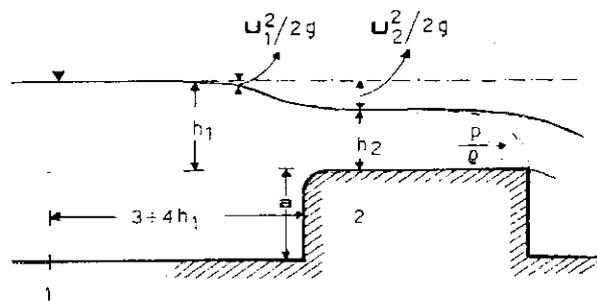


Fig. I-31 - Stramazzo a parete grossa

A monte, alla sez. 1, non si risente ancora la *chiamata allo sbocco* ed i filetti sono rettilinei, la pressione varia con legge idrostatica; in altre parole, non vi è ancora trasformazione di energia; sulla *traversa* o *soglia*, si ha dapprima un abbassamento per chiamata, poi alla sez. 2, i filetti si dispongono nuovamente orizzontalmente e sono paralleli tra di loro. L'altezza della vena passa da h_1 , alla sez. 1 ad h_2 alla sez. 2, a valle di quest'ultima sezione, la vena abbandona liberamente la soglia.

⁽²³⁾ La vena a valle dello sbocco può assumere diverse forme: *aderente* (quando è impedito il passaggio dell'aria sotto la vena); *depressa* (quando si forma una zona instabile sotto la vena); *libera*; *annegata* (quando le cattive condizioni di circolazione dell'aria fanno risalire l'acqua sotto la vena, annegandola); *rigurgitata* (come nel caso delle luci a battente).

Tra le due sezioni, applicando il teorema di *Bernoulli*, si ha:

$$h_1 + \frac{\alpha U_1^2}{2g} = h_2 + \frac{\alpha U_2^2}{2g}; \text{ trascurando } \frac{U_1^2}{2g} \text{ e ponendo } \alpha = 1:$$

$$U_2 = \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$$

Per una portata unitaria q (per metro di soglia), sarà:

$$q = h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (\text{I-104})$$

Ricordando, però, che a monte la corrente è *lenta* e che alla sez. 2 è *veloce*, si avrà l'altezza critica $h_c = 2/3 h_1$ e perciò:

$$q = \frac{2}{3} h_1 \sqrt{2g(h_1 - 2/3 h_1)} = 0,385 h_1 \sqrt{2gh_1} \quad (\text{I-105})$$

$$\left(\frac{2}{3} \sqrt{\frac{1}{3}} = \frac{2}{3\sqrt{3}} = 0,385 \right)$$

3.1.3.b. *Stramazzo a parete sottile* (senza contrazione laterale) (Fig. I-32)

$$Q = \frac{2}{3} \mu L h \sqrt{2gh} \quad (\text{I-106})$$

$$\frac{2}{3} \mu = \frac{2}{3} 0,62 = 0,41: \quad \text{per } 0,10 \leq h \leq 0,60 \text{ m.}$$

Bazin (1888-1898), per questo tipo di stramazzo a luce rettangola-

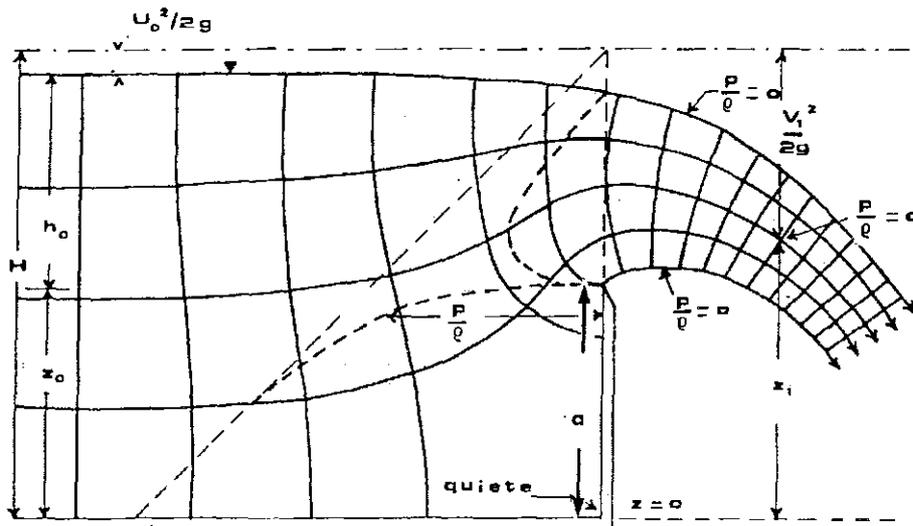


Fig. I-32 - Distribuzione delle pressioni, linee di flusso e linee equipotenziali per luce a stramazzo a parete sottile

re, ha posto, per $a =$ altezza della soglia tracimante:

$$\mu = \left(0,6075 + \frac{0,0045}{h} \right) \left(1 + 0,55 \left(\frac{h}{h+a} \right)^2 \right), \text{ tenendo così conto della velocità di arrivo.}$$

Il valore di $\mu = 0,41$ dà allo stramazzo a parete sottile una portata maggiore rispetto a quello a parete grossa, ove $\mu = 0,385$.

Lo stramazzo rettangolare tipo *Bazin* (nella Fig. I-33.a è riportato una sezione longitudinale) è spesso adoperato come *misuratore di portata*. In questo caso, la soglia deve essere perfettamente orizzontale, senza contrazione laterale, con lunghezza pari alla distanza tra le due sponde verticali del canale. Il canale a monte, inoltre, deve essere abbastanza lungo, pari ad almeno 20 volte l'altezza h massima e comunque non meno di 3 volte la lunghezza L dello stramazzo (norma UNI).

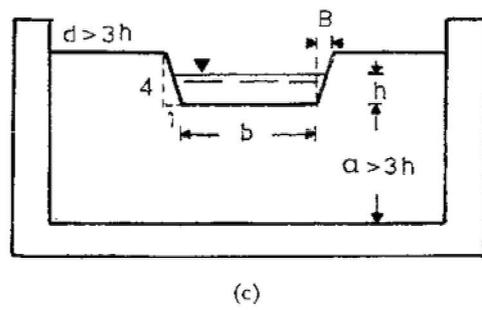
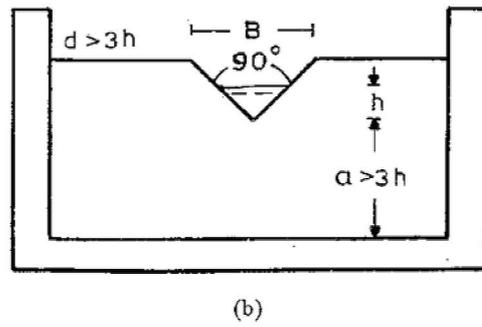
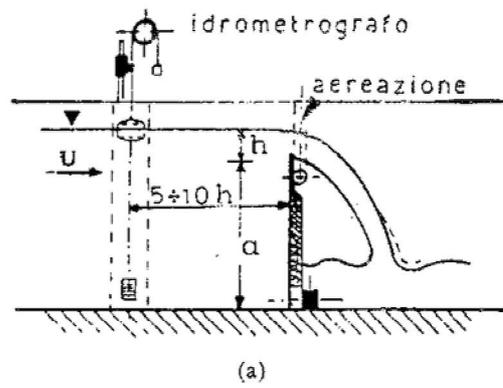


Fig. I-33 - Stramazzi a parete sottile: (a) rettangolare (Bazin); (b) triangolare (Thomson); (c) trapezoidale (Cipolletti)



Fig. I-34 - Misuratore a doppia "V" (sullo sfondo uno a "V" semplice)

3.1.3.c. *Stramazzo triangolare* (Fig. I-33.b).

Detto anche a "V" con vertice in basso e bisettrice verticale, parete sottile e vena libera.

Quando l'angolo di apertura è di 90° (stramazzo tipo) viene indicato come *stramazzo Thomson* (1858).

La relazione fondamentale della portata è:

$$Q = \mu h^2 \sqrt{2gh}$$

Il coefficiente di efflusso μ è in realtà $8/15$ del μ delle luci a battente a parete sottile ($\sim 0,61$) e perciò: $0,533 \cdot 0,61 = 0,325$, chiamato anche *coefficiente di portata*.

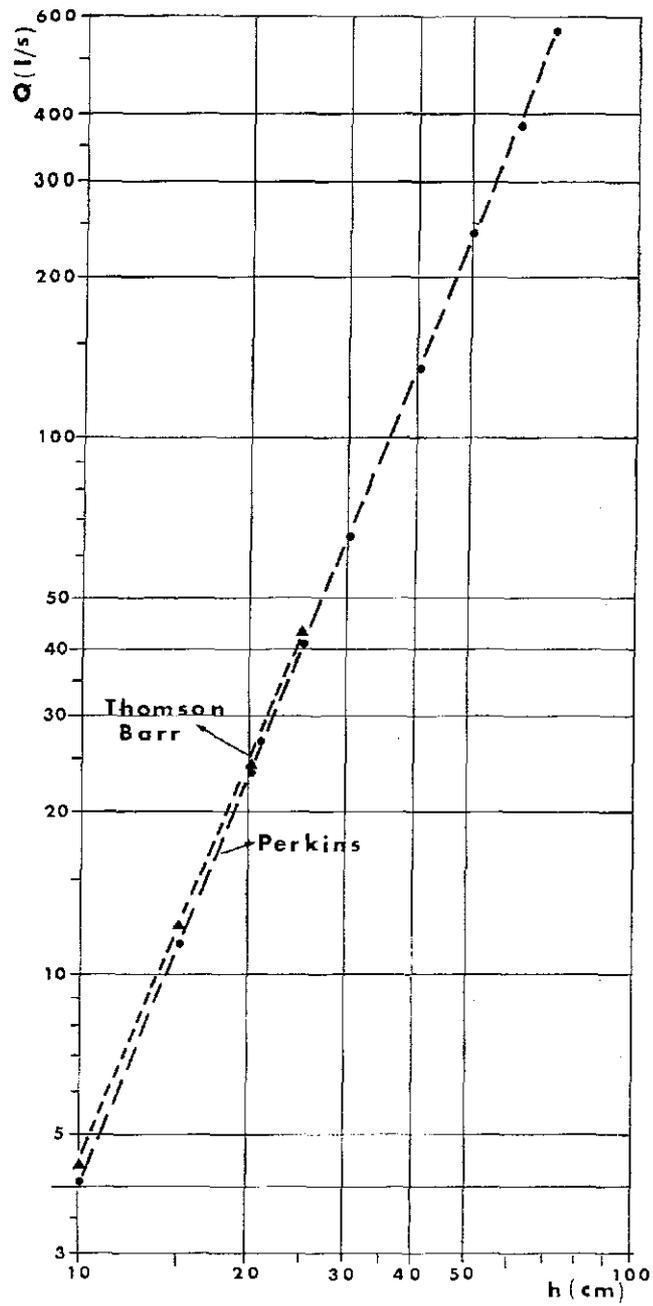


Fig. I-35 - Diagramma delle portate di uno stramazzo triangolare con valori di μ di Thomson e Barr e di Perkins

Il valore di questo coefficiente non è costante ma diminuisce, sia pure leggermente, con l'aumentare di h ; *Thomson* lo indicò in 0,33, per $0,05 \leq h \leq 0,18$. Tenuto conto delle indicazioni successive (per es.: *Barr* e per le quali si rimanda ai testi specializzati) si ritiene di poter porre (per Q in l/s e h in cm):

$$Q = 0,014 h^{2,5} \text{ (I-107) per } 5 \leq h \leq 20 \text{ cm,}$$

$$Q = 0,012 h^{2,592} \text{ (I-108) per } 21 \leq h \leq 70 \text{ cm (taratura di } \textit{Perkins} \text{ nel 1965 in Nuova Zelanda). }^{(24)}$$

⁽²⁴⁾ Nella Fig. I-35 sono riportati i diagrammi delle portate calcolate con le relazioni di *Thomson* (e successive modificazioni di μ introdotte da *Barr*) e di *Perkins* (v. Tab. 13).

Tabella 13

h	<i>Perkins</i> Q	<i>Barr</i>		<i>Thomson</i> ($\mu = 0,0146$)
		μ	$Q = \mu h^{2,5}$	Q
5	0,71	0,0142	0,79	0,82
10	4,09	0,0141	4,46	4,61
15	11,41	0,0140	12,20	12,72
20	23,64	0,0139	24,87	26,12
21	26,75	—	—	—
25	41,60	0,0138	43,13	—
30	66,00	—	—	—
40	136,75	—	—	—
50	240,61	—	—	—
60	381,78	—	—	—
70	564,08	—	—	—

$h = \text{cm}; Q = \text{l/s}$

Per portate superiori a 564 l/s ($h = 70$ cm) si possono adottare stramazzi composti a "V" doppia, ossia applicando su quello a 90° (scarpa 1:1) un altro con scarpa 2:1, 3:1, e così via (v. per es. Fig. I-34). Per esempio, per scarpa 2:1 si ha, oltre i 70 cm di h :

$$Q = 0,00248 h^{2,897} \quad (\text{I-109}) \quad (h_{\max} = 210 \text{ cm})$$

3.1.3.d. *Stramazzo trapezoidale* (Cipolletti, 1886) (Fig. I-33.c)

$$Q = 0,42 b h \sqrt{2gh}; \text{ cioè } Q = 1,86 b h^{3/2} \quad (\text{I-110})$$

(Q in m^3/s , b e h in m).

3.2. Idrometria

3.2.1. Per condotti in pressione: Venturimetro

Con l'applicazione del teorema generalizzato di *Bernoulli*, *Venturi* (1797) ha compiuto delle esperienze che hanno portato, poi, a costruire uno strumento capace di indicare in modo continuativo la misura della portata di un condotto e chiamato, in suo onore, venturimetro.

Si consideri un tratto di condotto conico convergente al quale segue un breve tratto cilindrico e poi un tubo conico divergente (Fig. I-36).

Nella sezione ristretta 2 si ha una U maggiore rispetto a quella della sezione normale 1 e per il teorema di *Bernoulli* si avrà un'altezza piezometrica più bassa; a valle del restringimento il carico totale torna ad essere quello della sez. 1, a parte piccole perdite $\Delta H_1 + \Delta H_2$.

$$\text{Vale a dire che } \frac{p_1 - p_2}{\rho} = \frac{U_2^2 - U_1^2}{2g} = \Delta h$$

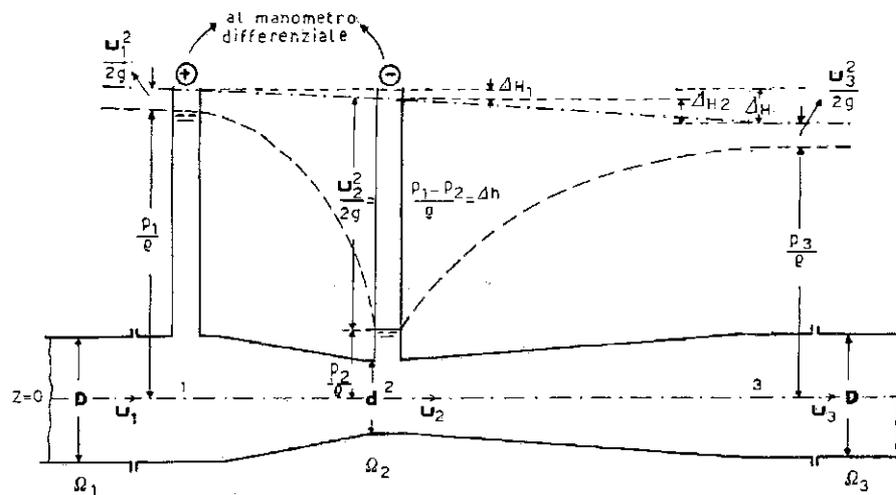


Fig. I-36 - Schema di un venturimetro normale

Ma, $U_1/U_2 = d^2/D^2$ (o $\Omega_2/\Omega_1 = m$ (rapporto di strozzamento)); ne consegue, dividendo per $U_2^2/2g$:

$$\frac{\Delta h}{U_2^2/2g} = 1 - \frac{U_1^2}{2g} / \frac{U_2^2}{2g} = 1 - \frac{U_1^2}{U_2^2} = 1 - m^2$$

Perciò: $\Delta h = \frac{U_2^2}{2g} (1 - m^2)$ e $U_2 = \sqrt{\frac{2g\Delta h}{1 - m^2}}$

Posto $\frac{1}{\sqrt{1 - m^2}} = \mu$, si può scrivere:

$$U_2 = \mu \sqrt{2g\Delta h} \quad (I-111)$$

Quindi:

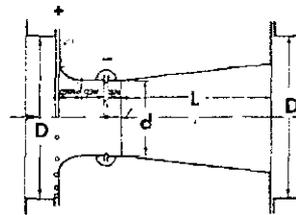
$$Q = \mu \frac{d^2 \pi}{4} \sqrt{2g\Delta h} \quad (I-112)$$

Poichè per ogni apparecchio è noto μ e d , e ponendo $\mu \frac{d^2 \pi}{4} \sqrt{2g} = K$, le case costruttrici indicano la portata Q con la formula semplificata:

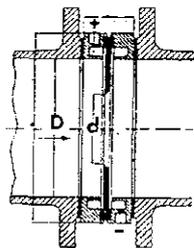
$$Q = K \sqrt{\Delta h} \quad (\text{I-113})$$

La misura di Δh si fa quasi sempre a mezzo di manometri differenziali, funzionanti a mercurio.

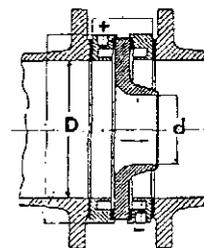
Sullo stesso principio si basano i *diaframmi* ed i *boccagli* (Figg. I-37 (b) e (c)).



(a) Venturimetro normale



(b) Diaframma



(c) Boccaglio

Fig. I-37 - Sezioni di: (a) venturimetro normale; (b) diaframma; (c) boccaglio

3.2.2. Per canali a pelo libero: misuratori a risalto

Nel caso dei canali a pelo libero, quando si disponga di un adeguato carico da perdere, la misura della portata si fa attraverso le *luci a stramazzo*, soprattutto di quelle a parete sottile citate nel precedente par. 3.1.3.

Quando nei canali si dispone, invece, di piccola quota da perdere, trova largo impiego un tipo di *misuratore* o di *modellatore a risalto* idraulico detto anche *canale Venturi*.

Uno schema generale di un detto misuratore si basa su un elemento essenziale: la formazione della corrente veloce; questa può essere ottenuta con il restringimento laterale, con una soglia di fondo e con un abbassamento di fondo; a valle della corrente veloce si crea il risalto idraulico, già noto.

Il tratto di corrente veloce impedisce alle perturbazioni che si verificano a valle di risalire a monte e quindi di influenzarne il livello.

Nella Fig. I-38 è riportato lo schema di un misuratore a risalto, appunto, con restringimento laterale e soglia di fondo ⁽²⁵⁾.

Con riferimento a detto schema ed applicando il teorema di *Bernoulli* alla sezione 1, corrente lenta (sezione di misura) ed alla sezione 2, corrente veloce (sezione critica), si avrà, trascurando le perdite di carico:

$$H = h_1 + \frac{U_1^2}{2g} = \frac{3}{2} h_c$$

Ad U_1 si può sostituire il corrispondente valore dato da Q/Ω , $\Omega = L(h_1 + a)$ e la sezione contratta $\omega = lh_c = L(h_1 + a)l/L$, essendo $l/L = m$ = rapporto di strozzamento.

h_c è variabile in funzione di Q (fissati i parametri geometrici) ed è di difficile misura, quindi, trattandosi di sezioni rettangolari, conviene riferirsi all'altezza h_1 della sezione di misura che è calma.

⁽²⁵⁾ È bene tenere conto che la soglia di fondo può provocare, a monte di essa, il deposito di eventuale materiale trasportato dall'acqua.

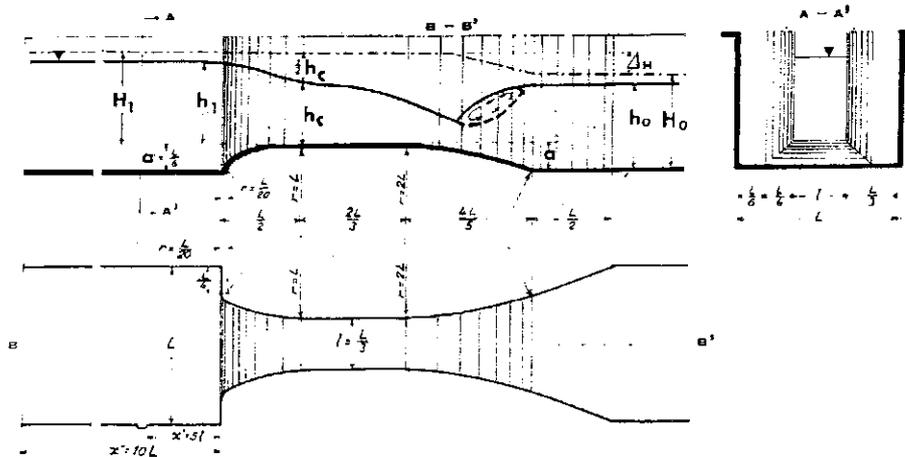


Fig. I-38 - Schema di un misuratore a risalto

Pertanto:

$$h_1 + \frac{Q^2}{2gL^2(h_1+a)^2} = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gt^2}} \quad (\text{De Marchi, 1936}),$$

$$e \quad Q = L(h_1+a) \sqrt{2g(H-h_1)} = l h_c \sqrt{gh_c}$$

Ponendo $h_c/h_1 = y$, si ha:

$$Q = L(h_1+a) \sqrt{2g(H-h_1)} = l h_1 y \sqrt{gh_1 y} = y^{3/2} l h_1 \sqrt{gh_1} \quad (\text{I-114})$$

Posto $\frac{y^{3/2}}{\sqrt{2}} = \mu$ (coefficiente teorico di efflusso), si ottiene la tipica relazione:

$$Q = \mu l h_1 \sqrt{2gh_1}$$

Ma y , ossia h_c/h_1 , non è costante; ulteriori elaborazioni della (I-114), per le quali si rimanda a testi specializzati, portano ad una equa-

zione di 3° grado che consente di conoscere y , e quindi μ , in funzione di l/L e di $h_1/h_1 + a$, ossia, in definitiva, note le caratteristiche l/L ed a del misuratore, in funzione della sola h_1 .

I valori del *coefficiente teorico totale di efflusso* μ , in funzione, appunto, di $\frac{l/L}{1+a/h_1}$, sono riportati nella curva della Fig. I-39⁽²⁶⁾.

Essi variano da 0,385 ($= \frac{(2/3)^{3/2}}{\sqrt{2}}$), in assenza di strozzamento e perciò le relazioni si possono ricondurre a quelle di uno stramazzo a parete grossa (I-105), a 0,707 ($= \frac{1}{\sqrt{2}}$), quando $\frac{l/L}{1+a/h_1} = 1$.

Infine, tenendo presente che, in realtà, si verificano delle perdite di carico tra le due sezioni considerate ($\sim 10 \div 20\%$ di h_1) occorre moltiplicare il secondo membro della equazione tipica per un coefficiente $C < 1$ (0,97 \div 0,98), ottenendosi così la relazione finale:

$$Q = \mu C l h_1 \sqrt{2gh_1} \quad (\text{I-115})$$

3.3. Getti

Il liquido che esce da una luce con l'asse verticale diretto verso l'alto, forma un *getto* che, per piccole velocità, sale fino ad un'altezza a , approssimativamente uguale all'altezza generatrice della velocità stessa.

⁽²⁶⁾Di semplice applicazione è la relazione di *Gherardelli*, valida per $\frac{lh_1}{L(h_1+a)} < 0,7$ (linea tratteggiata nella Fig. I-39),

$$\mu = 0,385 + 0,108 m^2 \left(\frac{h_1}{h_1+a} \right)^2$$

Nella Fig. I-38, il rapporto di strozzamento $m = \frac{l}{L} = 0,33$ e la soglia $a = \frac{L}{6} = 0,055$; se, per es., $h_1 = 0,25$, $\mu = 0,3927$ e $Q = 0,0237 \text{ m}^3/\text{s}$.

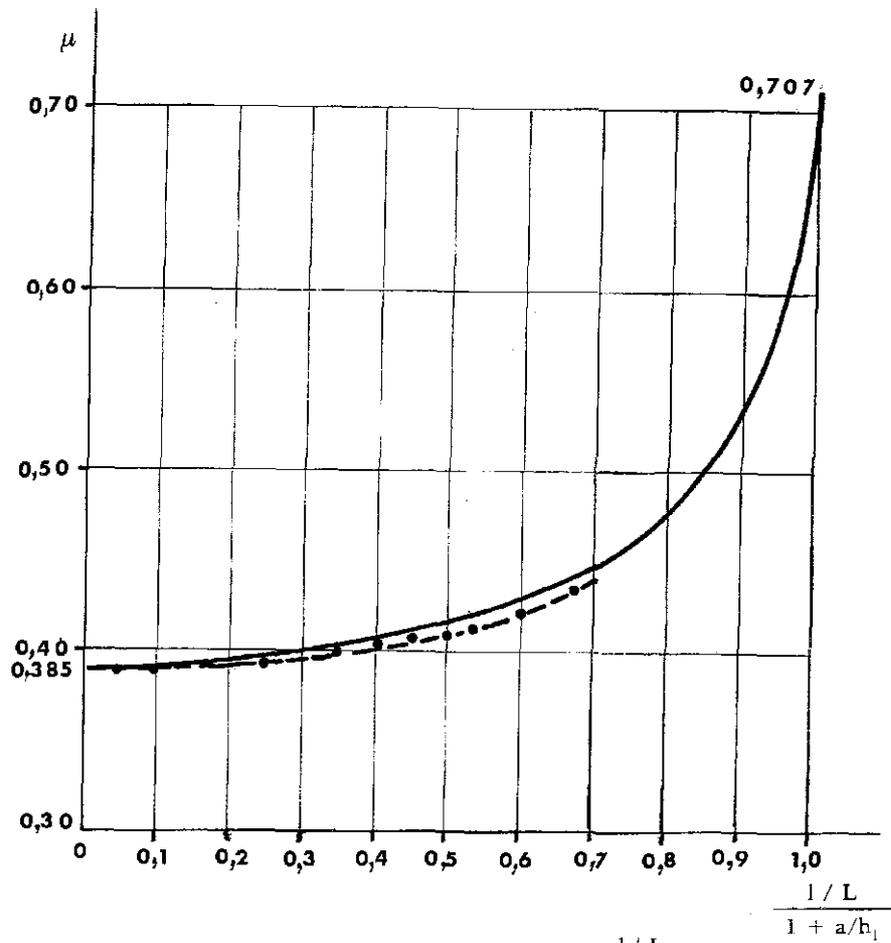


Fig. I-39 - Valori di μ in funzione di $\frac{1/L}{1 + a/h_1}$

Per carico $H \leq 12$ metri:

$$a = 50 \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{H}{25}} \right)$$

Quindi, secondo *Newton*: $a \approx H - 0,01 H^2$.

Per getto inclinato:

$$a = H \operatorname{sen} 2\phi \left(2 + \frac{h}{2y} \right)$$

in cui ϕ è l'angolo formato dal getto con l'orizzonte, y è l'altezza massima raggiunta dal getto rispetto all'orizzonte di riferimento ed h rappresenta la profondità di caduta del getto rispetto allo stesso orizzonte di riferimento.

Principali lavori consultati per la elaborazione della Parte I

1. - F. ARREDI. *Costruzioni idrauliche*, vol. I, UTET, Torino, 1969, pagg. 763.
2. - C. CITRINI, G. NOSEDA. *Idraulica*, Casa Editrice Ambrosiana, Milano, 1975, pagg. 468.
3. - G. DE MARCHI. *Idraulica*, vol. I; parte I; U. Hoepli, Milano, 1964, pagg. 205.
4. - G. DE MARCHI. *Nozioni di idraulica*, Edizioni Agricole, Bologna, 1948, pagg. 202.
5. - A. LENCASTRE. *Manuel d'Hydraulique Générale*, 3e éd.; Eyrolles, Paris, 1966, pagg. 411.
6. - E. MARCHI e A. RUBATTA. *Meccanica dei fluidi*, principi e applicazioni idrauliche. UTET, 1981, pagg. 800.
7. - A. ROMITI. *Meccanica dei fluidi*, ISEDI, 1974, pagg. 316.
8. - H. ROUSE. *Engineering Hydraulics*, 6a ed., J. Wiles and Sons, New York, 1967, pagg. 1039.
9. - G.E. RUSSEL. *Hydraulics*, 5a ed., Holt, Rinehart and Winston, New York, 1965, pagg. 468.
10. - E. SCIMEMI. *Compendio di idraulica*, 3^a ristampa, Cedam, Padova, 1964, pagg. 325.
11. - G. SUPINO. *Idraulica generale*, 2^a ed., Pàtron, Bologna, 1965, pagg. 320.
12. - H.R. VALLENTINE. *Applied Hydrodynamics*, SI Edition, Butterworths, London, 1969, pagg. 296.

Parte II

ELEMENTI DI IDROLOGIA

1. PLUVIOMETRIA

1.1. Cenni preliminari

Lo studio e la progettazione delle opere idrauliche connesse con l'utilizzazione ed il controllo delle acque naturali, superficiali e sotterranee, non può prescindere dalla conoscenza della scienza delle acque della natura, ossia della *idrologia*. Questa, infatti, permette la interpretazione della *idrografia*, di un dato territorio, intesa come descrizione e studio dei rilievi, soprattutto idrometrici e topografici, delle acque superficiali e sotterranee circolanti, in condizioni naturali, nello stesso territorio (nella Fig. II-1 è riportato uno schema di modello di un intero sistema idrologico relativo ad un bacino, mentre nella Fig. II-2, uno schema di ripartizione per destinazione dell'acqua di pioggia caduta sul terreno prescindendo dall'evaporazione).

La necessità, per esempio, delle opere di drenaggio e di irrigazione, è sempre legata alla valutazione delle portate e dei volumi medi disponibili, ma la progettazione esecutiva delle suddette opere e soprattutto di quelle idrauliche di difesa deve potersi basare sulla conoscenza dei valori delle portate estreme (di piena e di magra).

Il problema della *previsione delle portate* trae le sue possibilità di soluzioni attraverso l'impiego della statistica e del calcolo di probabilità applicati alla fase *precipitazioni* del ciclo naturale dell'acqua.

1.2. Regimi pluviometrici

In stretta dipendenza dei fenomeni meteorologici che danno luogo

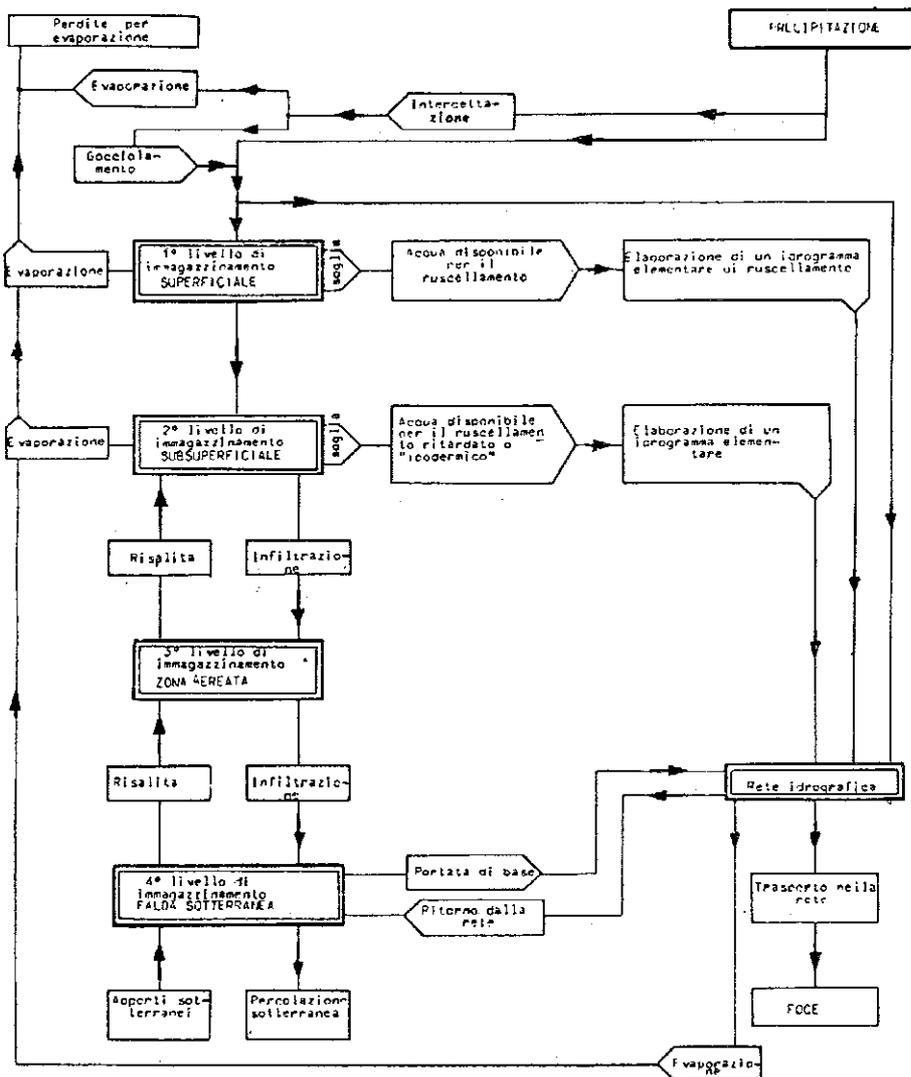


Fig. II-1 - Schema di modello di un sistema idrologico (da Roche)

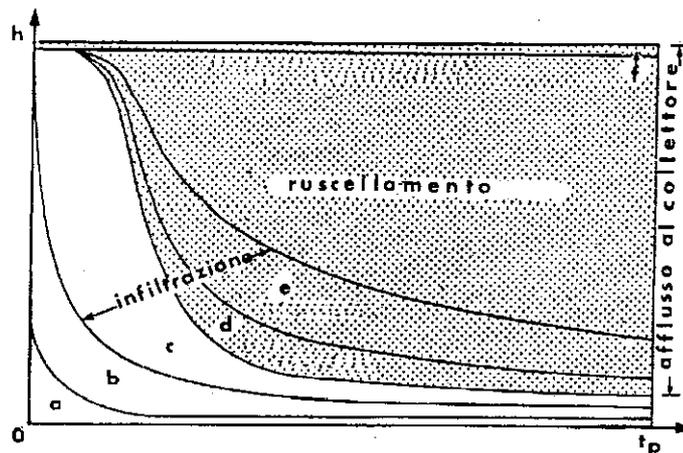


Fig. II-2 - Diagramma schematico di ripartizione di una pioggia h , supposta di intensità I costante, durante t_p (da *Linsley*, 1949); a = intercettazione, b = accumuli nelle depressioni del suolo, c = integrazione umidità del suolo, d = alimentazione della falda, e = deflusso nello strato superficiale, f = precipitazione diretta nei canali.

alla loro formazione, le precipitazioni ⁽¹⁾ si possono classificare in:

- a) - *precipitazioni convettive*: da nubi cumuliformi che attraversano zone molto fredde o con elevato grado di turbolenza; piogge caratteristiche delle regioni equatoriali e di quelle temperate, durante i periodi caldi, sotto forma di temporali anche violenti;

⁽¹⁾ È appena il caso di notare che le "precipitazioni" comprendono tutte le acque meteoriche che cadono sulla superficie terrestre, sia sotto forma liquida che solida (neve, grandine); in quest'ultimo caso, si misura il loro "equivalente in acqua" rispetto ai pluviometri.

In questa sede si farà riferimento alla sola pioggia, senza entrare nel meccanismo della sua formazione. Basterà ricordare l'ordine di grandezza delle caratteristiche strutturali indicate da *Humphrey* sulla base delle osservazioni di *Lenard* riferite a piogge di zone temperate.

Tabella 14

Tipo di precipitazione	Intensità (mm/h)	Diametro medio delle gocce (mm)	Velocità di caduta (m/s) per il diametro medio
1. Pioviggiine	0,25	0,2	--
2. Pioggia leggera	1 ÷ 5	0,45	2,00
3. Pioggia forte	15 ÷ 20	1,5	5,5
4. Temporale molto violento	≃ 100	≃ 3,0 ÷ 5,4 (max 7,7 in aria calma)	≃ 8,0 ÷ 9,2

- b) - *precipitazioni orografiche*: da massa d'aria carica di umidità in movimento dagli oceani verso barriere montagnose; si presentano sotto forma di piogge o di neve sui versanti esposti ai venti: quasi sempre dipendono dalle grandi perturbazioni cicloniche;
- c) - *precipitazioni cicloniche o di fronti* (caldi o freddi): sono associate alle superfici di contatto (fronti) tra le masse d'aria di temperatura ed umidità differenti.

L'andamento delle precipitazioni mensili, ossia la ripartizione delle precipitazioni medie annue nel corso dei mesi dell'anno, viene indicato come *regime pluviometrico*: questo è legato soprattutto al tipo di clima di una data area geografica.

Secondo *De Martonne e Sanson*, i regimi pluviometrici, connessi con i climi, possono essere così distinti:

- a) - climi caldi della zona intertropicale:
 - 1. - *regime equatoriale*,
 - 2. - *regime subequatoriale*,
 - 3. - *regime tropicale*;
- b) - climi dei monsoni;
- c) - climi temperati:
 - 1. - *regime dei climi "ad inverno accentuato"*
 - 2. - *regime mediterraneo*: 2.a - *marittimo*;
 - 2.b - *continentale*;
- d) - climi delle alte latitudini e, infine,
- e) - climi delle zone desertiche.

Secondo *Bandini* i regimi pluviometrici in Italia possono ricondursi a quattro tipi (nell'ambito dei climi temperati di cui al precedente punto c):

- 1. - *continentale alpino*: piovosità max. in estate e min. in inverno;
- 2. - *sublitoraneo alpino*: max.: primavera ed autunno;
- min.: inverno (principale) ed estate (secondario):

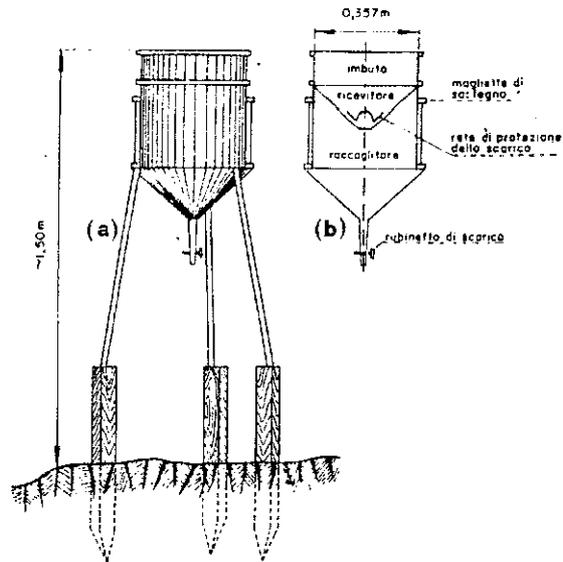


Fig. II-3.a - Pluviometro comune: (a) vista; (b) sezione

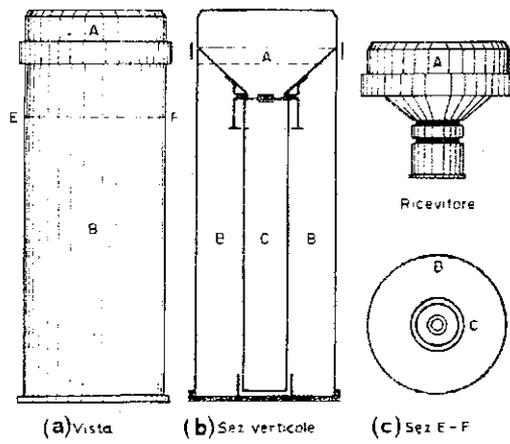


Fig. II-3.b - Pluviometro tipo U.S.A. - Weather Bureau

3. - *sublitoraneo appenninico*: max.: autunno (principale) e primavera (secondario)
min.: estate (principale) ed inverno (secondario);
4. - *marittimo*: max.: inverno; min. estate.

1.3. Misura delle precipitazioni

La quantità di pioggia caduta viene espressa in mm di altezza h ; questa rappresenta lo strato di acqua che si raccoglie in un recipiente impermeabile di superficie orizzontale nota.

Gli apparecchi più diffusi sono il *pluviometro* comune (Fig. II-3, a e b) ed il *pluviografo*. Il Servizio Idrografico Italiano e la maggioranza degli Istituti idrografici europei, adotta un pluviometro con bocca del diametro di 0,3568 m e di superficie, quindi, di 0,10 m²; di conseguenza, per ogni litro di acqua raccolta corrispondono 10 mm di pioggia.

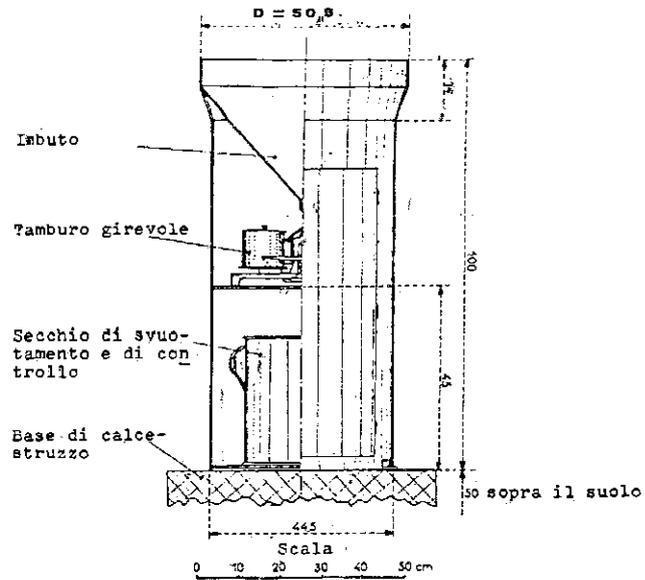
Un pluviografo molto noto è quello a vaschette basculanti (Fig. II-4.a - (a) e (b)).

La registrazione avviene su appositi fogli avvolti sul tamburo girevole. Nella Fig. II-4.b è riportato parte di un diagramma.

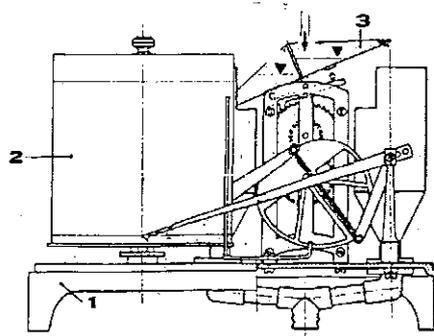
Naturalmente l'altezza di pioggia caduta ad ogni stazione di misura può essere riferita ad ogni evento pluviometrico od a periodi di tempo prefissati: anno, mese, giorni, ore e talvolta frazioni di ore.

Le precipitazioni medie annue in Italia risultano essere di 970 mm.

Nel mondo (Fig. II-5) si passa da territori ove non piove quasi mai: per esempio, zone del Perù, dell'Egitto, dell'Arabia Saudita, dell'Australia, a territori con notevoli precipitazioni: per esempio, le massime precipitazioni sono state registrate alla stazione pluviometrica di Cherrapungi, ubicata a 1200 m s.m., nel Golfo di Bengala, ove in 25 anni si è avuto



(a) veduta d'insieme



- 1 Basamento
- 2 Tamburo girevole
- 3 Vaschette basculanti

(b) particolari

Fig. II-4.a - Pluviografo R-208A a vaschette basculanti

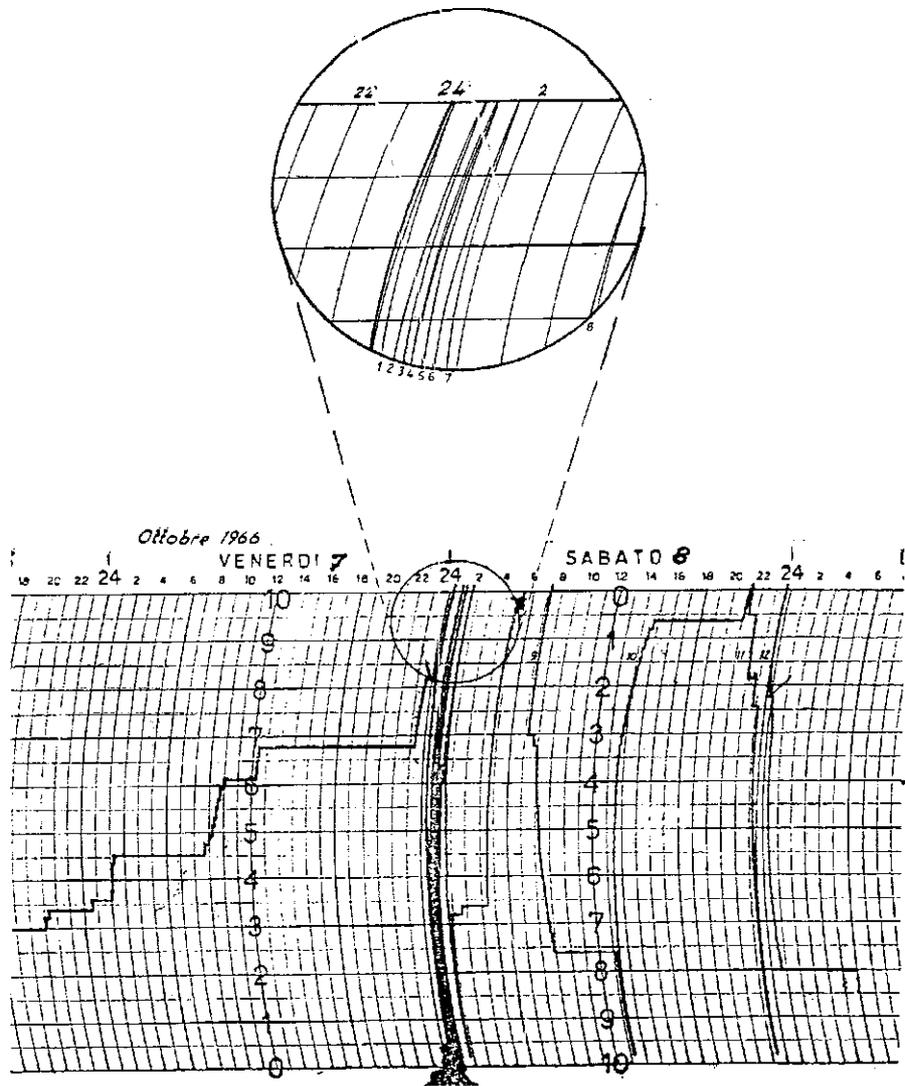


Fig. II-4.b - Pioggia del 7-8 ottobre 1966 registrata dal pluviografo del Campo sperimentale l'ara

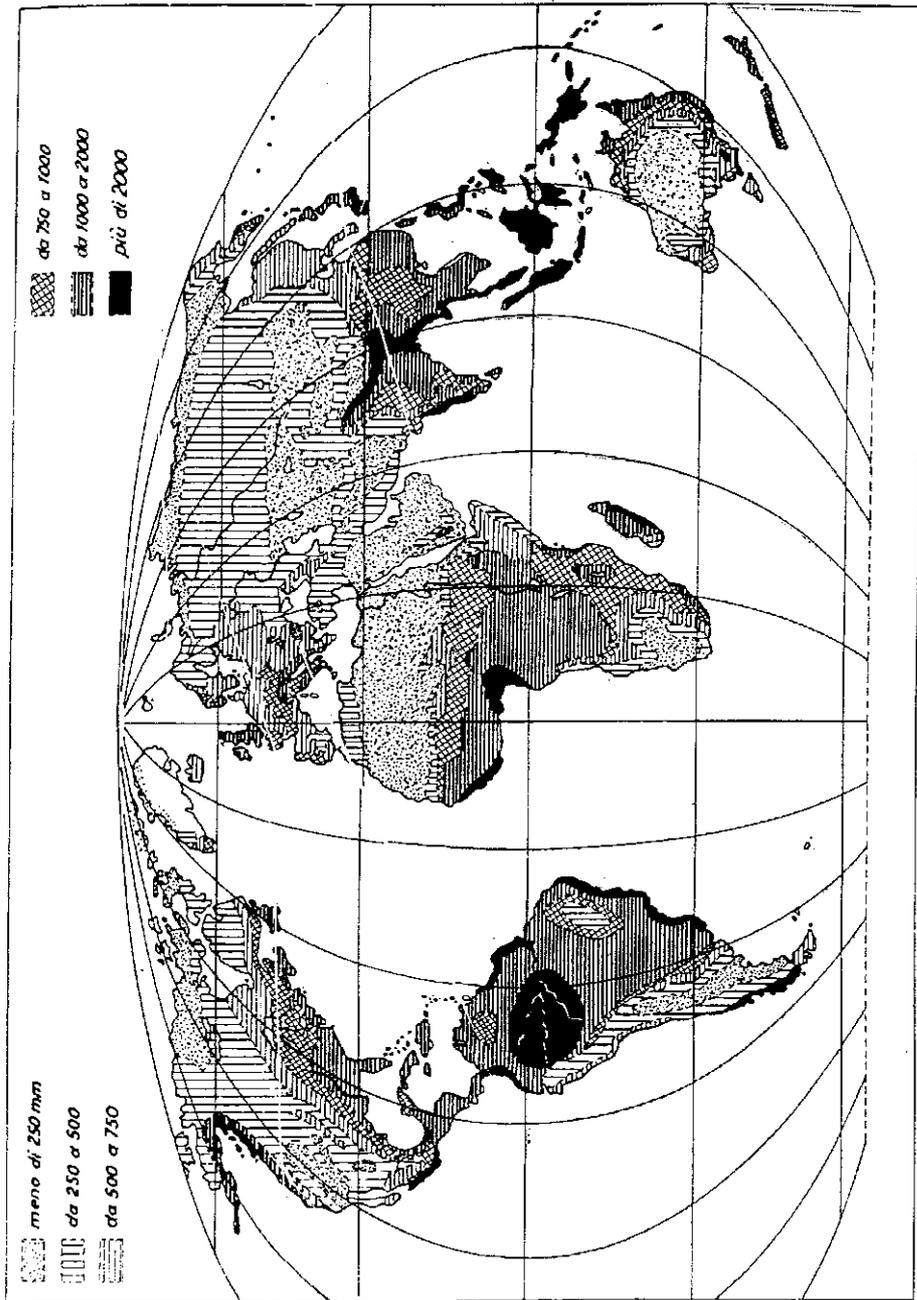


Fig. II-5 - Distribuzione delle piogge medie annue sulle terre emerse (secondo Supan)

una media di 12087 mm/anno, con una punta di ben 22990 mm nel 1861.

Per quanto riguarda le piogge massime e di breve durata, sono da segnalare, per l'Italia, 150 mm in un'ora a Salerno il 25 settembre 1954 ed il massimo assoluto di 254 mm, sempre in 1 ora, a Catskill (N.Y.-USA) il 26 luglio 1919.

A parte l'altezza di pioggia caduta in prescelti intervalli di tempo, come avanti accennato, è anche molto importante la conoscenza della *intensità* della pioggia stessa, ossia, com'è noto, l'altezza riferita all'unità di tempo, generalmente 1 ora.

Circa la *rappresentazione delle piogge* è da rilevare che il metodo più seguito è quello *ietografico*, ossia con le curve (*isoiete*) che uniscono tutti i punti aventi la stessa altezza di pioggia che si vuole rappresentare (Fig. II-6.(a)): è appena il caso di accennare che il procedimento di interpolazione per il tracciamento di dette curve è analogo a quello adoperato in topografia per il tracciamento delle *isoipse*.

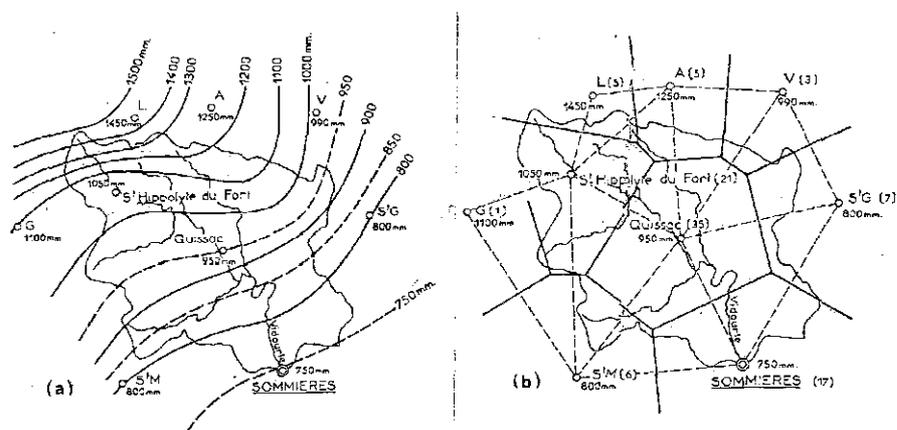


Fig. II-6 - Rappresentazione della pioggia media annua su un bacino imbrifero, con il metodo: (a) delle isoiete; (b) dei topiети o di Thiessen (le cifre tra parentesi sono i coefficienti di ponderazione delle altezze di pioggia misurata a ciascuna stazione per il calcolo della lama d'acqua caduta sul bacino stesso (da *Réménieras*).

Un altro metodo è quello dei *topoietti*, conosciuto anche come metodo di *Thiessen* (Fig. II-6.(b)). Si tratta di un metodo geometrico arbitrario consistente nel ponderare i dati rilevati per ciascuna stazione pluviometrica, ammettendo che ognuna di queste rappresenta la precipitazione media caduta su una frazione di bacino delimitata secondo la seguente procedura: si tracciano le rette congiungenti due stazioni adiacenti; dei vari segmenti così ottenuti si trovano i punti di mezzo che a loro volta si uniscono tra di loro con rette normali ai segmenti precedentemente indicati; queste intersezioni determinano un certo numero di poligoni che rappresentano, appunto, la frazione di bacino a cui si estende l'altezza di precipitazione rilevata al topoieto racchiuso nel poligono. La somma dei prodotti parziali: area della frazione di bacino per l'altezza di pioggia rilevata al topoieto dà l'afflusso meteorico per tutto il bacino.

1.4. Analisi statistica delle precipitazioni

1.4.1. Criteri di elaborazione dei dati pluviometrici

I dati delle altezze di pioggia registrati attraverso gli apparecchi di misura, sono poco utili se non si provvede ad una appropriata elaborazione statistica capace di offrire delle indicazioni sull'*andamento pluviometrico*.

Tali elaborazioni mirano a ricercare, da un lato, le eventuali periodicità delle precipitazioni medie annue e dall'altro - cosa più importante per l'idrologia applicata - i massimi possibili per le precipitazioni intense di breve durata (ore o frazioni di ora) e di giorni, ossia la funzione $h = f(t_p)$.

L'esame dei dati pluviometrici registrati ad una data stazione di misura, porta, per esempio, ad una prima constatazione di notevole importanza: *l'intensità media delle piogge massime diminuisce con il crescere della durata delle piogge stesse.*

Inoltre: per una medesima durata, l'intensità diminuisce con il crescere dell'area a cui la pioggia si intende riferirla, infine, con il crescere della durata di pioggia diminuisce la riduzione relativa all'ampiezza dell'area.

Pertanto, affinché si possa assumere, con un minimo di attendibilità, la ripetizione nel tempo di dette precipitazioni di massima intensità, occorre determinare le relazioni *altezza di pioggia - durata - frequenza*, da tempo note come *curve di possibilità o di probabilità pluviometrica*.

I criteri di elaborazione dei dati possono essere basati sulla seguente *metodologia*, per la previsione, appunto, delle *frequenze probabili*:

- a) - raccolta e selezione dei dati di pioggia (secondo i massimi annuali o i casi critici);
- b) - preparazione dei dati di pioggia (in ordine di altezza o per gruppo);
- c) - determinazione delle distribuzioni teoriche (retta o curva; distribuzione probabilistica: tempo di ritorno t_r);
- d) - controllo della sufficienza del numero dei dati ("test" di *Student*, curva di $Y_m f(R)$);
- e) - determinazione dei valori utilizzabili.

1.4.2. Applicazione dei criteri di elaborazione

Si possono utilizzare due serie di dati:

- *i massimi annuali*;
- *i casi critici*.

I primi danno luogo a curve di valori più bassi rispetto ai secondi.

La scelta va fatta in funzione dell'importanza delle opere da costruire. I casi critici, per esempio, vanno scelti quando i danni provocabili da varie piene ripetute possono essere di maggiore gravità rispetto a quelli provocati da una singola piena.

Moltiplicando i massimi annuali con dei fattori di conversione, va-

riabili da 1,35 a 1,01 in relazione ai tempi di ritorno, si possono ottenere valori prossimi a quelli dei casi critici.

In genere sugli Annali del Servizio Idrografico Italiano sono disponibili i massimi annuali di durata t_p di 1, 3, 6, 12, 24 ore e 1, 2, 3, 4, 5 giorni. Non per tutte le stazioni sono disponibili, per periodi sufficientemente lunghi, quelli relativi a frazione di un'ora.

Con i *massimi annuali* si valuta il tempo di ritorno t_{rM} che è mediamente l'intervallo di tempo in cui una pioggia di una data durata, si verificherà o verrà superata come *massima annuale*.

Con i *casi critici* si valuta il tempo di ritorno t_{rc} ossia l'intervallo di tempo che intercorre tra due piogge di una data durata che uguagliano o superano una determinata altezza.

Ponendo per ogni t_p i valori massimi annuali delle altezze di pioggia in ordine decrescente, per ciascuno di essi si può conoscere il tempo di ritorno, in anni, t_r , applicando una delle numerose equazioni note: per esempio, quella di *Hazen* (1930), dà:

$$t_r = \frac{2N}{2m - 1} \quad (\text{II-1})$$

in cui N è il numero di anni del periodo di osservazione e m è il numero d'ordine che l'altezza considerata occupa in una classifica decrescente.

Con la relazione:

$$F = \frac{(2m - 1) 100}{2N} \quad (\text{Hazen, 1967}) \quad (\text{II-2})$$

oppure, con l'analoga

$$F = \frac{(m - 0,3) 100}{N + 0,4}$$

si ottiene, invece, la rispettiva frequenza probabile in % .

Per assicurarsi che la retta delle frequenze, ottenuta con i due metodi avanti indicati, sia rappresentativa della serie statistica oggetto di studio, occorre accertarsi della sufficienza del numero di anni di osservazioni.

Nella Fig. II-7 è riportata la curva risultante dalla relazione tra il numero minimo accettabile di anni di osservazioni, desunta dal "test" di Student, ed il rapporto tra le due grandezze dell'evento: $t_r = 100$ anni e $t_r = 2$ anni.

I valori di F (%) si riportano sull'ascissa (o sull'ordinata) di un'apposita *carta probabilistica* la quale ha l'ordinata (o l'ascissa) in scala logaritmica (o, talvolta, normale) su cui si riportano i corrispondenti valori delle altezze di pioggia h (mm) della prescelta durata t_p . Si traccia, quin-

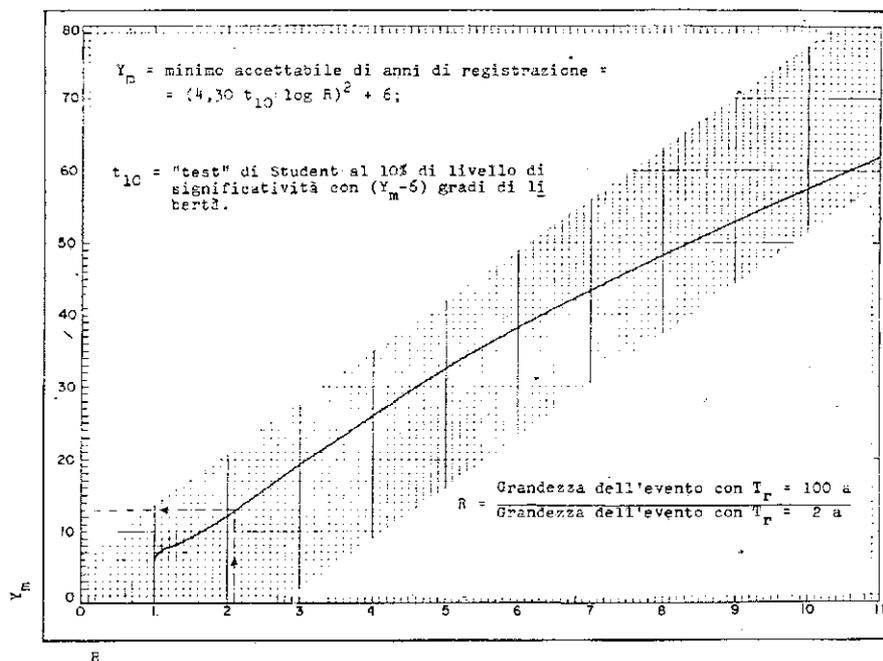


Fig. II-7 - Curva di controllo della sufficienza del numero minimo di anni di registrazione

di, la *retta regolarizzatrice* della *altezza-frequenza* della pioggia di durata t_p .

Per la ricerca della distribuzione di probabilità delle altezze di pioggia (come per le altre grandezze idrologiche) è preferibile fare ricorso ad alcune leggi, tra le quali:

- *la legge normale o legge di Gauss*, che ammette come funzione di ripartizione $F(x)$:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-1/2 v^2} dv$$

in cui u (variabile ridotta o standardizzata riportata in parallelo sullo stesso asse di $F(x)$) = $\frac{y-\bar{y}}{\sigma}$, ossia: $y = \bar{y} + (u\sigma)$

(in cui \bar{y} = media e σ = scarto quadratico medio);

nel caso, frequente, di distribuzione log-normale, si introduce la variabile trasformata $y = \lg h$ o $y = \ln h$ e quindi \bar{y} è la media dei logaritmi della variabile:

- *la legge asintotica dei valori estremi di Gumbel*, che ammette una distribuzione di tipo esponenziale

$$F(x) = e^{-e^{-u}}$$

in cui la grandezza $u = \alpha(h-\beta)$ è adimensionale ed è chiamata estremo ridotto o, anch'essa, variabile ridotta ($\alpha = 1,283/\sigma$ e $\beta = \bar{y} - 0,450 \sigma$); quindi:

$$h_{\max} = u + \frac{1}{\alpha} \ln \left(\ln \frac{t_r}{t_r - 1} \right).$$

Dalla Tab. 24 dei valori dell'integrale di *Gauss*, si ricava, per ogni valore di frequenza probabile $F(x)$ o $P(x)$ ($> 0,50$), il valore di u (< 0), nella stessa tabella indicati con x .

Assumendo per u_1 e u_2 valori simmetrici rispetto a $u = 0$, si ha:

$$\text{per } u_1 = +1, \quad F(x) = (1 - 0,84134) = 0,1587 \text{ arr. a } 15,9\%$$

$$\text{per } u_2 = -1, \quad F(x) = 0,84134 \quad \text{arr. a } 84,1\%$$

Perciò, con riferimento alla legge normale avanti richiamata:

$$\bar{y} + u \sigma = \bar{y} + \sigma = h, \text{ con } F(x) \text{ del } 15,9\%,$$

$$\bar{y} - u \sigma = \bar{y} - \sigma = h, \text{ con } F(x) \text{ dell' } 84,1\%.$$

Poichè con t_r viene indicato il *tempo di ritorno* ossia il numero degli anni in cui, mediamente, y è superato una sola volta, si avrà,

$$\text{per } u > 0: \quad t_r = \frac{1}{1 - F(x)} \text{ (2) e}$$

$$\text{per } u < 0: \quad t_r = \frac{1}{F(x)},$$

è facile, quindi, ricavare:

$$\text{per } F(x) = 50\% (u = 0), \quad t_r = \frac{1}{1 - 0,50} = 2 \text{ anni,}$$

$$\text{per } F(x) = 15,9\% (u > 0), \quad t_r = \frac{1}{1 - 0,841} = 6,29 \text{ anni,}$$

$$\text{per } F(x) = 84,1\% (u < 0), \quad t_r = \frac{1}{0,841} = 1,19 \text{ e così via.}$$

1.4.3. Esempio di elaborazione dei dati della Tab. 16

- Numero dei dati $N = 28$

- Somma di $x = \Sigma x = 45,89487$

- Somma dei quadrati = $\Sigma x^2 = 76,23571$

(2) Infatti: $t_r (1 - F(x)) = 1$

Tabella 15 - Dati per la determinazione della linea di frequenza della variabile casuale "pioggia massima annuale di durata di 24 ore" (campo sperimentale Tara 1955-1982)

Dati di base		Dati ordinati		
Anno	Precipitazione h (mm)	N d'ordine m (anno)	h (mm)	$F = \frac{(2m-1) 100}{2 N}$
1955	42,6	1 (1966)	122,2	1,79
1956	46,0	2 (1958)	79,4	5,36
1957	63,5	3 (1980)	76,2	8,93
1958	79,4	4 (1972)	67,6	12,50
1959	59,0	5 (1979)	67,4	16,07
1960	43,0	6 (1976)	64,8	19,64
1961	34,0	7 (1957)	63,5	23,21
1962	48,2	8 (1963)	60,2	26,79
1963	60,2	9 (1959)	59,0	30,36
1964	29,5	10 (1975)	55,6	33,93
1965	27,0	11 (1969)	51,0	37,50
1966	122,2	12 (1974)	48,8	41,07
1967	22,4	13 (1962)	48,2	44,64
1968	35,2	14 (1956)	46,0	48,21
1969	51,0	15 (1960)	43,0	51,79
1970	19,4	16 (1955)	42,6	55,36
1971	35,4	17 (1971)	35,4	58,93
1972	67,6	18 (1977)	35,4	62,50
1973	33,6	19 (1968)	35,2	66,07
1974	48,8	20 (1961)	34,0	69,64
1975	55,6	21 (1973)	33,6	73,21
1976	64,8	22 (1982)	32,8	76,79
1977	35,4	23 (1978)	29,6	80,36
1978	29,6	24 (1964)	29,5	83,93
1979	67,4	25 (1965)	27,0	87,50
1980	76,2	26 (1967)	22,4	91,07
1981	16,0	27 (1970)	19,4	94,64
1982	32,8	28 (1981)	16,0	98,21

Tabella 16 - *Gli stessi dati di base della Tab. 15 trasformati in x e x^2 per il computo di \bar{x} , σ e successive applicazioni per la determinazione della linea di frequenza probabile.*

Anno	Precipitazione h (mm)	$\log h = x$	$(\log h)^2 = x^2$
1955	42,6	1,62941	2,65497
1956	46,0	1,66276	2,76477
1957	63,5	1,80277	3,24997
1958	79,4	1,89982	3,60931
1959	59,0	1,77085	3,13591
1960	43,0	1,63347	2,66822
1961	34,0	1,53148	2,34543
1962	48,2	1,68305	2,83265
1963	60,2	1,77960	3,16697
1964	29,5	1,46982	2,16037
1965	27,0	1,43136	2,04879
1966	122,2	2,08707	4,35586
1967	22,4	1,35025	1,82317
1968	35,2	1,54654	2,39179
1969	51,0	1,70757	2,91580
1970	19,4	1,28780	1,65843
1971	35,4	1,54900	2,39941
1972	67,6	1,82995	3,34870
1973	33,6	1,52634	2,32971
1974	48,8	1,68842	2,85076
1975	55,6	1,74507	3,04529
1976	64,8	1,81158	3,28180
1977	35,4	1,54900	2,39941
1978	29,6	1,47129	2,16470
1979	67,4	1,82866	3,34400
1980	76,2	1,88195	3,54175
1981	16,0	1,20412	1,44990
1982	32,8	1,51587	2,29787
$N = 28$	$1345,80/28 = 48,05$	45,89487	76,23571

$$1. \text{ - Media } \bar{x} = \frac{\Sigma(x)}{N} = \frac{45,89487}{28} = 1,63910$$

$$2. \text{ - Quadrato della somma} = (\Sigma x)^2 = 2106,33909$$

$$3. \text{ - Correzione} = \frac{(\Sigma x)^2}{N} = 75,22640$$

4. - Deviazione della somma dei quadrati =

$$\Sigma x^2 - \frac{(\Sigma x)^2}{N} = \Sigma (d)^2 = 1,00931$$

$$5. \text{ - Varianza} = \frac{\Sigma (d)^2}{N-1} = s^2 = \frac{1,00931}{27} = 0,03738$$

$$6. \text{ - Deviazione standard} = \sqrt{s^2} = \sigma = \sqrt{0,03738} = 0,19334$$

$$7. \text{ - } \bar{x} + \sigma = 1,63910 + 0,19334 = 1,83244 = x_1$$

$$8. \text{ - } \bar{x} - \sigma = 1,63910 - 0,19334 = 1,44576 = x_2$$

Per la determinazione della frequenza probabile

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{in cui la variabile ridotta } u = \frac{x-\bar{x}}{\sigma})$$

si applicano i valori, riportati nella suindicata Tab. 24, dalla quale si rileva che:

9. - per una frequenza di non superamento del 50% $F(x) = 0,50$,
 $u = 0,0$, perciò $\lg h = \bar{x} = 1,63910$ ed $h = 43,56$ mm:

10. - per $u = +1,0$, $F(x) = 0,15866 = 15,9\%$ ($t = \frac{1}{0,159} = 6,29$ anni),

pertanto, poichè $\lg h = \bar{x} + (u \sigma) = x_1 = 1,83244$, $h = 67,99$ mm:

11. - per $u = -1,0$, $F(x) = 1 - 0,15866 = 0,841 = 84,1\%$

($t = \frac{1}{0,841} = 1,19$ anni),

$\lg h = \bar{x} - (u \sigma) = x_2 = 1,44576$, ossia $h = 27,91$ mm:

12. - Con i dati: $F(x) = 50\%$ ($u = 0$), $h = 43,56$ mm,
: $F(x) = 15,9\%$ ($u = + 1$), $h = 67,99$ mm,
: $F(x) = 84,1\%$ ($u = - 1$), $h = 27,91$ mm, è facile

tracciare la linea di frequenza probabile di quella pioggia (Fig. II-8).

Rinviando gli approfondimenti del caso ai testi specializzati, si riportano, di seguito, alcuni *esempi di applicazione della distribuzione log-normale* (Tabelle 15 e 16 e successiva elaborazione).

Prendendo, invece, come valori di base le massime altezze di pioggia, di prescelte durate, cadute nel periodo di osservazioni, si ha l'andamento critico, ossia la pericolosità della pioggia rispetto, per esempio, alle opere di smaltimento della bonifica idraulica. Se i valori presi a base sono le altezze minime, allora l'andamento critico riguarda le opere di accumulo di acqua, per esempio, a scopo irriguo.

La rappresentazione grafica dei *casi critici* si ottiene riportando sull'ascissa il tempo t_p di durata della pioggia (come già detto: 1, 3, 6, 12, 24 ore, 1, 2, 3, 4, 5 giorni) e sull'ordinata l'altezza h delle rispettive piogge di ordine decrescente. Si avrà così una curva segnalatrice per ognuno dei casi critici considerati.

Le curve rispondono alla espressione

$$h = a t_p^n \quad (\text{II-3})$$

dove h = altezza di pioggia in mm; t_p è il tempo nell'unità di misura prescelta (minuto, ora, giorno o mese), a ed n sono facilmente ricavabili dal diagramma cartesiano bilogarithmico relativo ad ogni caso critico; risultando (Fig. II-9):

$$\log h = \log a + n \log t_p \quad (\text{II-4})$$

La elaborazione statistica, invece, può essere quella di cui all'esempio che segue, relativo al 1° e 3° caso critico del Campo sperimentale Ta-

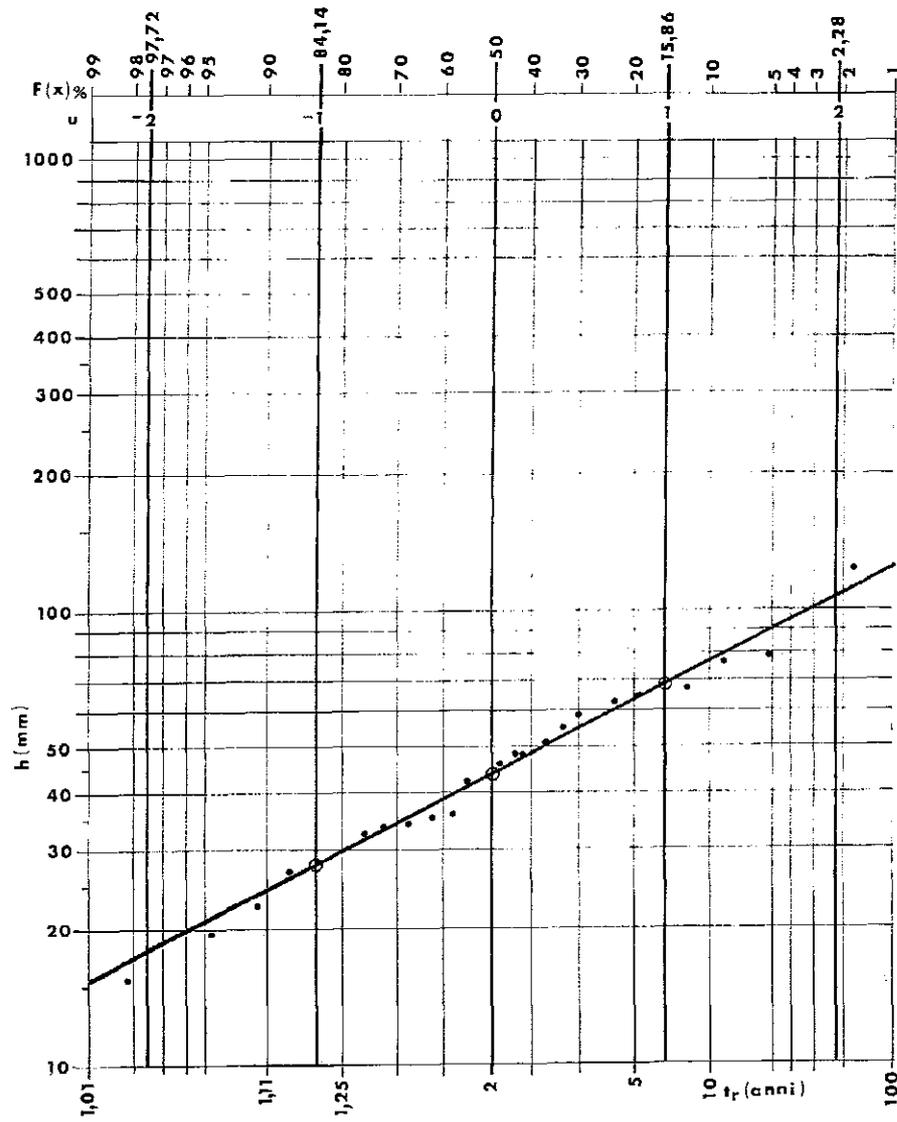


Fig. II-8 - Linea di frequenza della pioggia massima annuale della durata di 24 ore: Campo sperimentale Tara (1955-1982)

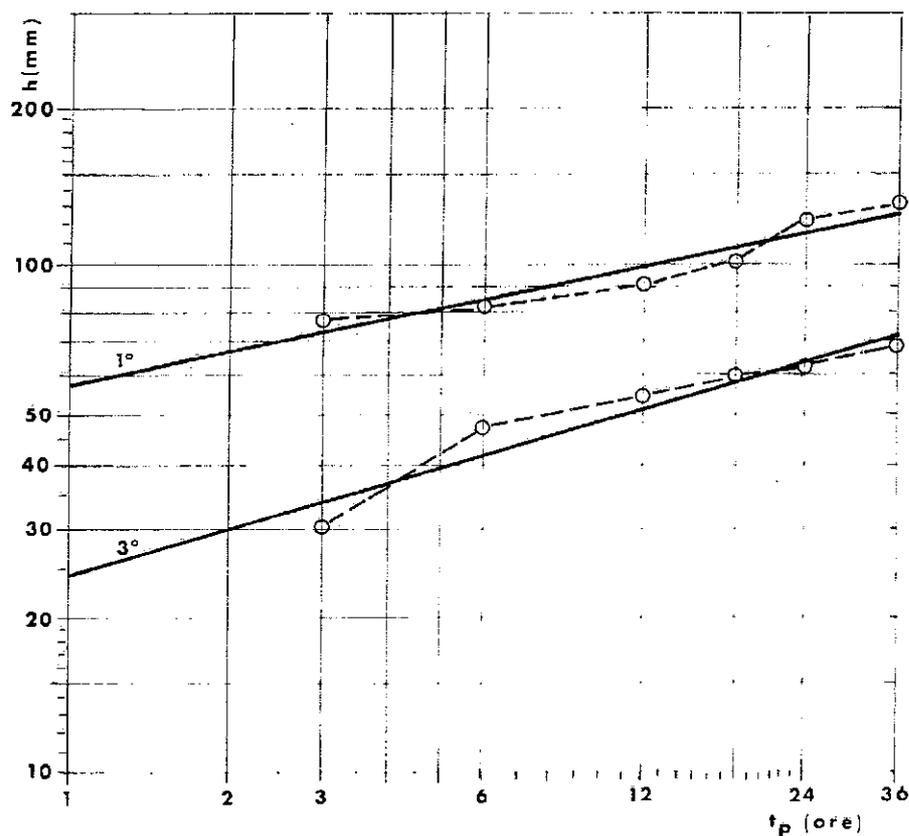


Fig. II-9 - Rette di regressione di probabilità pluviometrica: 1° e 3° caso critico, Campo sperimentale Tara

ra (i dati pluviometrici sono, in realtà, i massimi annuali, come nell'esempio precedente riferito al solo $t_p = 24h$).

1.4.4. Esempio di elaborazione dei dati di pioggia per l'approntamento della curva di probabilità pluviometrica.

Posta la retta di regressione: $y = b + ax$, con $y = \ln h$ e $x = \ln t_p$, i parametri a e b , rispettivamente n e a della (II-3), si possono ricavare con

le seguenti espressioni:

$$a = \frac{N\sum xy - \sum x \sum y}{N\sum x^2 - (\sum x)^2} ; \quad b = \frac{\sum y \sum x^2 - \sum x \sum xy}{N\sum x^2 - (\sum x)^2}$$

Il coefficiente di correlazione tra x e y su N valori è:

$$r^2 = a \frac{N\sum xy - \sum x \sum y}{N\sum y^2 - (\sum y)^2}$$

Tabella 17 (Dati relativi al 1° caso critico del Tara)

h (mm)	y	y^2	t_p (ore)	x	x^2	xy
76,5	4,33729	18,81209	3	1,09861	1,20695	4,76499
83,2	4,42125	19,54743	6	1,79176	3,21040	7,92181
90,7	4,50756	20,31807	12	2,48491	6,17476	11,20087
102,4	4,62889	21,42659	18	2,89037	8,35425	13,37920
122,2	4,80566	23,09436	24	3,17805	10,10003	15,27262
131,6	4,87977	23,81213	36	3,58352	12,84161	17,48674
$N = 6$	27,58042	127,01067		15,02722	41,88800	70,02623

$$(\sum x)^2 = 225,81734; \quad (\sum y)^2 = 760,67957$$

$$a = \frac{(6 \cdot 70,02623) - (15,02722 \cdot 27,58042)}{(6 \cdot 41,88800) - 225,81734} = \frac{5,70034}{25,51066} = 0,22345$$

(= coefficiente angolare n)

$$b = \frac{(27,58042 \cdot 41,88800) - (15,02722 \cdot 70,02623)}{(6 \cdot 41,88800) - 225,81734} = \frac{102,98907}{25,51066} = 4,03710$$

$$\text{altezza all'origine } a = e^{4,03710} = 56,66175$$

$$r^2 = 0,92003 (> 0,834 \text{ di Fischer}), \quad r = 0,95918 ;$$

$$\text{perciò: } \quad h = 56,66175 t_p^{0,22345}$$

Tabella 18 (Dati relativi al 3° caso critico del Tara)

h (mm)	y	y^2	t_p (ore)	x	x^2	xy
30,2	3,40784	11,61339	3	1,09861	1,20695	3,74389
47,8	3,86703	14,95389	6	1,79176	3,21040	6,92879
55,6	4,01818	16,14580	12	2,48491	6,17476	9,98482
60,0	4,09434	16,76366	18	2,89037	8,35425	11,83416
63,5	4,15104	17,23113	24	3,17805	10,10003	13,19221
69,0	4,23411	17,92766	36	3,58352	12,84161	15,17302
$N = 6$	23,77254	94,63553		15,02722	41,88800	60,85689

$$N = 6; (\Sigma x)^2 = 225,81734; (\Sigma y)^2 = 565,13366$$

$$a = 0,30992 \quad (\text{coefficiente angolare } n)$$

$$b = 3,18590; \text{ altezza all'origine} = e^b = e^{3,18590} = 24,18893$$

$$r^2 = 0,30992 \frac{7,90615}{(6 \cdot 94,63553) - 565,13366} = 0,30992 \frac{7,90615}{2,67952} = 0,91445,$$

$$r = 0,95627,$$

$$\text{perciò: } h = 24,189 t_p^{0,30992}$$

Verifica di a

— varianza sperimentale di x su N valori

$$s_x^2 = \frac{N \Sigma x^2 - (\Sigma x)^2}{N(N-1)} = \frac{25,51066}{6 \cdot 5} = 0,85036$$

— varianza di y su N

$$s_y^2 = \frac{N \Sigma y^2 - (\Sigma y)^2}{N(N-1)} = \frac{2,67952}{30} = 0,08932$$

$$r^2 \frac{s_y^2}{s_x^2} = a^2 = 0,91445 \frac{0,08932}{0,85036} = 0,09605; a = 0,30992.$$

Le due rette di regressione di probabilità pluviometrica relative al 1° ed al 3° caso critico, di cui al precedente esempio, sono riportate nella Fig. II-9.

L'applicazione della distribuzione log-normale consente anche l'approntamento di carte relative a curve di probabilità pluviometria riferite a prescelti valori di t_r .

Per esempio, i dati *massimi annuali* delle piogge di 1, 3, 6, 12 e 24 ore della stazione pluviometrica di Noci (Bari) dal periodo 1932-1973, oltre ad essere rappresentati con le rispettive linee di frequenza, sono stati elaborati per le curve di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno di 2, 10, 50, 100 e 200 anni (Fig. II-10).

Le rispettive equazioni sono risultate essere le seguenti:

$$h_{t_r 2} = 27,8778 t_p^{0,25063}$$

$$h_{t_r 10} = 43,9289 t_p^{0,25954}$$

$$h_{t_r 50} = 57,7484 t_p^{0,26490}$$

$$h_{t_r 100} = 63,5465 t_p^{0,26679}$$

$$h_{t_r 200} = 69,5217 t_p^{0,26853}$$

L'adozione della legge di *Gumbel*, per la ricerca della massima altezza di pioggia h , per es.: con $t_r = 100$:

$$h = u - \frac{1}{\alpha} \ln \left(\ln \frac{t_r}{t_r - 1} \right), \text{ con } u = \bar{h} - 0,450 \sigma$$

e $\alpha = 1,283/\sigma$, ha dato:

— per $t_p = 1$, $h = 62,68$ mm (contro i 63,55 di cui sopra)

— per $t_p = 24$, $h = 112,33$ mm (contro i 148,36 della stessa equazione).

L'elevato coefficiente di correlazione trovato negli esempi, avanti riportati, fa ritenere, in definitiva, molto soddisfacente l'adozione della distribuzione log-normale.

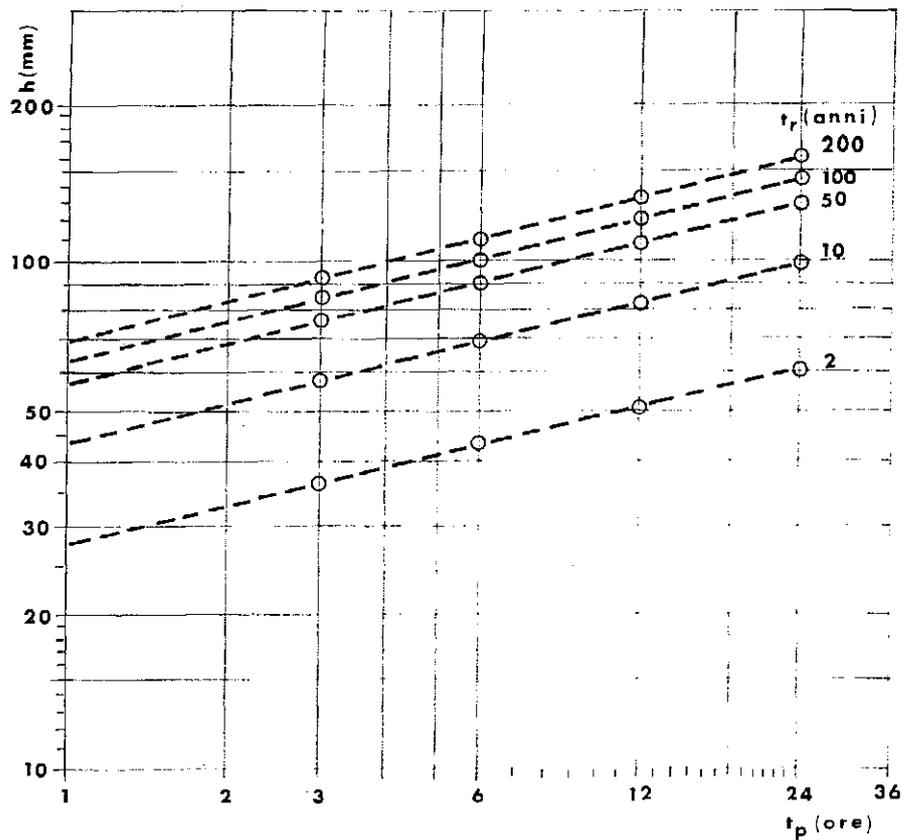


Fig. II-10 - Rette di probabilità pluviometrica delle piogge di frequenza biennale, di durata fino a 24 ore e con tempi di ritorno di 2, 10, 50, 100 e 200 anni; Noci (1932-1973)

I dati elaborati nei modi avanti descritti si riferiscono ad una stazione pluviometrica e quindi ad una limitata zona circostante che si può considerare come area elementare rispetto al bacino imbrifero.

Nel caso in cui lo studio si riferisce ad un intero bacino imbrifero o ad un sub-bacino occorre tenere conto che per una pioggia di data altezza e durata, il valore della intensità diminuisce con l'estendersi dell'area della zona a cui si vuol applicare la validità dei dati di una stazione pluviometrica.

Posto uguale ad 1 la precipitazione registrata ad una stazione pluviometrica, il *Puppini* (1921) ha trovato per il comprensorio della Bonifica bolognese, in destra Reno, i seguenti *coefficienti di ragguaglio o di riduzione*, in funzione della durata della pioggia e dell'area della zona (ventennio 1894-1913):

Tabella 19

Durata giorni	Area della zona (km ²)						
	50	100	150	200	250	300	350
1	0,960	0,926	0,896	0,870	0,845	0,816	0,790
2	0,962	0,930	0,902	0,878	0,855	0,829	0,806
3	0,965	0,965	0,909	0,887	0,865	0,843	0,822
4	0,967	0,939	0,915	0,896	0,875	0,851	0,838
5	0,970	0,944	0,922	0,905	0,886	0,870	0,855

2. RUSCELLAMENTO E DEFLUSSO

2.1. Pioggia netta, pioggia efficace, coefficiente di ruscellamento

Nel *bilancio idrologico* di un dato bacino, per un dato intervallo di tempo, l'*afflusso "attuale"* o contributo superficiale per unità di tempo è costituito quasi sempre: dalla pioggia caduta, dalla condensazione diretta e dagli apporti provenienti da piccoli o piccolissimi invasi superficiali (conche, solchi).

Della pioggia caduta:

- una parte, viene trattenuta o ritardata nel deflusso dalla eventuale vegetazione e dalle piccole irregolarità o piccoli invasi superficiali (conche),
- una parte, si infiltra nel terreno,
- una parte, *pioggia di ruscellamento*, defluisce sul terreno ed alimenta le piene (v. Fig. II-2).

La pioggia di ruscellamento viene indicata, perciò, come *pioggia netta*, o pioggia in eccesso.

L'altezza totale della pioggia caduta sul bacino durante il periodo in cui si ha la pioggia netta, rappresenta la *pioggia efficace* per il ruscellamento⁽³⁾ (Fig. II-11).

Il coefficiente di *ruscellamento* è dato dal rapporto tra la pioggia netta e la pioggia efficace.

2.2. Coefficiente di deflusso

Per una data altezza di pioggia totale, che cade su una superficie di note caratteristiche morfologiche, la pioggia netta o di ruscellamento va-

⁽³⁾ È da notare che la pioggia efficace per l'irrigazione P_e (nel calcolo del fabbisogno idrico della coltura a livello di campo) è, invece, quella parte che si infiltra nel terreno ed è immagazzinata nella zona radicale.

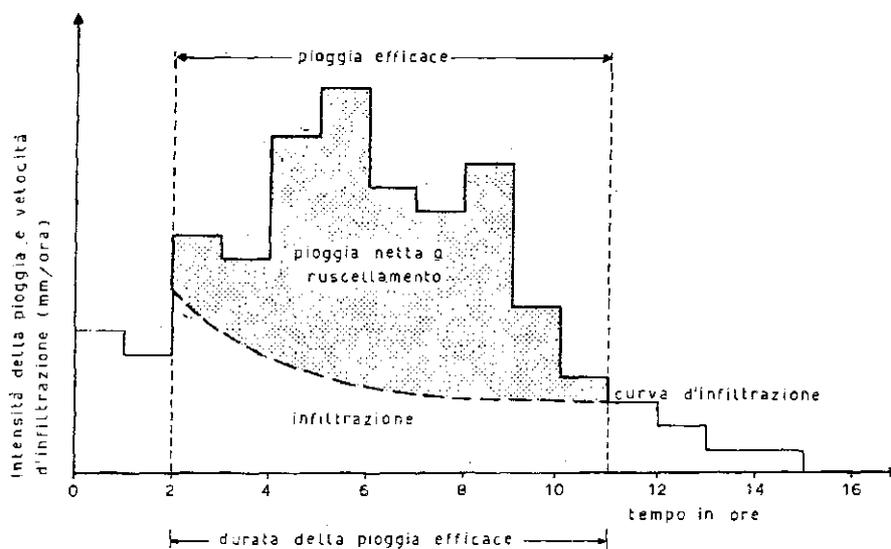


Fig. II-11 - Schema di ripartizione della pioggia totale

ria, naturalmente, con le condizioni di saturazione del terreno, con la temperatura e umidità dell'aria, con la fase vegetativa delle piante, ossia con il periodo dell'anno.

Il rapporto k tra il volume di acqua affluito alla sezione considerata della rete idrografica durante la pioggia ed il volume totale della pioggia si chiama *coefficiente di afflusso*. Esso è influenzato, appunto, oltre che dall'intensità della pioggia, dai fattori fisici come avanti detto.

Secondo il Servizio Idrografico Italiano, il rapporto tra il volume dei deflussi da una data sezione della rete, in un dato intervallo di tempo e il volume degli afflussi meteorici avutisi nello stesso intervallo, rappresenta il *coefficiente di deflusso* K .

Il coefficiente di deflusso, oltre alla intensità di pioggia ed ai fattori morfologici, tiene conto anche dei fattori dinamici relativi al bacino sotteso (ossia: capacità di invaso, tempo di corrivazione, tempo di esauri-

mento) che *modulano* nel tempo i deflussi della rete, a parte, beninteso, le condizioni di saturazione del suolo.

Viene anche distinto (*Supino*, 1965):

- il coefficiente K_1 , dato dal rapporto tra il volume di acqua affluito alla rete, durante il tempo di pioggia t_p ed il tempo di corrivazione t_c (di cui si dirà in appresso), ed il volume totale della pioggia;
- il coefficiente K_2 , dato dal rapporto tra il volume di acqua defluito dalla rete, alla sezione considerata, in un tempo sufficientemente lungo dall'inizio della pioggia ed il volume totale della pioggia. Quest'ultimo coefficiente tiene conto anche dell'acqua infiltratasi nel terreno e che affluisce alla rete in un tempo successivo a quello di corrivazione.

Il *Pasini*, in base alle misure fatte nella *Grande Bonifica Ferrarese* (54190 ha) nel decennio 1899-1909, ha indicato i seguenti valori di K_2 mensili:

Mese	G	F	M	A	M	G	L	A	S	O	N	D
K_2	0,62	0,70	0,56	0,38	0,34	0,14	0,11	0,11	0,18	0,46	0,54	0,62
ragguagliato	0,89	1,00	0,78	0,54	0,49	0,21	0,16	0,16	0,25	0,67	0,78	0,89

Giova rilevare che in base a ricerche dello stesso *Pasini*, si può assumere $K_1 = 9/10 K_2$.

Todaro per le "bonifiche del leccese" ha trovato i seguenti valori mensili ragguagliati di K_2 :

G	F	M	A	M	G	L	A	S	O	N	D
0,95	1,00	0,95	0,55	0,39	0,34	0,23	0,25	0,42	0,49	0,68	0,88

Sulla base dei valori dei deflussi e degli afflussi meteorici, riportati nella *pubblicazione n. 17* del Servizio Idrografico Italiano (*Dati caratteristici dei corsi d'acqua italiani*, Roma, 1980), sono stati calcolati i *coefficienti di deflusso mensili*, relativi ad alcuni bacini di Puglia e Lucania (v. Tab. 20).

Tabella 20

	G	F	M	A	M	G	L	A	S	O	N	D
1) Bacino Ofanto												
a) sub-bacino Atella 158 km ² (1935-70)	0,47	0,60	0,63	0,39	0,29	0,18	0,21	0,17	0,12	0,14	0,24	0,39
b) sub-bacino Venosa 261 km ² (1928-70)	0,36	0,40	0,38	0,28	0,20	0,18	0,19	0,14	0,09	0,12	0,15	0,23
c) sezione a 25 km dalla foce, 2716 km ² (1930-70)	0,40	0,47	0,42	0,28	0,19	0,10	0,08	0,08	0,06	0,08	0,15	0,28
2) Bacino Bradano												
sez. a 77 km dalla foce 459 km ² (1928-70)	0,42	0,44	0,39	0,26	0,16	0,07	0,04	0,03	0,04	0,03	0,10	0,20
3) Bacino Basento												
sez. a 141 km dalla foce 42,4 km ² (1926-70)	0,66	0,85	0,96	0,88	0,70	0,52	0,38	0,29	0,16	0,18	0,39	0,57

Il coefficiente di deflusso medio annuo risulta essere per la Grande Bonifica Ferrarese di 0,326; in confronto si ha: 0,3 ÷ 0,4 nei comprensori padani, 0,733 nel bacino del Garda (*De Marchi*), 0,8 nel bacino del Piave, 0,7 in quello del Po a Pontelagoscuro, 0,24 nel bacino dell'Ofanto e 0,20 in quello del Bradano.

2.3. Tempo di corrivazione t_c

Rappresenta il tempo in cui, attraverso le successive fasi di ruscellamento e di inalveamento, una particella d'acqua raggiunge la sezione considerata dal punto idraulicamente più lontano del bacino imbrifero.

Per la valutazione di t_c vengono proposte le seguenti relazioni:

$$Pasini \quad t_c = 6,48 \frac{\sqrt[3]{LA}}{\sqrt{i}} \quad (II-5)$$

con t_c in minuti, L , in km, lunghezza dell'asta principale della rete dal punto più lontano, A , in km², i in ‰.

$$\text{Ventura} \quad t_c = 7,63 \sqrt{A/i} \quad (\text{II-6})$$

con le stesse unità di misura della precedente.

Ancora sufficientemente valida per piccoli bacini (fino a 80 ÷ 100 ha) appare la relazione di *Kirpich* (1940), sempre per t_c in minuti:

$$t_c = 0,01945 \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385}, \quad (\text{II-7})$$

in cui L (m) lunghezza del corso d'acqua più lungo, Δh (m) dislivello tra la quota massima e quella della sezione considerata nel corso d'acqua. Questa relazione sembra si adatti per bacini in cui le pendenze non siano molto piccole.

La relazione di *Giandotti*, (1937):

$$t_c = \frac{\frac{30}{m} \sqrt{A} + 1,5 L}{0,8 \sqrt{\bar{h}}} \quad (\text{II-8})$$

in cui, con gli altri simboli noti, A in km², L in km, \bar{h} in m e t_c in ore: m (secondo *Aronica e Paltrinieri*^(*)) = 20,0 per terreni nudi, 7,5 per terreni coperti da erbe rade, 6,0 per boschi, 5,0 per terreni coperti da erbe fitte o prati permanenti (v. es., cap. 5).

(*) *Bonifica montana del comprensorio dell'Alto Simeto*. Quaderno n. 17 Casmez, Roma, 1954.

$$\text{Pezzoli (1970): } t_c = 0,055 L \sqrt{i} \quad (\text{II-9})$$

$$\text{Puglisi (1978): } t_c = 6 \frac{L_c^{0,667}}{\Delta h^{0,533}} \quad (\Delta h = \text{dislivello asta principale in m}) \quad (\text{II-10})$$

Secondo Ayres, ponendo $t_c = f(A)$ si dovrebbero avere i seguenti valori minimi, per $i = 5\%$

Area del bacino A (ha)	t_c (minuti)
12	9
20	12
40	17
80	23
120	29
200	41
320	60
400	75

Sembrano, infine, interessanti i seguenti dati comparativi di t_c , trovati da *Guggino Picone* (1961), relativi alla Sicilia

Tabella 21 ($t_c = \text{min}$)

Area del bacino A (ha)	Asta principale		<i>Ventura</i>	<i>Pasim</i>	<i>Giandotti</i>	<i>Kirpich</i>	<i>Ayres</i> (limite inferiore)
	L (m)	i (media (%))					
21	1010	0,28	66	73	231	39	13
53	980	10,90	17	16	42	9	--
85	1680	8,92	24	27	58	15	--
195	2300	4,00	53	53	110	(25)	40
350	2370	9,85	45	44	74	(22)	--

e da *Puglisi-Zanframundo* (1978) per 6 piccoli bacini del subappennino dauno (FG):

Tabella 22 ($t_c = \text{ore}$)

Area del bacino A (ha)	Asta principale		Valori osservati	Ventura	Glandotti	Kirpich	Pezzoli	Puglisi
	L (km)	i (media %)						
598	18	3,73	5,73	5,09	6,87	1,95	5,12	4,71
538	22	3,98	5,50	4,68	5,61	1,99	6,07	4,92
523	15	4,77	4,06	4,21	3,74	1,65	3,77	4,08
431	17	4,97	3,86	3,75	4,01	1,48	4,19	4,20
940	24	4,09	5,25	6,10	5,26	1,89	6,53	5,02
858	25	3,85	5,85	6,00	5,02	2,33	7,01	5,19

2.4. Idrogramma di piena

Un qualsiasi evento di piena, in corrispondenza di una sezione del bacino scolante, può essere rappresentato da un diagramma, in cui sull'ordinata è indicata la portata Q e sull'ascissa il tempo t . La funzione $Q(t)$ che definisce, appunto, le portate nel tempo si chiama *idrogramma di piena* (Fig. II-12 a).

Per una data pioggia, per esempio del mese di febbraio, con $K = 0,70$, secondo Puppini il 56% affluisce nella rete durante il tempo di pioggia t_p e quello di corrivazione t_c , il 14% dell'acqua che si infiltra nel terreno, per la metà affluisce nella rete in un tempo t_c e per l'altra metà in un tempo illimitato.

Nel corso dell'evento che dà luogo alla piena si possono distinguere tre fasi: una prima in cui la portata da zero cresce gradualmente (*fase di crescita o di concentrazione*) fino ad un massimo (sommità o *fase di colmo o fase di stanca*) ed infine decresce fino a ridursi a zero dopo un certo tempo dalla fine della pioggia (*fase di decrescenza o di esaurimento*).

Se si compone uno *ietogramma* (curva che dà l'intensità della pioggia in funzione del tempo) in tante piogge elementari di intensità $I_1, I_2, I_3, \dots, I_n$ e di durata $t_1, t_2, t_3, \dots, t_n$, costanti, si possono determinare gli *idrogrammi unitari*, relativi alla pioggia netta, e da questi l'idrogramma di piena (Fig. II-12 b).

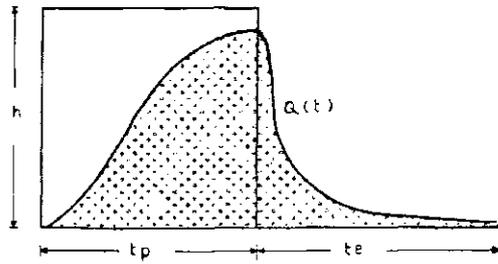


Fig. II-12.a - Esempio di andamento degli afflussi elementari h (supposti uniformi) e dei deflussi Q rispetto al tempo t ed a $K_2 = 0,70$

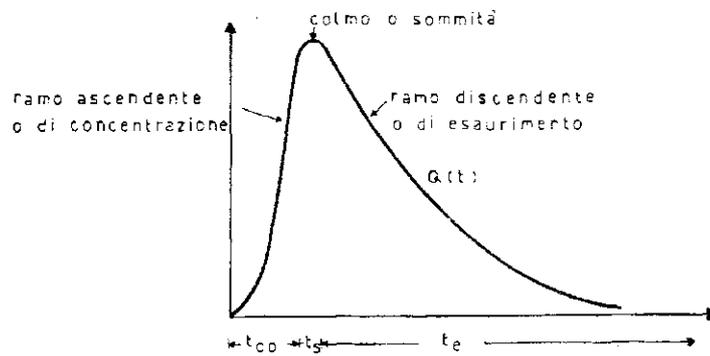
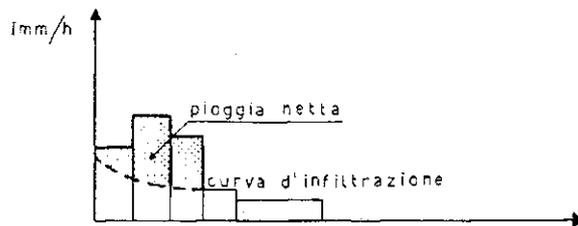


Fig. II-12.b - Schema di ietogramma e di idrogramma

3. COEFFICIENTE UDOMETRICO

3.1. Metodo cinematico

Se l'area di un bacino scolante è A (in ha), h è l'altezza di pioggia (in mm) e K (ossia K_1) è il coefficiente di deflusso, relativo al tempo $t_p + t_c$, il volume di acqua V (in m^3) caduto sull'area A è:

$$V = 10 h A$$

ed il volume integrale V_i che affluisce alla rete è dato da:

$$V_i = 10 K h A (m^3) \quad (II-11)$$

La portata media, durante il tempo di pioggia t_p e quello di corruzione t_c , sarà:

$$\bar{Q} = \frac{V_i}{t_p + t_c} = \frac{10 K h A}{t_p + t_c} \quad (II-12)$$

(m^3 /giorno) se i tempi sono espressi in giorni.

Ma, per il dimensionamento della rete occorre conoscere la portata massima Q : il rapporto Q/\bar{Q} si chiama *coefficiente di piena* e si indica con il simbolo ϱ .

$$\text{Pertanto si ha: } Q = \varrho \bar{Q} = \frac{10 K h \varrho A}{t_p + t_c} (m^3/\text{giorno}) \quad (II-13)$$

$$\text{Il valore di } \varrho = Q/\bar{Q} = \frac{t_p + t_c}{t_c} = 1 + t_p/t_c \text{ (per } t_p < t_c) \quad (II-14)$$

è compreso tra 1,01 e 2, anche quanto $t_p > t_c$ ($t_p + t_c/t_p$).

Viene ammesso (Ongaro, 1958) che il caso più temibile si ha quando $t_p = t_c$, ossia quando $\varrho = 2$.

Volendo esprimere la portata massima in l/s. ha, così come è di uso corrente, la relazione del *coefficiente udometrico* di Turazza (1879) risulta:

$$u = 0,1157 \frac{K h \varrho}{t_p + t_c} \quad (\text{II-15})$$

In generale il valore di h si ricava dalla relazione $h = at_p^n$, come già visto.

Il valore di u si riferisce, come è stato detto, ad un ettaro di superficie scolante; quando detto valore deve ricercarsi per le diverse sezioni di una rete e quindi risultante da diverse aree scolanti A è opportuno predisporre una *scala dei coefficienti udometrici*, tracciando su un sistema di assi cartesiani: sull'ordinata u e sull'ascissa l'area A . Si ottiene quindi che

$$u = f(A) \quad (\text{II-16})$$

Mangano ha trovato:

$$u = 36,6 A^{-1/3} \quad \text{per } h > 100 \text{ mm/giorno,} \quad (\text{II-17})$$

e
$$u = 31,6 A^{-1/3} \quad \text{per } h < 100 \text{ mm/giorno} \quad (\text{II-18})$$

3.2. Metodo dell'invaso

Laddove esiste, o si intende costruire, una rete di scolo, invece di considerare il tempo t_c , si può prendere in esame il volume di acqua accumulato a monte della sezione data, il quale contribuisce a determinare il moto dell'acqua nella rete: si ammette, così, un *principio di continuità dello stato di piena* nella rete idrografica.

Infatti, se la rete è a *funzionamento autonomo* (cioè senza vincoli di interruzione o di limitazione di portata) e *sincrono* (vale a dire che in tut-

ti gli elementi della rete si raggiunge contemporaneamente un medesimo stato idraulico), le caratteristiche dell'onda di piena, che attraversa la sezione data, al verificarsi di una pioggia di durata t_p e di altezza h , sono date da:

- a) p = portata affluente alla rete, tributaria alla sezione, dalla zona scolante nell'istante t ,
- b) q = portata defluente dalla zona scolante nell'istante t ,
- c) v = volume di acqua invasato.

Il principio di cui sopra si può quindi esprimere con l'equazione di continuità dello stato di piena in un generico istante t :

$$p dt = q dt + dv \quad (\text{II-19})$$

- a) $p = k I A$, ove k è il coefficiente di afflusso, I è l'intensità $= h/t_p$, A = area della superficie scolante.

$$\text{Ma } h = a t_p^n$$

$$\text{quindi: } p = k z \frac{h}{t_p} A = k z \frac{a t_p^n}{t_p} A = k a t_p^{n-1} A,$$

z = coefficiente di ragguaglio relativo all'area, che per piccoli bacini ≈ 1 .

- b) $q = \delta \omega^\alpha$ (scala di deflusso: v. parte I, 2.2.3.).

Com'è noto, δ è un parametro indipendente da q e da ω ma dipendente da i , da γ_B e dalla forma geometrica della sezione bagnata: α è un parametro dipendente solo dalla forma e dimensioni della sezione: per sezioni trapezic normali α è compreso tra $4/3$ e $5/3$, con valore più frequente $3/2 = 1,50$.

- c) $v = V \frac{\omega}{\Omega}$, cioè $\frac{v}{\omega} = \frac{V}{\Omega}$: vale a dire che per un generico tempo t esiste una certa dipendenza tra i valori istantanei del volume v invasato nella parte di rete a monte della sezione considerata e le condizioni

di riempimento, ossia dell'area bagnata ω della corrente in essa defluente: in linea di grande approssimazione $v = 200 \div 250 \text{ m}^3/\text{ha}$.

Lo sviluppo dell'equazione di continuità è piuttosto complesso e per semplificare le operazioni (soprattutto quelle relative al tempo di riempimento della rete) è opportuno far ricorso ad alcune tabelle riportate nei testi (per esempio: *Supino, Ongaro*).

La relazione finale per la determinazione del *coefficiente udometrico con il metodo dell'invaso*, detta *formula di Puppini* è, comunque, la seguente:

$$u = (30 \alpha + 60) n \frac{(k a)^{1/n}}{v^{1/n} - 1}, \quad (\text{II-20})$$

in cui:

α è il coefficiente angolare della scala di deflusso,

n è il coefficiente angolare della scala di possibilità pluviometrica,

a (in m/giorni) è l'altezza di pioggia all'origine di quest'ultima scala,

v è il volume unitario d'invaso in m^3/m^2 :

Il *Supino* (1947) ha proposto la relazione meglio approssimata:

$$u = (26 \alpha + 66) n \frac{(k a)^{1/n}}{v^{1/n} - 1} \quad (\text{II-21})$$

4. CENNI SUL CALCOLO DELLE PORTATE DI PIENA

4.1. Metodi analitici

La conoscenza del coefficiente udometrico, determinato in base al concetto sia del tempo di corrivazione sia dell'idrografia artificiale (volume di invaso), per il fatto stesso che fa riferimento ai fattori pluviometrici ed idraulici, si presta molto bene al calcolo delle portate di piena di piccoli comprensori e nei quali si tratta di progettare opere relative a reti idrauliche artificiali.

Il valore di u così determinato trova applicazione nella relazione $Q = u A$ riferita ad una data sezione del corso d'acqua a cui A è sottesa.

A parte i suddetti metodi detti "metodi italiani", nella letteratura anglo-sassone si fa usualmente riferimento, tra i metodi analitici, ad un cosiddetto *metodo razionale* in cui $Q = C.I.A.$ in m^3/s : C è un coefficiente adimensionale che tiene conto della riduzione di portata che si ha per effetto delle perdite su $I.A.$

C , dunque, è simile al coefficiente di deflusso K_2 in quanto si riferisce al contributo di piena dato dall'intera superficie del bacino, quindi con $t_p + t_c + t_e$.

Per C , gli stessi Autori americani danno valori compresi tra 0,18 (terreni ondulati, a bosco, con pendenza del 5-10%) e 0,72 (terreno montuoso, coltivato, con pendenza del 10-30%) (*Ramser, 1927*), ovvero, per tener conto anche dalla natura del terreno (*Frevert, 1955*), tra 0,10 (per terreni sabbiosi, pianeggianti, a bosco o a pascolo) a 0,82 (per terreni molto argillosi, montuosi e coltivati). Si tratta di dati ottenuti da misure effettuate su bacini americani compresi tra 0,5 e 50 ha.

La formula razionale ammette valori di C per prescelti tempi di ritorno t_r . Alcune applicazioni sono riportate da *Guggino-Picone (1967)*.

Tra i metodi analitici viene inserito anche quello basato sull'idro-

gramma unitario (Sherman, 1932) e, più recentemente, quello basato sull'uso dell'*idrogramma unitario istantaneo*.

Le portate di piena provocate da piogge di prescelte probabilità e durata, possono, infatti, essere valutate come portate al colmo degli idrogrammi di piena corrispondenti alle piogge medesime.

L'analisi dei dati raccolti in occasione di numerosi eventi di piena ha permesso di constatare che precipitazioni isolate, pressochè uniformi su tutto il bacino, di notevole intensità, di uguale durata t pari ad una frazione di t_c (che si assume come unità di tempo) provocano, in una data sezione, idrogrammi di piena che hanno *tempi di base* sempre uguali e che presentano sempre *la stessa legge di distribuzione dei deflussi nel tempo*.

Per gli approfondimenti, anche di altri metodi (per es.: grafici, probabilistici, dell'idrogramma unitario, di Snyder, ecc.), si rimanda ai testi specializzati di idrologia.

4.2. Metodi empirici

Sono usati per corsi d'acqua naturali aventi bacini di non piccola ampiezza A (km²).

a) *curve involucpo*

$$q = K A^\alpha \quad \alpha < 1 \text{ (in generale } 0,50 \div 0,75) \quad (\text{II-22})$$

Mongiardini (1959), su una precedente relazione di Marchetti ha posto:

$$q_{\max} = q_p \left(\frac{A}{100} \right)^{2/3} \quad (\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2) \quad (\text{II-23})$$

in cui: $q_p = C_r \bar{K} \bar{h}$

C_r = indice caratteristico della regione (per i bacini della Campania e della Puglia = 1,50 - bacini impermeabili - e 0,80 per quelli permeabili; per i bacini della Lucania e della Calabria = 1,90 - b. impermeabili - e 0,53 per quelli permeabili):
 \bar{K} = coefficiente di deflusso medio annuo (per es.: v. pubblicazione n 17 del Servizio Idrografico Italiano)
 \bar{h} = pioggia media del giorno piovoso, ossia il quoziente tra l'altezza di pioggia media annua (o del semestre ottobre-marzo) ed il numero medio dei giorni piovosi nell'anno (o nel predetto semestre).

b) *formule statistiche*

$$b.1 \cdot q = \frac{a}{A+b} + c \quad (II-24)$$

b.1a - Forti (1922)

$$q_{\max} = 2,35 \frac{500}{A+125} + 0,5 \quad (II-25)$$

(valida per piogge < 200 ÷ 250 mm nelle 24 ore) in cui $A = \text{km}^2$,

$$q_{\max} = \text{m}^3/\text{s}$$

b.2 - *Giandotti (1940)* (per l'Appennino Ligure)

$$I) q_{\max} = \frac{\lambda h \sqrt{\bar{h}}}{4 \sqrt{A + 1,5 L}} \quad (II-26)$$

$$\lambda = 166 \text{ per bacini fino a } 500 \text{ km}^2,$$

$$= 133 \text{ per } A = 500 \div 1000 \text{ km}^2,$$

$$= 100 \text{ per } A = 1000 \div 8000 \text{ km}^2,$$

$$\bar{h} = \text{altezza media del corso d'acqua (metri),}$$

$$h = \text{altezza della pioggia (metri).}$$

$$II) q_{\max} = \frac{532,5}{A+16,2} + 5 \quad (II-27)$$

b.3 - *De Marchi* (1939)

$$q_{\max} = 6 \frac{500}{A + 125} + 5 \text{ (per piogge di 400 mm in 12 ore) (II-28)}$$

b.4 - *Pagliari* (1936)

$$q_{\max} = \frac{2900}{90 + A} \text{ (valida per bacini fino a 1000 km}^2\text{) (II-29)}$$

b.5 - *Scimemi* (1928)

$$q_{\max} = \frac{600}{A + 10} + 1 \text{ (per bacini di "non grande estensione"). (II-30)}$$

5. ESEMPI RIEPILOGATIVI DI IDROLOGIA SUPERFICIALE

a) *Morfometria*: sia un piccolo bacino:

- di area $A = 200 \text{ ha} = 2 \text{ km}^2$;
- lunghezza del corso d'acqua principale $L = 1,4 \text{ km}$;
- pendenza media di detto corso d'acqua $i = 2\% = 0,02$;
- dislivello medio di detto corso d'acqua $= 28 \text{ m}$;
- altezza media $\bar{h} = 28 - 10 = 18 \text{ m}$ (= altitudine media \bar{H} di 28 m s.l.m. meno altitudine H alla sezione di misura di 10 m s.l.m.)
- $H \text{ max} = 38 \text{ m}$ s.l.m.; $H \text{ min} = 10 \text{ m}$ s.l.m.

b) *Pluviometria*

Dalla elaborazione dei dati altezza-durata delle piogge, risulta una *curva di probabilità pluviometrica*, per il I° caso critico (v. procedura Tab. 17)

$$h = 56,66 t_p^{0,223} \text{ (con } t_p = \text{ ore).}$$

Ne consegue che per $t_p = 24 \text{ ore}$, $h = 115,26 \text{ mm}$.

L'analisi statistica per la determinazione della *frequenza probabile* $F(x)$, pone:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-1/2 u^2} du$$

$$\text{(in cui, com'è noto, } u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma} \text{)}$$

Per la pioggia della durata di 24 ore in $N = 28$ anni: la media $\bar{x} = 1,63910$ (= $43,56 \text{ mm}$), lo scarto $\sigma = 0,19334$ (v. esempi precedenti).

Dalla Tab. 24 dei valori del predetto integrale di *Gauss* si può rilevare:

b.1 - con la frequenza di non superamento del 50% ($t_r = \frac{1}{0,50}$
= 2 anni)

$$F(x) = 0,50, \quad u = 0$$

perciò: $\log h = \bar{x} = 1,63910$, cioè, come già visto,
 $h = 43,56$ mm

b.2 - con $F(x) = 0,15866$ ($F(x) = 15,9\%$: $t_r = \frac{1}{0,159} = 6,29$ anni)
 $u = + 1,0$:

$$\text{pertanto: } x = \bar{x} + (u \cdot \sigma) = 1,63910 + (1,0 \cdot 0,19334) = 1,8324, \text{ ossia: } h = 67,99 \text{ mm}$$

b.3 - con $F(x) = 1 - 0,15866 = 0,841 = 84,1\%$, $u = - 1$
(v. nota nella Tab. 24),

si calcola:

$$x = \bar{x} - u \cdot \sigma = 1,63910 + (- 1,0 \cdot 0,19334) = 1,4458, \\ \text{ossia } h = 27,91 \text{ mm}$$

Con le tre coordinate (50 -- 43,56; 15,9 -- 67,99; 84,1 -- 27,91) è facile tracciare la retta di frequenza probabile di quella pioggia della durata di 24 ore (v. Fig. II-8).

Analogamente, dalla $F(x)$ in cifra tonda si ottiene u ed il valore di h :

$$\text{Per } F(x) = 20\% \text{ (} t_r = \frac{1}{0,20} = 5 \text{ anni), } u = 0,84134$$

$$\text{e } x = 1,63910 + (0,84134 \cdot 0,19334) = 1,80018, \\ \text{cioè: } h = 63,35 \text{ mm}$$

$$\text{Per } F(x) = 80\% \text{ (} t_r = \frac{1}{0,80} = 1,25 \text{ anni), } u = - 0,84134$$

$$\text{perciò: } x = 1,63910 + (- 0,84134 \cdot 0,19334) = 1,4764, \\ \text{cioè: } h = 29,95 \text{ mm}$$

valori che si possono, peraltro, rilevare sulla retta di frequenza di cui sopra.

Per $F(x) = 0,02 = 2\%$ ($t_r = \frac{1}{0,02} = 50$ anni), $u = 2,055$

$$x = 1,63910 + (2,055 \cdot 0,19334) = 2,0364$$

$$h = 108,75 \text{ mm}$$

Si prende questo dato per il calcolo del coefficiente udometrico per la rete di scolo. (È appena il caso di indicare che i 115,26 mm del punto b) si riferiscono a $F(x) = 1,44\%$, cioè ad un $t_r = \frac{1}{0,0144} = 69,2$ anni).

c) *Tempo di corrivazione t_c*

$$(Ventura) t_c = 0,1272 \frac{\sqrt{A}}{\sqrt{i}} = 0,1272 \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{0,02}} = 1,27 \text{ ore}$$

$$(Pasini) t_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{AL}}{\sqrt{i}} = 0,108 \frac{\sqrt[3]{2 \cdot 1,4}}{\sqrt{0,02}} = 1,08 \text{ ore}$$

$$(Giandotti) t_c = \frac{\frac{30}{m} \sqrt{A} + 1,5 L}{0,8 \sqrt{h}}$$

$$\text{per } m = 20 \text{ (terreno nudo)} t_c = \frac{\frac{30}{20} \sqrt{2} + (1,5 \cdot 1,4)}{0,8 \sqrt{18}} = 1,24 \text{ ore}$$

$$\text{per } m = 7,5 \text{ (ter. parz. coperto)} t_c = \frac{\frac{30}{7,5} \sqrt{2} + (1,5 \cdot 1,4)}{0,8 \sqrt{18}} = 2,29 \text{ ore}$$

d) *Coefficiente udometrico u*

$$\text{d.1 - (Turazza) } u = \frac{1000 \cdot 10}{3600} \frac{h K q}{t_p + t_c} ;$$

$$c \quad \frac{Q_{\max}}{Q} = \frac{t_p + t_c}{t_p} \text{ (per } t_p > t_c) = 1 + \frac{2,29}{24} = 1 + 0,095 = 1,095$$

$$\text{per } t_c = 2,29, u = 2,778 \frac{108,75 \cdot 0,70 \cdot 1,095}{24 + 2,29} = 8,80 \text{ l/s.ha}$$

d.2 - (Metodo dell'invaso)

$$u = (30 \alpha + 60) n \frac{(k \cdot a)^{1/n}}{v^{1/n - 1}}$$

$$\text{per } \alpha = \frac{3}{2} = 1,5; \quad n = 0,223; \quad k = 0,56 (= 0,70 \cdot 0,14):$$

$$v = 300 \text{ m}^3/\text{ha} = 0,03 \text{ m}^3/\text{m}^2; \quad a = 0,0566 \text{ (metri)}$$

$$u = (30 \cdot 1,5 + 60) 0,223 \frac{(0,56 \cdot 0,0566)^{4,48}}{0,03^{3,48}} = 23,415 \cdot 0,038$$

$$u = 0,90 \text{ l/s.ha}$$

$$\text{Per } v = 0,015 \text{ m}^3/\text{m}^2, \quad u = 10,03 \text{ l/s.ha}$$

La pioggia più grave che la rete può sopportare, senza che sia superato lo stato idraulico connesso con u, v e k , (Puppini, 1945-46 e Ongaro, 1958), per $0,25 \leq n \leq 0,50$, sarebbe:

$$\text{-- in durata (giorni) } t_p = (300,82 n - 4,63) \frac{v}{u} =$$

$$(300,82 \cdot 0,223 - 4,63) \cdot \frac{0,03}{0,90} = 2,08 \quad (= 50 \text{ ore}):$$

- in altezza (metri) $h = (1,52 n + 0,91) \cdot \frac{v}{k} = (1,52 \cdot 0,223 + 0,91)$

$$\frac{0,03}{0,56} = 0,0678 (= 67,8 \text{ mm}).$$

e) *Portata di massima piena*

- (Giandotti): $Q_{\max} = \frac{\lambda h \sqrt{\bar{h}}}{\frac{30}{m} \sqrt{A} + 1,5 L} \quad (\lambda = 166 \text{ per i piccoli bacini: } \bar{h} = \text{metri})$

$$Q_{\max} = \frac{166 \cdot 0,10875 \sqrt{18}}{\frac{30}{7,5} \sqrt{2} + 1,5 \cdot 1,4} = \frac{76,59}{7,75} = 9,88 \text{ m}^3/\text{s}$$

- (coefficiente udometrico, da d.1):

$$Q_{\max} = \frac{u \cdot 200}{1000} = \frac{8,80 \cdot 200}{1000} = 1,76 \text{ m}^3/\text{s}$$

6. IDROLOGIA SOTTERRANEA

6.1. Generalità

Le acque sotterranee possono interessare la zona più prossima alla superficie del suolo, ossia lo *strato di terreno aerato* o non saturo, sotto forma di "umidità" e gli strati più profondi in cui tutti gli interstizi sono occupati dall'acqua: sono questi strati quelli più propriamente interessati alle acque sotterranee.

Gli strati dotati di interstizi, sono atti, quindi, a contenere acqua "immagazzinata" e se sono permeabili, con un minimo di continuità, possono consentire anche il movimento dell'acqua: usualmente le formazioni geologiche (sabbie, arenarie, calcari porosi, ecc.) dotate di ambedue dette caratteristiche vengono indicate "acquifere".

Le acque, contenute in un "acquifero", in movimento o in quiete, delimitate tra due superficie, di fondo (*impermeabile*) e superiore (*superficie di falda*) costituiscono una *falda acquifera*, nella quale si ha una certa distribuzione delle pressioni.

Quando la superficie di falda è a contatto con la zona di aerazione (dove la pressione è uguale a quella atmosferica), si ha il tipo di *falda libera* o *freatica*: in questo caso la separazione tra la zona di saturazione (falda) e la zona di aerazione (non satura) è costituita da una *frangia capillare*, in cui la forza di gravità è bilanciata dalla tensione superficiale⁽⁴⁾.

⁽⁴⁾ Indicando con d il diametro dei capillari (cm), ρ la massa volumica dell'acqua, g l'accelerazione di gravità e con σ_s la tensione superficiale dell'acqua (dine/cm = mN/m) (σ_s a 0°C = 75,60 - v. Tab. 1). Per acqua a 15°C si può assumere $\sigma_s = 73,49$ dine/cm = 0,0735 N/m = 0,0735 kg/s². L'altezza h della risalita capillare può essere calcolata approssimativamente dalla seguente relazione:

$$h = 4\sigma_s/g\rho d$$

Pertanto, per $\sigma_s = 73,49$, $4\sigma_s/g\rho = 0,30$ cm².
Se, per esempio, $d = 0,05$ cm, si avrà:

$$h = 0,30/d = 0,30/0,05 = 6 \text{ cm.}$$

La falda libera può essere alimentata, verticalmente, direttamente dall'acqua di percolazione dallo strato superiore ed è soggetta a movimenti capillari e quindi a perdite per evaporazione. Detta falda, pertanto, può integrare il contenuto di umidità della zona aerata, vale a dire della zona esplorata dalle radici.

Quando la superficie superiore è impermeabile, la falda è soggetta ad una pressione maggiore di quella atmosferica e viene chiamata *falda in pressione o artesianiana*.

La falda in pressione può avere solo alimentazione orizzontale.

Tenendo conto, poi, delle caratteristiche dello strato "acquifero" le acque possono essere:

- *filtranti*, a pelo libero o in pressione, quando la circolazione avviene in *rocce permeabili "in piccolo"* (sabbie, ghiaie, ecc.) o *porose* (tufi, arenarie, ecc.);
- *carsiche*, quando la circolazione, in quantità anche considerevole, avviene attraverso vere e proprie cavità, sia a pelo libero sia in pressione (*sifoni*), il cui regime si riconduce a quello delle acque superficiali;
- *di fessurazione*, quando la circolazione avviene in *rocce permeabili "in grande"*, a pelo libero o in pressione, con regime compreso tra quello delle acque filtranti e quello delle acque superficiali.

Le acque sotterranee possono riapparire in superficie:

- naturalmente: *sorgenti*,
- artificialmente: *pozzi*.

6.2. Moto dell'acqua nei terreni filtranti

Il moto dell'acqua nel suolo (nella Fig. II-13 è riportata una rappresentazione schematica dell'acqua nel suolo in relazione alle sue condizioni di movimento) si verifica, in sostanza, quando la forza agente su

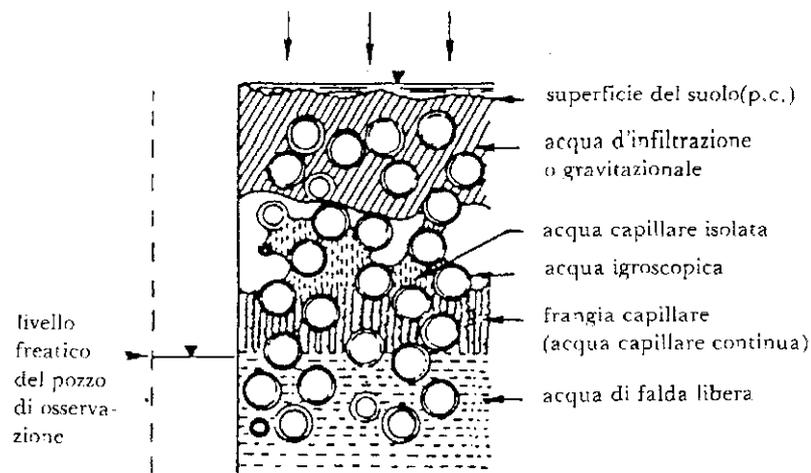


Fig. II-13 - Rappresentazione schematica dell'acqua nel suolo in relazione alle sue condizioni di movimento

ciascun elemento di essa (per es. di volume) prevale sulla resistenza opposta dagli interstizi dello stesso suolo.

La forza di cui sopra è rappresentata:

- dalla forza gravitazionale, che tende a far cadere l'elemento considerato ad una quota più bassa rispetto a quella di partenza;
- dalla forza dovuta alla differenza di pressione idrostatica tra differenti punti del sistema acqua-suolo e che tende a far muovere l'elemento da una zona di più alta ad una di più bassa pressione.

Il potenziale ψ (lavoro compiuto da una quantità unitaria di acqua in movimento), rispetto un piano orizzontale di riferimento z_0 scelto arbitrariamente, è dato (Childs, 1962) per l'unità di volume e con i simboli già noti, da:

$$\psi_v = p + g \varrho z, \text{ per } p = g \varrho h, = g \varrho (h + z), (h = \text{altezza piezometrica})$$

$$(\psi_v = [M/Lt^2])$$

(considerando trascurabile l'energia cinetica), ovvero, rispetto all'unità

di massa:

$$\psi_M = \psi_v/\rho = p/\rho + gz = g(h + z)$$

($\psi_M = [L^2/t^2]$), infine, se si adotta l'unità di peso:

$$\psi_p = \psi_v/g\rho = \frac{p}{g\rho} + z = h + z \quad (\psi_p = [L]).$$

In pratica, con riferimento alla unità di peso, ψ_p rappresenta il carico idraulico, ossia la distanza tra la quota raggiunta dall'acqua nel piezometro ed il piano di riferimento prescelto.

Nella Fig. II-14 è rappresentato un esempio schematico di andamento delle linee equipotenziali, per $\psi = f(y)$, quando nel terreno saturo è praticata una cavità cilindrica nella quale il livello dell'acqua scende ad $1/3$ della sua altezza.

Il movimento dell'acqua attraverso gli ammassi filtranti avviene con valori di $N_R = \frac{\rho V d}{\eta}$ molto piccoli (generalmente, tra 5 e 200, frequentemente minore di 60). Ossia, tale moto è a carattere *laminare* o viscoso.

Darcy (1856), con l'impiego di un cilindro verticale, alto 2,50 m e del diametro interno di 0,35 m, riempito di sabbia per una certa altezza e con carico costante di acqua, ha verificato sperimentalmente tale legge ed ha trovato la relazione esistente tra la velocità media U e la pendenza piezometrica o pendenza "motrice" i (data, com'è noto, dal rapporto tra la differenza di carico Δh tra due superfici che distano tra loro L : $i = \Delta h/L$):

$$\frac{Q}{t} = K \Omega \frac{\Delta h}{L} (= K \Omega \frac{\psi_2 - \psi_1}{L}) \quad (Q \text{ è qui intesa come quantità di acqua}).$$

Quindi, per unità di area Ω :

$$U = K \frac{\Delta h}{L}, \text{ ossia: } U = K i \quad (\text{II-31})$$

La velocità media U è *apparente* o *fittizia*, ossia, si considera che il

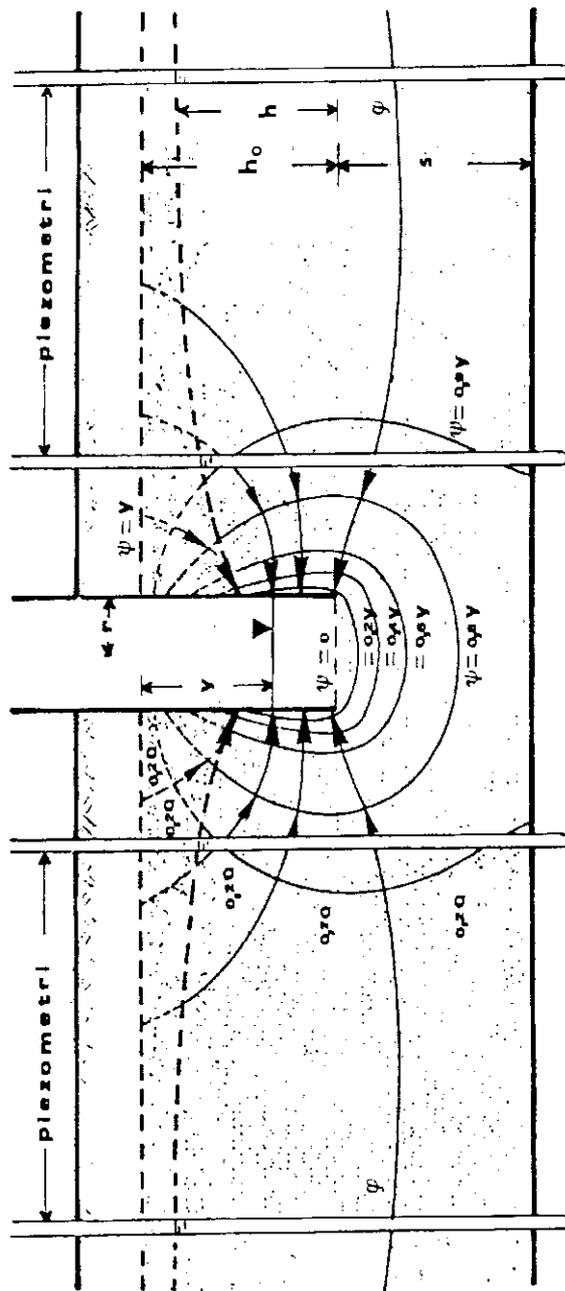


Fig. II-14 - Esempio schematico di andamento delle linee equipotenziali ψ nel caso in cui $v = 2/3 h_0$

movimento avvenga in misura uniforme nella intera superficie attraversata dall'acqua, comprendendo, cioè, anche la superficie occupata dagli elementi solidi.

La velocità effettiva nei pori è evidentemente maggiore ed è data dal rapporto tra la velocità media U e la porosità del mezzo p (uguale al rapporto percentuale tra il volume dei pori o interstizi V_i ed il volume apparente del suolo V_a).

K è un *coefficiente di proporzionalità*, che in un ammasso omogeneo ed isotropo ha valore costante, con dimensioni di velocità $[\frac{L}{t}]$ e rappresenta la *conducibilità idrica* del terreno o *conducibilità idraulica* o, secondo altri, *coefficiente di filtrazione*.

In altre parole, la conducibilità idrica K rappresenta la velocità con la quale l'acqua, di massa volumica ρ e viscosità dinamica η attraversa lo strato filtrante con una pendenza piezometrica $\frac{\Delta h}{L} = 1$, ossia quando la linea piezometrica è inclinata di 45° , rispetto a quella orizzontale ⁽⁵⁾.

$$\text{Perciò: } K = k^* \frac{\rho}{\eta} \quad (\text{II-32})$$

k^* rappresenta un coefficiente parziale di K , ed è chiamato *coefficiente di permeabilità intrinseca* o *geometrica*.

$$k^* = c d^2$$

in cui c è un parametro adimensionale (*fattore di forma*) dipendente dalla forma geometrica e dalla struttura interna del mezzo poroso e d è il diametro medio delle particelle solide.

⁽⁵⁾ η a 2°C è 1,7 volte maggiore che a 20°C , quindi durante la stagione calda K è maggiore rispetto a quella fredda.

Sovente la formula generale di *Darcy* viene posta nella forma:

$$U = - K \frac{\Delta h}{L} \quad (\text{II-30})$$

oppure: $U = - K \text{ grad } \psi \quad (\text{II-30}')$

introducendo il segno meno per avere una velocità positiva della direzione del carico "motore" (o *gradiente del potenziale* ψ) decrescente.

Il valore di K viene espresso, in genere, in cm/s o m/giorno, per esempio, a titolo del tutto indicativo, per particelle solide di diametro omogeneo, K è uguale a (*C. Slichter*, 1898):

	d (mm)	K (m/giorno)	
fango	0,01	0,016	(molto piccola),
sabbia finissima	0,06	0,57	(media),
sabbia fine	0,2	6,30	(da grande a
sabbia grossa	1,0	155,52	molto grande).

Nel caso più comune, di materiale di dimensioni eterogenee, si determina il diametro efficace d_e (cioè quella della maglia del crivello che trattiene il 90% in peso del materiale) e si pone, empiricamente:

$$K = C d_e^2$$

Per d_e in cm, $K = \text{m/s}$, C varia da 45,8, per sabbie argillose, a 142 per sabbie pure (*A. Hazen*, 1892, 1901): mediamente 116.

Per altre formule si rimanda ai testi, per es., di *H. Schoeller* (1962), *G. Castany* (1967) e di *E.C. Childs* (1969).

6.3. Misura della conducibilità idrica

A parte i metodi di laboratorio, sembra qui sufficiente accennare ai seguenti *metodi di campo*:

a) *Metodo della trivella* (Diserens, 1934, Hooghoudt, 1936, Kirkham, 1945-55, Ernst, 1959, ecc.).

Si basa su un foro scavato con una trivella fino ad una certa profondità al di sotto della superficie di falda. Dopo aver creato un abbassamento della falda, con il pomaggio, o con un recipiente, si misura la risalita dell'acqua Δy , durante un periodo Δt , con un galleggiante ed una scala graduata (Fig. II-15).

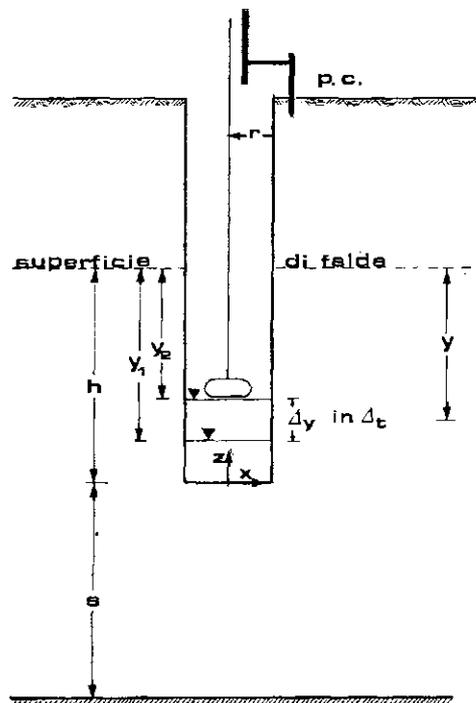


Fig. II-15 - Misura della conducibilità idrica in terreno saturo con il metodo "della trivella"

A condizione che la risalita Δy sia più piccola dell'abbassamento iniziale y_1 ($\Delta y \leq 1/4 y_1$), è valida la seguente formula (per profilo omogeneo):

$$K = Cf \frac{\Delta y}{\Delta t} \quad (\text{II-33})$$

y_1 = distanza tra la falda freatica ed il livello dell'acqua nel foro all'inizio della misura:

y = abbassamento medio $y_1 - 1/2 \Delta y$;

h = profondità del foro al di sotto della falda:

s = profondità dello strato permeabile al disotto del foro;

r = raggio del foro.

Il coefficiente Cf , della II-33, dipende dai valori di y , h , s ed r . Indicando y , h , s , r e Δy , in cm e Δt in secondi, $K = \text{m/giorno}$, si ha, secondo *Ernst*:

$$Cf = \frac{4000}{(20 + h/r)(2 - y/h)} \frac{r}{y},$$

ovvero, moltiplicando per r :

$$Cf = \frac{4000 r^2}{(h + 20 r)(2 - y/h) y} \quad \text{per } s \geq 0,54 r, \geq \frac{1}{2} h \quad (\text{II-34})$$

$$e \quad Cf = \frac{3600 r^2}{(h + 10 r)(2 - y/h) y} \quad \text{per } s = 0 \quad (\text{II-35})$$

Hooghoudt dà la seguente relazione:

$$K = \frac{2,3 r S}{(2h + r) \Delta t} \log \frac{y_1}{y_2} \quad (\text{II-36})$$

in cui:

K = m/giorno;

r = raggio interno del cilindro (m);

h = profondità del cilindro immerso nella falda (m):

$S = \frac{r \cdot h}{0,19}$ (m) :

Δt = intervallo di tempo (in secondi);

y_1 = altezza dell'acqua nel cilindro all'inizio dell'intervallo Δt ;

y_2 = altezza dell'acqua nel cilindro dopo Δt .

Il *fattore di forma Cf* della II-33 è deducibile, per un certo numero di casi, da appositi abacchi dello stesso *Ernst. Boast e Kirkham* (1971), posto $Cf = \frac{864 \pi r}{A/r y}$ (da cui $A/r = Q/kyr$), hanno tabulato i rispettivi valori per numerose variazioni dei parametri geometrici. Nella Tab. 23 si riportano i valori per le più ricorrenti caratteristiche geometriche (i simboli hanno il significato indicato in precedenza).

Ulteriori esperienze (*Matarrese*, 1979) hanno mostrato che detto fattore *Cf* dev'essere integrato da un *fattore di riempimento* (f_R) per tenere conto della influenza esercitata dal grado (o indice) di riempimento (I_R) della buca.

Per $I_R \leq 70\%$, la relazione finale diventa perciò:

$$K = \frac{864 \pi r}{A/r} \frac{\ln (y_1/y_2)}{t}, \quad (\text{II-37})$$

oppure:
$$K = \frac{864 \pi r}{A/r} \frac{\ln (y_1/y_2)}{t_2 - t_1} \quad (\text{II-38})$$

Il valore di A/r , per un campo molto esteso del rapporto h/r , si può rilevare, in misura approssimativa, dalla Fig. II-16.

Tuttavia, nel caso che la buca sia protetta, da eventuali smottamenti della parete, con un *tubo perforato* (di lamiera metallica o di

Tabella 23 - Valori di C_f nella relazione $K = C_f \left(-\frac{\Delta y}{\Delta t} \right)$; $\Delta y/\Delta t$ è misurato in cm/s che moltiplicato per C_f dà il valore di K in m/d

acqua nella cavità cilindrica	h/r	s/h								
		0,00	0,05	0,10	0,20	0,50	1,00	2,00	5,00	∞
0 (vuota)	1	447,-	423,-	404,-	375,-	323,-	280,-	264,-	255,-	254,-
1/4	"	469,-	450,-	434,-	408,-	360,-	324,-	303,-	292,-	291,-
1/2	"	555,-	537,-	522,-	497,-	449,-	411,-	386,-	380,-	379,-
0	2	186,-	176,-	167,-	154,-	134,-	123,-	118,-	116,-	115,-
1/4	"	196,-	187,-	180,-	168,-	149,-	138,-	133,-	131,-	131,-
1/2	"	234,-	225,-	218,-	207,-	188,-	175,-	169,-	167,-	167,-
0	5	51,9	48,6	46,2	42,8	38,7	36,9	36,1	35,8	
1/4	"	54,8	52,0	46,9	46,8	42,8	41,0	40,2	40,0	
1/2	"	66,1	63,4	61,3	58,1	53,9	51,9	51,0	50,7	
0	10	18,1	16,9	16,1	15,1	14,1	13,6	13,4	13,4	
1/4	"	19,1	18,1	17,4	16,5	15,5	15,0	14,8	14,8	
1/2	"	23,3	22,3	21,5	20,6	19,5	19,0	18,8	18,7	
0	20	5,91	5,53	5,30	5,06	4,81	4,70	4,66	4,64	
1/4	"	6,27	5,94	5,73	5,50	5,23	5,13	5,10	5,08	
1/2	"	7,67	7,34	7,12	6,88	6,60	6,48	6,43	6,41	
0	50	1,25	1,18	1,14	1,11	1,07	1,05	1,04		
1/4	"	1,33	1,27	1,23	1,20	1,16	1,14	1,13		
1/2	"	1,64	1,57	1,54	1,50	1,46	1,44	1,43		
0	100	0,37	0,35	0,34	0,34	0,33	0,32	0,32		
1/4	"	0,40	0,38	0,37	0,36	0,35	0,35	0,35		
1/2	"	0,49	0,47	0,40	0,45	0,44	0,44	0,44		

Esempio di uso della Tabella:

posta la cavità cilindrica di $h = 30,0$ cm e $r = 6,0$ cm:

$h/r = 30/6 = 5$; lo strato impermeabile si trova ad una profondità s tale che $s/h > 5$; per la cavità riempita per 1/4, $C_f = 40,0$.

Per una risalita dell'acqua nella cavità $\Delta y/\Delta t = 0,08$ cm/s, $K = 0,08 \cdot 40 = 3,200$ m/d.

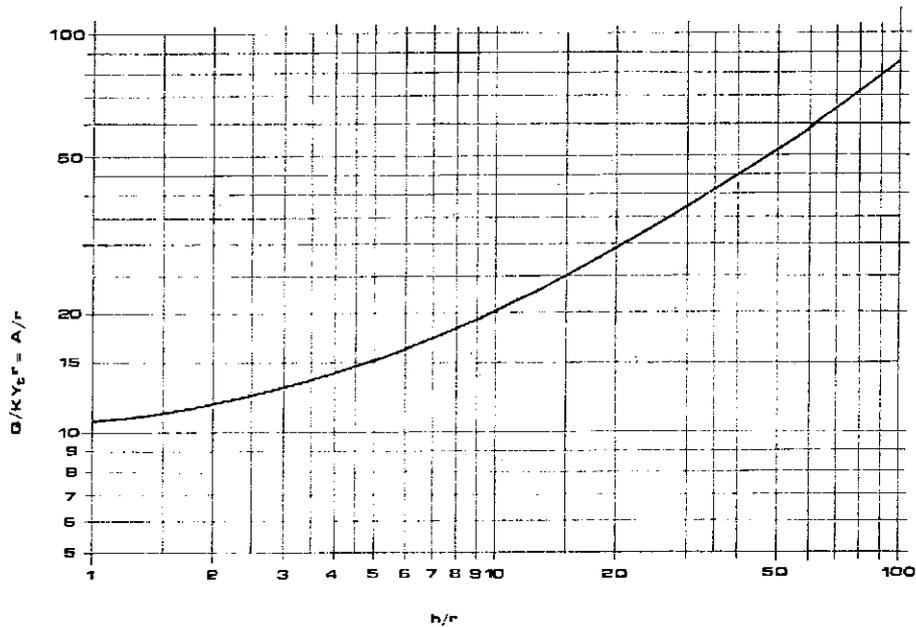


Fig. II-16 - Relazione tra h/r e A/r

PVC, per esempio), si manifesta, a parità degli altri parametri, un aumento di $\Delta y_i/t$ o dy/dt , in conseguenza della contrazione dei filetti liquidi nelle perforazioni stesse. Occorre, quindi, (Matarrese, 1980) moltiplicare la II-37 e la II-38 con un fattore < 1 ($= d_e/d_n \cdot n \cdot A/r/2\pi = m \cdot A/r/2\pi$; in cui d_e = diametro effettivo dei fori, d_n = diametro nominale, pari al rapporto tra la circonferenza del tubo perforato ed il numero delle file dei fori, n = numero ragguagliato unitario dei fori, pari alla radice quadrata del prodotto tra il numero dei fori per unità di superficie del tubo ed il numero delle file verticali).

La relazione finale, in dette condizioni $\left(\frac{\pi \cdot mA/r}{A/r \cdot 2\pi} = \frac{m}{2} \right)$,

può essere così semplificata:
$$K = \frac{864 \tau m}{2} \frac{\ln(y/y_i)}{t},$$

oppure:
$$K = \frac{864 \, rm}{2} \frac{\ln(y_1/y_2)}{t_2 - t_1}$$

Per esempio: per $d_e = 0,5 \text{ cm}$, $d_n = 0,625 \text{ cm}$ ed $n = 1,8$, il *fattore di convergenza* $m = \frac{0,50}{0,625 \cdot 1,8} = 0,445$.

b) *Metodo piezometrico* (Kirkham, 1946, Luthin e Kirkham, 1949, Johnson et al 1952, Bouwer e Rice, 1976, Dagan, 1978, ecc.)

Anche questo metodo richiede, naturalmente, la creazione di un foro fino ad una certa profondità al disotto della superficie di falda. Detto foro è protetto da un tubo piezometrico fino a 10-15 cm sotto la superficie di falda (Fig. II-17).

Se l'altezza della parte libera del foro ($h - a$) è grande in rapporto al raggio del foro ($10 \div 12 \text{ cm}$) le linee di corrente sono presso a poco orizz.

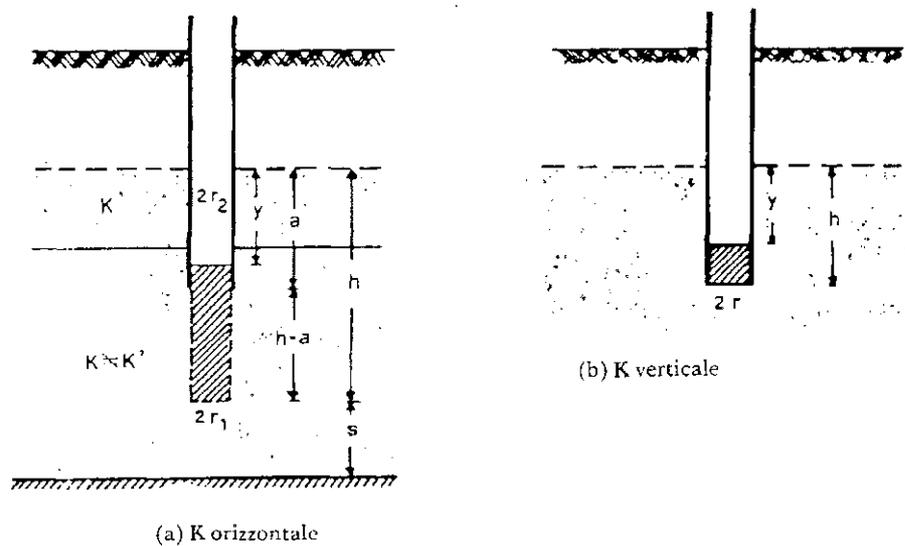


Fig. II-17 - Misura della conducibilità idrica K con il metodo "piezometrico"

zontali. In questo caso la conducibilità idrica misurata è, appunto, quella orizzontale.

Se, invece, si protegge tutto il foro con il tubo, in modo che l'acqua possa risalire solo dal fondo, si misura grosso modo la conducibilità idrica verticale.

Per misurare la conducibilità nelle due componenti, verticale ed orizzontale, dopo aver abbassato la falda, si misura la risalita del livello dell'acqua Δy , o la portata Q , stabilendo questo livello a una certa profondità al disotto della falda.

A condizione che il valore L sia più grande di $1/2 (h - a)$, la misura della conducibilità idrica è data da (*Luthin e Kirkham*):

$$K = \frac{\pi r^2}{Ay} \frac{\Delta y}{\Delta t} \quad (\text{II-39})$$

o,

$$K = \frac{Q}{Ay} \quad (\text{II-40})$$

Il fattore A dipende dal diametro interno del piezometro e dal valore h/r (le relazioni tra questi valori si possono rilevare da appositi abachi riportati da *Van Hoorn*).

Porchet, infine, dà la seguente formula:

$$K = \frac{3 Q}{\Delta (2H - \Delta)} \quad (\text{II-41})$$

con

$$Q = \frac{\pi r^2 (\Delta_0 - \Delta_1)}{t_1 - t_0} \quad (\text{II-42})$$

in cui:

H = altezza dello strato acquifero;

$\Delta = y_1$ della (II-36); $t_1 - t_0 =$ intervallo di tempo Δt .

6.4. Misura della portata dei pozzi

Nel caso di un *pozzo cilindrico verticale*, di diametro D , che attraversa interamente la *falda libera o freatica*, ossia alimentato da uno strato filtrante limitato superiormente dalla superficie di falda ed inferiormente da uno strato impermeabile orizzontale, la portata del pozzo è data da:

$$Q = \frac{\pi K (H^2 - h_o^2)}{\ln \left(2 \frac{R}{D} \right)} \quad (\text{Dupuit}) \quad (\text{II-43})$$

ovvero:

$$Q = \pi K \frac{(h^2 - h_1^2)}{\ln \left(2 \frac{x}{D} \right)} \quad (h_1 > h_o) \quad (\text{II-44})$$

in cui H è lo spessore della falda in regime indisturbato, h_o è l'altezza dell'acqua nel pozzo a regime, (o meglio l'altezza della falda h_1 lungo la circonferenza del pozzo) x è il raggio di depressione riferito ad h ed R è il raggio di depressione riferito ad H (Fig. II-18).

L'equazione della *curva piezometrica di depressione, per la falda libera*, è:

$$h^2 = H^2 \left[\frac{h_o^2}{H^2} + \left(1 - \frac{h_o^2}{H^2} \right) \right] \frac{\ln \left(\frac{2x}{D} \right)}{\ln \left(\frac{2R}{D} \right)} \quad (\text{II-45})$$

oppure, con riferimento ad un piano di coordinate x, y , (sempre per linee di flusso convergenti), per $y = h$:

$$h^2 - h_o^2 = (H^2 - h_o^2) \frac{\ln (x/r)}{\ln (R/r)}$$

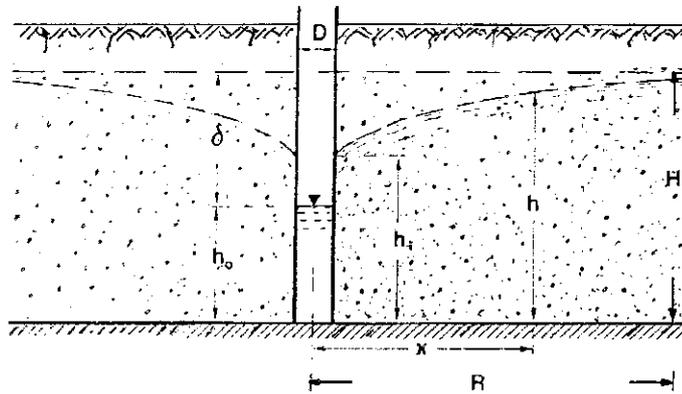


Fig. II-18 - Schema di un pozzo cilindrico verticale in falda libera con fondo costituito da uno strato impermeabile orizzontale

Approssimativamente, per un valore medio di $\pi/\ln(2R/D)$ = 0,50, si ha:

$$Q = 0,5 K (H^2 - h_0^2) \quad (\text{II-46})$$

Nel caso di un pozzo cilindrico verticale, di diametro D , alimentato da uno strato filtrante, di altezza a , compreso tra due strati impermeabili (pozzo artesiano), (Fig. II-19), si ha:

$$Q = 2 \pi K a \frac{(H - h_0)}{\ln\left(2 \frac{R}{D}\right)} \quad (\text{II-47})$$

oppure:

$$Q = 2 \pi K a \frac{(h - h_0)}{\ln 2x - \ln D} \quad (\text{II-48})$$

con i simboli noti: H = potenziale in falda indisturbata, a R , h_0 il carico

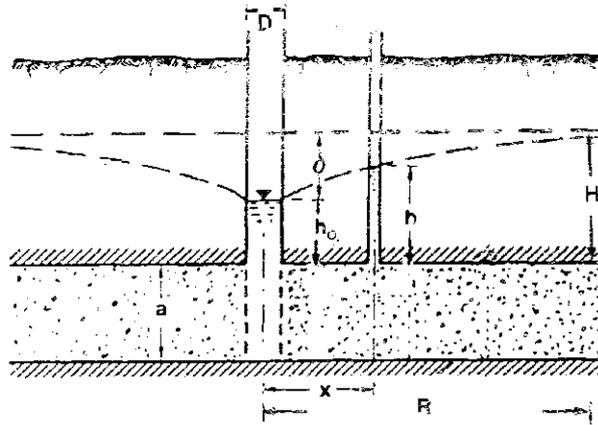


Fig. II-19 - Schema di un pozzo cilindrico verticale in falda in pressione di altezza a

idraulico realizzato nel pozzo, h = quota piezometrica alla distanza x dal pozzo. Più approssimativamente si può porre:

$$Q = K a \delta \quad (\text{II-49})$$

in cui l'abbassamento $\delta = H - h_0$.

Il raggio d'azione R aumenta con la conducibilità idrica K e con il tempo t :

$$\ln R = \frac{Q}{\pi K (H^2 - h^2)} + \ln r \quad (\text{II-50})$$

oppure (*Dupuit*):

$$R = \sqrt{\frac{6 H K t}{\mu}} \quad (\text{II-51})$$

in cui μ = porosità efficace, K in m/s, H in m, R in m e t , tempo di pompaggio, in s ⁽⁶⁾.

Per falde in pressione (Fig. II-19), con linee di flusso convergenti, la curva di depressione è data da:

$$h - h_0 = (H - h_0) \frac{\ln(x/r)}{\ln(R/r)}$$

(6) Nel campo della idrodinamica delle falde, particolarmente di quelle a regime variabile, un ruolo importante è attribuito alla cosiddetta "porosità di drenaggio" μ , considerata una costante caratteristica di ogni tipo di suolo, quando è costante la capacità idrica di campo.

È definita come il volume di acqua che può essere drenato (regolarmente e lentamente) da una unità di volume di suolo saturo quando la pressione dell'acqua decresce rispetto a quella atmosferica (Childs, 1969). Il coefficiente μ viene anche indicato (Cuyon, 1973) come il tasso volumico unitario di acqua abbandonata (per percolazione e gocciolamento) dai pori del suolo quando questi sono tutti occupati dall'acqua: esso rappresenta, perciò, una parte della "macroporosità" (porosità totale - porosità di ritenzione), ovvero: la differenza tra la capacità idrica massima e la capacità idrica di campo. Riferendosi alla tensione (pressione negativa): μ è uguale alla differenza tra la quantità di acqua di saturazione ($\mu = 0$) e quella ad una data tensione; rappresenta, in definitiva, la quantità di acqua che riempie o svuota i pori, man mano che cambia la posizione altimetrica della superficie di falda ^(*), a condizione che l'acqua del suolo sia in equilibrio: il che vuol dire che l'acqua, dopo la percolazione o il drenaggio naturale, è "trattenuta" dal terreno e "resiste" al movimento, così come più avanti accennato. Si ricorda, peraltro, che il potenziale capillare, a differenti livelli, è uguale alla differenza tra questi livelli e quello della falda. Perciò, per un'altezza z di -100 cm (-0,1 bar: grosso modo pari alla tensione alla quale corrisponde la capacità idrica di campo), supposto una capacità idrica massima del 29,3 (% del peso del terreno secco) ed una capacità idrica di campo del 10,04 (% del peso del t.s.) la porosità di drenaggio sarà:

$$\mu = (29,3 - 10,04) = 19,26\% \text{ riferito al terreno secco, ovvero, per una massa volumica apparente del terreno secco} = 1,38 \text{ g/cm}^3$$

$$\mu = (0,293 \cdot 1,38) - (0,1004 \cdot 1,38) = 0,26 \text{ riferito all'unità di volume totale.}$$

In mancanza di più precisi dati, può essere utile la curva, riportata nella Fig. II-20, rappresentante la relazione generale tra μ e K . Detta curva è stata adattata da quella pubblicata da L.D. Dumm. (Trans. of the ASAE, 1964, pagg. 142-146 e 151).

(*) In sostanza, la porosità di drenaggio ("specific yield" o "specific porosity" = capacità differenziale d'invaso della falda o capacità specifica di immagazzinamento, Cavazza, 1981) varia con la distanza della falda stessa dal cosiddetto piano campagna.

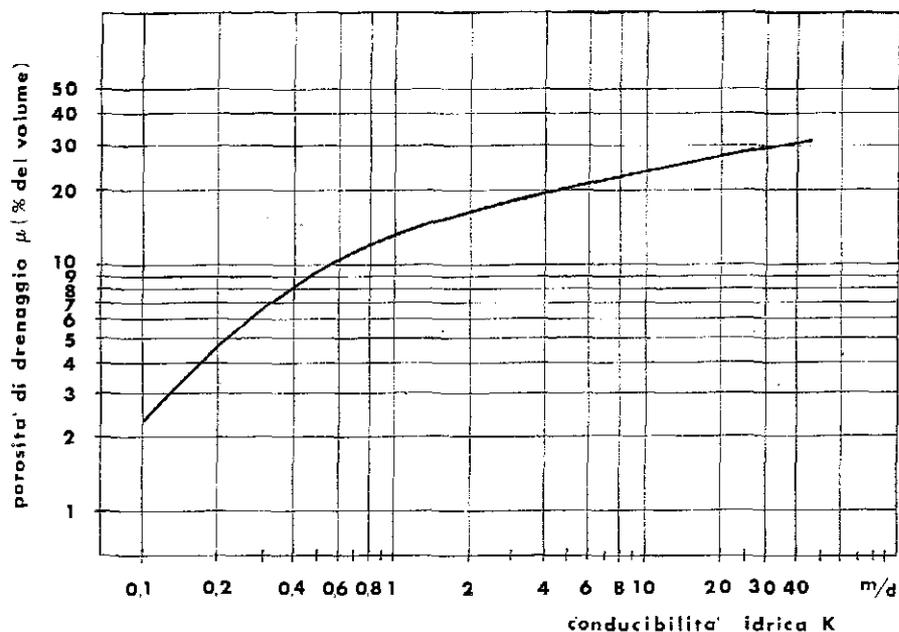


Fig. II-20 - Relazione generale tra μ e K (da *Dumm*, 1964, trasf.)

La rappresentazione grafica di $Q = f(\delta)$, dà il diagramma della *curva caratteristica* del pozzo, con la portata Q sulla ordinata e la depressione δ sull'ascissa.

6.5. Tecnica di costruzione dei pozzi

I pozzi vengono anche distinti tra pozzi superficiali o poco profondi e pozzi profondi. Per ciascuna delle due categorie le tecniche di scavo sono diverse. In questa sede non sembra il caso di andare oltre la semplice elencazione, rinviando per la illustrazione ai testi specializzati sulle acque sotterranee.

Pozzi poco profondi

1. pozzi a scavo (del diametro intorno a 2 ÷ 3 m),
2. pozzi a scavo con elementi di tubo di calcestruzzo,
3. pozzi in pietra o in muratura,
4. pozzi protetti da bidoni saldati,
5. pozzi fatti a mano con la trivella.

Pozzi profondi (perforati con sistemi meccanici)

- a - sistema a scavo (scalpelli): il più diffuso,
- b - sistema *Benoto*,
- c - sistema ad aste,
 1. a percussione idraulica con aste cave,
 2. "rotary" a liquido acquoso con sospensione di fango di argilla
 3. "rotary" invertito,
 4. "rotary" ad aria compressa.

Tabella 24. Valori delle funzioni di Gauss: (*)

$$P(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-t^2/2} dt = \int_{-\infty}^x Z(t) dt \quad Z(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-x^2/2}$$

x	P(x)	Z(x)	x	P(x)	Z(x)
0.00	0.50000	0.39894	0.60	0.72574	0.33322
0.02	0.50797	0.39886	0.62	0.73237	0.32918
0.04	0.51595	0.39862	0.64	0.73891	0.32506
0.06	0.52392	0.39822	0.66	0.74537	0.32086
0.08	0.53188	0.39766	0.68	0.75174	0.31659
0.10	0.53982	0.39695	0.70	0.75803	0.31225
0.12	0.54775	0.39608	0.72	0.76423	0.30785
0.14	0.55567	0.39505	0.74	0.77035	0.30338
0.16	0.56355	0.39386	0.76	0.77637	0.29887
0.18	0.57142	0.39253	0.78	0.78230	0.29430
0.20	0.57925	0.39104	0.80	0.78814	0.28969
0.22	0.58706	0.38940	0.82	0.79389	0.28503
0.24	0.59483	0.38761	0.84	0.79954	0.28034
0.26	0.60256	0.38568	0.86	0.80510	0.27561
0.28	0.61026	0.38360	0.88	0.81057	0.27086
0.30	0.61791	0.38138	0.90	0.81593	0.26608
0.32	0.62551	0.37903	0.92	0.82121	0.26128
0.34	0.63307	0.37653	0.94	0.82639	0.25647
0.36	0.64057	0.37391	0.96	0.83147	0.25164
0.38	0.64802	0.37115	0.98	0.83645	0.24680
0.40	0.65542	0.36827	1.00	0.84134	0.24197
0.42	0.66275	0.36526	1.02	0.84613	0.23713
0.44	0.67003	0.36213	1.04	0.85083	0.23229
0.46	0.67724	0.35889	1.06	0.85542	0.22746
0.48	0.68438	0.35553	1.08	0.85992	0.22265
0.50	0.69146	0.35206	1.10	0.86433	0.21785
0.52	0.69846	0.34849	1.12	0.86864	0.21306
0.54	0.70540	0.34481	1.14	0.87285	0.20830
0.56	0.71226	0.34104	1.16	0.87697	0.20357
0.58	0.71904	0.33717	1.18	0.88099	0.19886

(*) Adattate da: "Handbook of mathematical functions". Edited by M. Abramowitz and I. Stegun. Dover Publications, New York, 1972, pagg. 1046.

x	P(x)	Z(x)	x	P(x)	Z(x)
1.20	0.88493	0.19418	2.00	0.97724	0.05399
1.22	0.88876	0.18954	2.02	0.97830	0.05186
1.24	0.89251	0.18493	2.04	0.97932	0.04980
1.26	0.89616	0.18037	2.06	0.98030	0.04779
1.28	0.89972	0.17584	2.08	0.98123	0.04586
1.30	0.90319	0.17136	2.10	0.98213	0.04398
1.32	0.90658	0.16693	2.12	0.98299	0.04216
1.34	0.90987	0.16255	2.14	0.98382	0.04040
1.36	0.91308	0.15822	2.16	0.98461	0.03870
1.38	0.91620	0.15394	2.18	0.98537	0.03706
1.40	0.91924	0.14972	2.20	0.98609	0.03547
1.42	0.92219	0.14556	2.22	0.98679	0.03394
1.44	0.92506	0.14145	2.24	0.98745	0.03246
1.46	0.92785	0.13741	2.26	0.98808	0.03103
1.48	0.93056	0.13343	2.28	0.98869	0.02965
1.50	0.93319	0.12951	2.30	0.98927	0.02832
1.52	0.93574	0.12566	2.32	0.98982	0.02704
1.54	0.93821	0.12187	2.34	0.99035	0.02581
1.56	0.94062	0.11815	2.36	0.99086	0.02463
1.58	0.94294	0.11450	2.38	0.99134	0.02349
1.60	0.94520	0.11092	2.40	0.99180	0.02239
1.62	0.94738	0.10740	2.42	0.99223	0.02134
1.64	0.94949	0.10396	2.44	0.99265	0.02032
1.66	0.95154	0.10058	2.46	0.99305	0.01935
1.68	0.95352	0.09728	2.48	0.99343	0.01842
1.70	0.95543	0.09404	2.50	0.99379	0.01752
1.72	0.95728	0.09088	2.52	0.99413	0.01667
1.74	0.95907	0.08779	2.54	0.99445	0.01584
1.76	0.96079	0.08477	2.56	0.99476	0.01505
1.78	0.96246	0.08182	2.58	0.99505	0.01430
1.80	0.96406	0.07895	2.60	0.99533	0.01358
1.82	0.96562	0.07614	2.62	0.99560	0.01289
1.84	0.96711	0.07340	2.64	0.99585	0.01223
1.86	0.96855	0.07074	2.66	0.99609	0.01160
1.88	0.96994	0.06814	2.68	0.99631	0.01099
1.90	0.97128	0.06561	2.70	0.99653	0.01042
1.92	0.97257	0.06315	2.72	0.99673	0.00987
1.94	0.97381	0.06076	2.74	0.99692	0.00934
1.96	0.97500	0.05844	2.76	0.99710	0.00884
1.98	0.97614	0.05618	2.78	0.99728	0.00836

x	P(x)	Z(x)	x	P(x)	Z(x)
2.80	0.99744	0.00791	3.75	0.99991	(-4) 3.52595
2.82	0.99759	0.00748	3.80	0.99992	(-4) 2.91946
2.84	0.99774	0.00707	3.85	0.99994	(-4) 2.41126
2.86	0.99788	0.00667	3.90	0.99995	(-4) 1.98655
2.88	0.99801	0.00630	3.95	0.99996	(-4) 1.63256
2.90	0.99813	0.00595	4.00	0.99996	(-4) 1.33830
2.92	0.99824	0.00561	4.05	0.99997	(-4) 1.09434
2.94	0.99835	0.00529	4.10	0.99997	(-5) 8.92616
2.96	0.99846	0.00499	4.15	0.99998	(-5) 7.26259
2.98	0.99855	0.00470	4.20	0.99998	(-5) 5.89430
3.00	0.99865	0.00433	4.25	0.99998	(-5) 4.77186
3.00	0.99865	(-3) 4.43184	4.30	0.99999	(-5) 3.85351
3.05	0.99885	(-3) 3.80976	4.35	0.99999	(-5) 3.10414
3.10	0.99903	(-3) 3.26681	4.40	0.99999	(-5) 2.49424
3.15	0.99918	(-3) 2.79425	4.45	0.99999	(-5) 1.99917
3.20	0.99931	(-3) 2.38408	4.50	0.99999	(-5) 1.59837
3.25	0.99942	(-3) 2.02904	4.55	0.99999	(-5) 1.27473
3.30	0.99951	(-3) 1.72256	4.60	0.99999	(-5) 1.01408
3.35	0.99959	(-3) 1.45873	4.65	0.99999	(-6) 8.04718
3.40	0.99966	(-3) 1.23221	4.70	0.99999	(-6) 6.36982
3.45	0.99971	(-3) 1.03828	4.75	0.99999	(-6) 5.02950
3.50	0.99976	(-4) 8.72682	4.80	0.99999	(-6) 3.96129
3.55	0.99980	(-4) 7.31664	4.85	0.99999	(-6) 3.11217
3.60	0.99984	(-4) 6.11901	4.90	0.99999	(-6) 2.43896
3.65	0.99986	(-4) 5.10464	4.95	0.99999	(-6) 1.90660
3.70	0.99989	(-4) 4.24780	5.00	0.99999	(-6) 1.48671

Esempio: si voglia conoscere x dell'integrale $P(x) = 0,974$:

si legge nella prima colonna il valore di x_0 e nella seconda quella di $P(x_0)$,

ossia, rispettivamente, 1,96 e 0,97500 a cui corrisponde $Z(x_0) = 0,05844$;

poichè, per semplicità, $x = x_0 + t$

e

$$t = \frac{P(x) - P(x_0)}{Z(x_0)}$$

si ha: $t = (0,974 - 0,97500)/0,05844 = -0,1711$, $x = 1,96 + (-0,01711) = 1,94289$ arr.a (-5).

In questa tabella $x = u(< 0)$; per $u > 0$ fare il complemento a 1 di $P(x)$.

Principali lavori consultati per l'approntamento della Parte II

1. - G. CASTANY. *Traité pratique des eaux souterraines*. Dunod, Paris, 1967, pagg. 662.
2. - L. CAVAZZA. *Fisica del terreno agrario*. UTET, Torino, 1981, pagg. 589.
3. - E.C. GHILDS. *An introduction to the physical basis of soil water phenomena*. J. Wiley, London, 1969, pagg. 493.
4. - C.N.R. *Metodologie statistiche per l'analisi delle serie idrologiche*. Perugia, 1978, pagg. 218.
5. - P. DUBREVIL. *Initiation à l'analyse hydrologique*. Masson et CIE ORSTOM, Paris, 1974, pagg. 216.
6. - E. GUGGINO-PICONE. *Sui contributi di piena dei piccoli bacini*. Parte I e Parte II, Catania, 1961, pagg. 80.
7. - DIVERSI. *Les crues et leur évaluation*. Actes du colloque de Leningrad, Août, 1967, vol. I, UNESCO, pagg. 590.
8. - G. ONGARO. *Il calcolo delle reti idrauliche di bonifica*. Edagricole, Bologna, 1958, pagg. 182.
9. - S. PUGLISI - P. ZANFRAMUNDO. *Osservazioni idrologiche in piccoli bacini del subappennino dauno*. Giornale del Genio Civile, Fasc. 10, 11 e 12 1978, pagg. 15.
10. - G. REMENIERAS. *L'hydrologie de l'ingénieur*. Eyrolles, Paris, 1965, pagg. 456.
11. - U.S. Dep. of. Agr. - Soil Conservation Service, National Engineering Handbook, sect. 4 - *Hydrology*. Washington, 1969, with rev. 1971.
12. - G. SCHNEEBEL. *L'hydraulique souterraine*. Eyrolles, Paris, 1966, pagg. 362.
13. - H. SCHOELLER. *Les eaux souterraines*. Masson & C., Paris, 1962, pagg. 643.
14. - G. SUPINO. *Le reti idrauliche*. Patron, Bologna, 2^a ed. 1965, pagg. 806.

15. -D. TONINI. *Elementi di idrografia e idrologia*. Libreria Univers., Venezia, Vol. I, 1959, pagg. 603.
16. -D. TONINI. idem, vol. II, 1966, pagg. 606.
17. -C.O. WISLER, E.F. BRATER. *Hydrology*, 2^a ed., J. Wiley, London, 1967, pagg. 408.

Parte III

EROSIONE IDRICA E TRASPORTO SOLIDO

1. EROSIONE IDRICA SUPERFICIALE

1.1. Generalità

La pioggia intensa ed il ruscellamento, per la loro capacità di disgregazione e di schizzamento delle particelle terrose superficiali (Fig. III-1) e del successivo trasporto del materiale solido, sono da considerare come i principali agenti erosivi ⁽¹⁾.

L'*erosione idrica* può essere *superficiale* o *profonda* (o per burronamento). La prima può essere suddivisa in:

- *estensiva*, o diffusa od "a lenzuolo", quando interessa la quasi totalità della superficie agraria o forestale di un dato territorio o "unità morfologica";
- *incanalata*, o localizzata, o per incisione, quando, invece, ha luogo prevalentemente in solchi o incisioni, disposti secondo linee di massima pendenza.

L'importanza della *erosione idrica* è notevole; basti pensare che in Italia, assumendo un valore medio di trasporto solido in 5 t/ha ⁽²⁾, si avrebbe una perdita annua di terreno pari a circa $150 \cdot 10^6$ tonnellate.

1.2. Erosività della pioggia

L'azione meccanica della pioggia sul terreno, dipende dalla intensità riferita ad intervalli di tempo relativamente piccoli ($1/2 \div 1$ ora), più

(1) Altri agenti erosivi sono:

- il vento, che dà luogo alla *erosione eolica*;
- i ghiacciai, che creano l'*erosione glaciale*;
- il moto ondoso delle acque che dà luogo alla *erosione per abrasione*.

(2) Al riguardo si tenga presente che vengono considerati:

- *bassi* valori ≤ 1 t/ha anno,
- *moderati* valori $1 \div 11$ t/ha anno,
- *elevati* valori $11 \div 45$ t/ha anno,
- *molto elevati* valori > 45 t/ha anno.

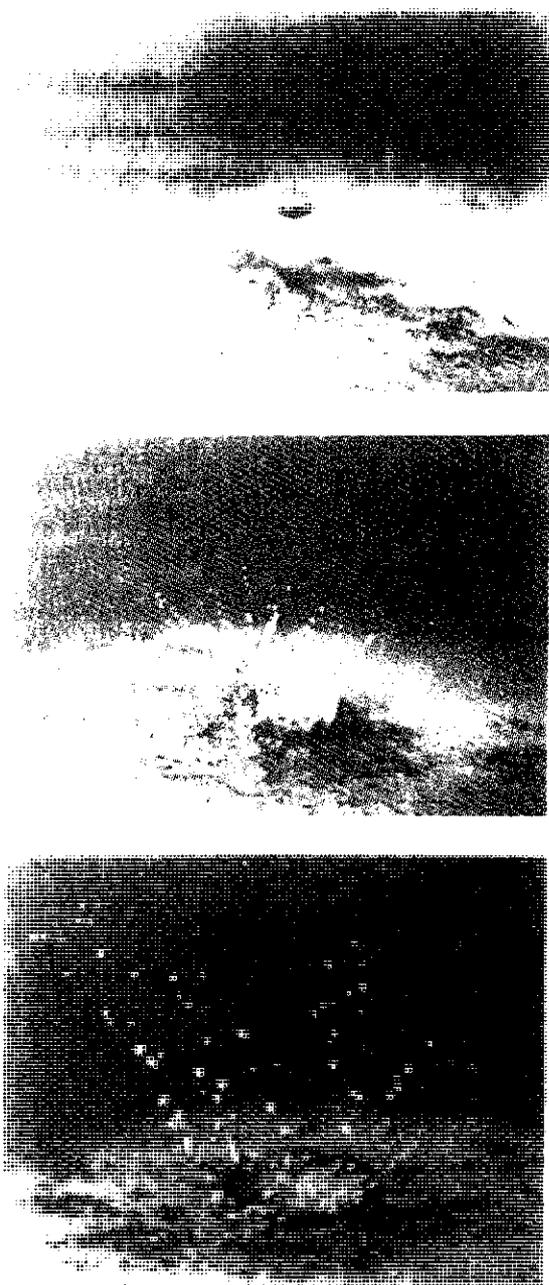


Fig. III-1 - Cratere prodotto da una goccia di pioggia nello "splash" su terreno nudo; altezza di caduta: circa 2,3 m. (Naval Research Laboratory, ripresa da *J.H. Stallings*, 1957)

che dalla sua altezza totale. In linea di larga massima si può considerare che il distacco delle particelle di terreno da parte di una pioggia è proporzionale al quadrato della sua intensità, mentre la capacità di trasporto della stessa pioggia è proporzionale alla intensità.

Il distacco delle particelle di terreno da parte del ruscellamento, invece, è proporzionale al quadrato della sua velocità, mentre la capacità di trasporto è proporzionale alla quinta potenza della velocità stessa.

In effetti, il potere della pioggia di distaccare le particelle di terreno è proporzionale all'energia cinetica ($1/2 MU^2$). La massa M di ciascuna goccia è proporzionale, evidentemente, al diametro d di questa.

È stato trovato che la relazione che intercorre tra il diametro medio di una pioggia d_{50} e l'intensità I di questa è del tipo:

$$d_{50} = a I^n \quad (\text{III-1})$$

(di largo impiego è la relazione empirica:

$$d_{50} = 1,24 I^{0,182} \quad (\text{III-1}')$$

con d in mm e I in mm/h).

Per quanto riguarda, poi, la velocità di caduta, si può fare riferimento ai dati orientativi riportati nella nota⁽¹⁾ della parte II.

La conoscenza dei valori della velocità terminale e del diametro medio delle gocce, consente, com'è noto, la determinazione della misura dell'energia cinetica.

Per una data pioggia, l'energia cinetica E , risulterà pertanto, dalla $\Sigma 1/2 MU^2$ delle gocce che costituiscono la pioggia stessa⁽²⁾.

⁽²⁾ Se, per esempio, la pioggia di durata nota ha una intensità di 50,8 mm/h, applicando la (III-1') si avrà $d_{50} = 2,53$ mm, da cui $M = 0,0083$ g. Assunti $U_t = 7,5$ m/s, $E = 0,233 \cdot 10^{-3}$ J e poichè 1 cm³ di quella pioggia contiene ~ 120 gocce, E sarà di 0,028 J/mm. cm², che corrispondono a $2,8 \cdot 10^6$ J/ha per ogni mm di pioggia caduta.

L'erosività dell'unità di pioggia (espressa come massa) della quale si considerino i parametri energia cinetica ($1/2 MU^2$) e momento (MU) può essere assunta come proporzionale a d e U .

Poichè il diametro d , com'è stato indicato, è funzione dell'intensità I , il riferimento per il calcolo dell'energia cinetica, può anche essere fatto, con una certa approssimazione, alla intensità medesima.

Cioè, se è costante, per un dato intervallo di tempo, l'intensità I , saranno, evidentemente, costanti anche i predetti parametri e quindi, in definitiva, l'energia cinetica.

A tale riguardo è stata trovata (*Wischmeier e Smith, 1959*) una relazione tra l'energia cinetica e l'intensità di pioggia costante durante un intervallo di 30 minuti.

Tale relazione, opportunamente trasformata, viene così espressa:

$$E = 0,119 + 0,0873 \log I \quad (\text{III-2})$$

In cui E = energia cinetica della pioggia, in megajoule per ha e per mm di pioggia (MJ/ha . mm) e I = intensità della pioggia in mm/h. Nella Fig. III-2 è riportato il valore dell'energia cinetica di una pioggia, in MJ/ha . mm, in funzione della sua intensità ⁽⁴⁾.

La quantità di energia cinetica sviluppata dalla gocce nel loro impatto, può essere influenzata, però, da taluni fattori secondari, come per es. l'angolo d'impatto, in dipendenza dell'effetto del vento sulla caduta stessa, la temperatura dell'aria, ecc. (*Meyer, 1965*).

Ma a parte le condizioni di copertura del terreno asciutto all'inizio

⁽⁴⁾ Si può rilevare, per es., che una pioggia di intensità, supposta omogenea, di 40 mm/h produce una energia cinetica di 0,259 MJ/ha.mm. Ipotizzando che precipitazioni annue di 800 mm comprendano 200 mm con intensità ragguagliabile, agli effetti dell'erosione, ai 40 mm/h, si avrebbe, su 1 ha, una energia cinetica di 2072 MJ. Se si considera che una fresatrice, che smuova terreno fino a 0,22 m di profondità, richiede energia per 87973 J per ogni m³ di terreno smosso (*Santini, 1944*) si avrebbe, quindi, che la predetta energia totale, qualora non intervenissero fattori di dissipazione, riuscirebbe a smuovere ben 13800 m³ ($\rho_t = 1700 \text{ kg/m}^3$) di terreno nudo.

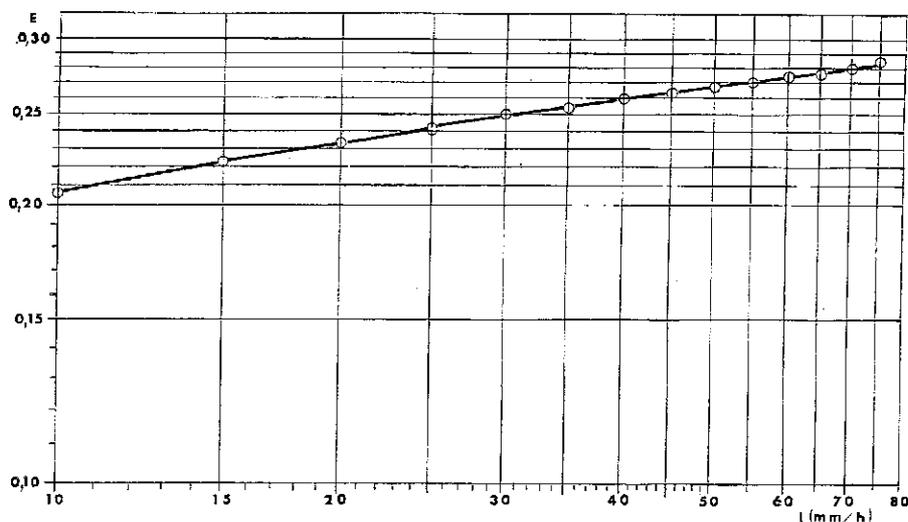


Fig. III-2 - Energia cinetica E (MJ/ha . mm) per unità di pioggia

della pioggia, uno dei fattori apparso molto importante è rappresentato dallo *strato di acqua* che si forma sul terreno quando l'intensità di pioggia è maggiore dell'infiltrazione.

Studi di *Palmer* (1965) hanno mostrato che la forza d'urto della pioggia sulla superficie del suolo, aumenta, rispetto al suolo nudo, quando un sottile strato d'acqua copre la superficie stessa.

L'altezza critica di tale strato, ossia quella a cui si sviluppa la massima parte di energia cinetica sul terreno, è risultata essere pari al diametro nominale delle gocce (assunte cioè sferiche) della pioggia alla quale le gocce si riferiscono.

In dette condizioni, inoltre, non si ha solamente la massima energia d'imbatto, ma anche la massima "gittata" delle particelle solide schizzate a seguito dell'urto delle gocce stesse.

Strati di maggiore altezza, rispetto a quella critica avanti detta, agiscono, invece, come veri e propri "cuscini" dissipatori della forza d'imbatto, diminuendo, quindi, l'erosività della pioggia.

1.3. Pendenza

È stato accennato che l'azione della pioggia oltre che a svilupparsi nel campo della disgregazione o disintegrazione del suolo, si esercita anche, e più caratteristicamente ai fini dell'erosione, in quello di trasporto delle particelle erose dall'azione delle gocce, nonché in quello di distacco delle particelle di terreno durante il ruscellamento.

La misura di queste ultime due azioni è funzione della pendenza, giacché, con l'aumentare di questa aumenta la velocità di ruscellamento e quindi l'erosività della pioggia. Inoltre, a parità di caratteristiche strutturali del suolo e di intensità di pioggia, la capacità d'infiltrazione tende a diminuire, sia pure in misura modesta, dato che si riduce l'energia (di posizione) della lama d'acqua. Quest'ultima riduzione inoltre comporta, entro certi limiti, anche una minore dissipazione dell'energia cinetica della pioggia.

Da prove di laboratorio (*Meyer-Monke*, 1965) è risultato che la relazione tra erosione per ruscellamento S_i , lunghezza L , pendenza i e diametro d_p delle particelle erose, può essere definita dalla seguente relazione:

$$S_i = C_{LSD} L^{1.9} i^{8.5} d_p^{0.5}$$

Altra caratteristica confermata dalle prove di laboratorio, alle quali si è accennato in precedenza, è l'aumento dell'erosione delle particelle a piccolo diametro quando il ruscellamento avviene contemporaneamente alla pioggia e, viceversa, la diminuzione del trasporto di particelle a grande diametro. Infatti, la turbolenza creata dalla pioggia, con lo schizzamento delle particelle più minute (v. Fig. III-3), aumenta il grado di torbidità del ruscellamento con conseguente diminuzione, - costanti gli altri fattori - della velocità e, in definitiva, della forza di trascinamento verso le particelle più grosse.



Fig. III-3 - Schizzamento delle particelle più minute di un terreno nudo durante una pioggia di elevata intensità (FAC, 1974)

Le particelle più grosse, nelle predette condizioni sono, del resto, meno soggette all'azione meccanica delle gocce di pioggia in conseguenza della dissipazione della energia cinetica avvenuta nella sovrastante lama d'acqua.

1.4. Caratteristiche del suolo

Nei riguardi dell'azione meccanica di disgregazione, la grandezza delle particelle del suolo assume un ruolo estremamente diverso rispetto al comportamento verso l'azione di trasporto dell'acqua. Ossia, com'è stato già accennato, le particelle più piccole resistono più all'azione di distacco che a quella di trasporto; il contrario avviene, invece, per le particelle di diametro più grande.

La prima azione, cioè quella di disgregazione, è notevolmente ostacolata dalla coesione o tenacità del suolo: basti ricordare, infatti, che il grado di compattezza desumibile, per esempio, dalla resistenza alla rottura, varia notevolmente: se si pone uguale a 100 il carico unitario necessario per rompere un prisma di argilla pura, esso si abbassa a 83,3 per il terreno argilloso fino a raggiungere 0, per il terreno molto sabbioso.

La resistenza alla erosione è direttamente proporzionale alla compattezza del suolo, e pertanto al suo contenuto di colloidali. Essa, di contro, è inversamente proporzionale al grado di dispersione del terreno. L'erosione, quindi, aumenta con la struttura granulare e perciò con l'aumentare della permeabilità.

In sostanza, la mancanza di arature, la formazione di crosta superficiale, la eventuale formazione di una copertura vegetale permanente, la compattazione in genere, migliorano la resistenza del terreno alla forza d'impatto della pioggia, riducendo, di conseguenza, la disgregazione del terreno stesso.

In tali condizioni si avrebbe, però, un aumento, sia come quantità sia come velocità, del ruscellamento e quindi dell'altro fattore avvertito accennato, ossia, il trasporto da parte dell'acqua. Conseguentemente, si avrebbe una maggiorazione del valore del coefficiente udometrico u e, qualora non intervenissero altri fattori di freno (per es. vegetazione, sistemazioni, ecc.) una pericolosa diminuzione del tempo di corrivazione t_c .

Qualora la superficie del terreno non disponesse di sufficienti fatto-

ri di freno all'azione di trasporto del ruscellamento, occorrerebbe, perciò, esaltare l'attitudine del terreno stesso a lasciarsi attraversare dall'acqua, cioè, aumentare il grado di permeabilità di quel terreno. Una maggiore infiltrazione ridurrebbe, almeno per un certo intervallo di tempo dall'inizio della pioggia, l'altezza del deflusso superficiale e quindi l'azione erosiva dello scorrimento.

La quantità di acqua, infiltrata nel terreno, com'è noto, varia soprattutto con le caratteristiche fisico-chimiche e strutturali del terreno stesso e con il contenuto di umidità esistente all'inizio del processo. Perciò, può variare notevolmente da una zona all'altra. In generale, però, durante una pioggia, l'infiltrazione è notevole all'inizio della precipitazione, poi diminuisce rapidamente fino a raggiungere un certo equilibrio e assume poi un valore pressochè costante nel tempo.

Per la determinazione del suo andamento nel tempo, sono state elaborate numerose formule empiriche o semiempiriche.

Una di esse, basata su vaste esperienze (*Horton*, 1939) consente di determinare, per un dato terreno di caratteristiche note, la curva della velocità di infiltrazione V_i (in cm/h), in funzione del tempo t dall'inizio dell'eccesso di pioggia tenendo conto del valore iniziale dell'infiltrazione V_o , di quello finale, pressochè costante, V_f e di una costante k dipendente dal tipo di terreno, dalle condizioni di copertura, dall'umidità già esistente nel terreno e dall'intensità di pioggia.

Cioè:

$$V_i = V_f + (V_o - V_f) e^{-kt} \quad (\text{III-3})$$

Equazioni più approssimative sono del tipo:

$$I = k t^n \quad (\text{III-4})$$

in cui I è la quantità di pioggia infiltrata nel terreno nel tempo t ; k e n sono dei parametri empirici dipendenti anch'essi dalle caratteristiche del terreno e dalle altre condizioni sopra indicate.

1.5. Copertura vegetale

La copertura vegetale del suolo esercita una notevole influenza:
— sulla dissipazione di una parte dell'energia cinetica della pioggia (la parte epigea delle piante rompendo le gocce di pioggia contribuisce a



Fig. 111-4 - Dissipazione di energia cinetica ed intercettazione di aliquota di pioggia da parte della copertura vegetale (Soil Conservation Service, ripresa da *M. D. Butler*, 1955)

ridurre la velocità di queste),

- sulla intercettazione di un'aliquota della pioggia stessa da parte delle foglie,
- sull'aumento del coefficiente di scabrezza del terreno, con conseguente riduzione della velocità di ruscellamento.

Le tre azioni suindicate sono, in effetti, complesse e, tra loro, interdipendenti. Nei riguardi del loro effetto globale, si può affermare, peraltro, che la copertura vegetale concorre, in misura talvolta rilevante, a far realizzare nel suolo, a parità delle altre condizioni, una maggiore infiltrazione di acqua senza aversi, nel contempo, un aumento di erosione per ruscellamento, anzi ottenendosi una sensibile riduzione di questa.

In generale, le chiome riescono a trattenere da 0,5 a 2,5 mm di pioggia prima che si abbia un apprezzabile gocciolamento (*Ven The Chow*, 1964). Viene anche ammesso che una pioggia della intensità di 18 mm/h, richiede circa 15 minuti per "saturare" il fogliame. Ciò conferma, del resto, che solo nella prima parte di ciascuna pioggia, l'intercettazione si aggira sul 20-25% della pioggia totale (*Trimble e Waitzman*, 1959).

La intercettazione da parte delle piante erbacee (v. Fig. III-4) varia con la specie e con il periodo del ciclo vegetativo di queste.

In linea generale, ammesso che 1 m² di terreno, coperto da prato permanente, comprenda una superficie totale di foglie pari ad oltre 3 m², è stato trovato (*Clark*, 1937) che, solo nei primi 30 minuti di pioggia, l'intercettazione può variare dal 17 al 60% della pioggia stessa, quando l'intensità di questa è dell'ordine di 24 ÷ 26 mm/h.

2. DETERMINAZIONE INDIRETTA DELLA EROSIONE IDRICA

2.1. Equazione "universale"

L'analisi di singoli fattori dell'erosione, com'è ovvio, costituisce solo uno studio di base, indispensabile, per la migliore conoscenza del processo stesso. Essa, tuttavia, non offre una apprezzabile valutazione quantitativa globale, data la generale complessità del processo e la estrema variabilità ed interferenza reciproca dei singoli fattori.

Tale conoscenza, però, consente di impostare tentativi di correlazione multipla capaci di offrire, sia pure in via approssimativa, la possibilità di conoscere preventivamente la misura dell'erosione per ogni singolo ambiente per il quale sono noti alcuni parametri fondamentali.

I risultati di un'analisi di regressione sui dati di oltre 10000 parcelle-anno, hanno messo meglio in luce l'importanza della capacità erodente del fattore pioggia ed hanno consentito più esatte valutazioni degli altri fattori dell'equazione di *Musgrave* (Agricultural Research Service dell'U.S. Dept. of Agriculture, in cooperazione con l'Università di Purdue, *Wischmeier* e *Smith*, 1960, 1961 e 1962).

La nuova equazione, che ne è derivata, detta "universale" è, espressa simbolicamente, la seguente:

$$S_t = R_p K L i' R_c P \quad (\text{III-5})$$

in cui:

R_p , K , L , i' , R_c , P , sono funzioni che verranno discusse in seguito, e precisamente:

S_t = media annuale delle perdite di suolo in t/ha $\left[\frac{\text{M}}{\text{L}^2} \right]$,

R_p = funzione delle caratteristiche delle precipitazioni della località $\left[\frac{\text{F}}{\text{t}} \right]$,

K = funzione delle proprietà del suolo $\left[\frac{M t}{F L^2} \right]$,

L = funzione della lunghezza del pendio $\left[\left(\frac{L}{L} \right)^3 \right]$,

i' = funzione della pendenza [adimensionale],

R_c = funzione della copertura vegetale, della rotazione, della produttività, dell'aratura ed altre operazioni colturali, nonché della distribuzione durante l'anno delle piogge intense in relazione allo stadio vegetativo delle colture [adimensionale],

P = fattore di correzione nel caso vi siano opere di difesa o di conservazione del suolo (terrazzamenti, ecc.) [adimensionale].

2.2. Fattore pioggia (R_p)

È stato accertato (*Wischmeier*, 1959) che la migliore rappresentazione della erosività di una data pioggia, su terreno nudo, non protetto e non coltivato, sarebbe data dal prodotto della sua energia cinetica (III-2) per la sua massima intensità I_{30} (in mm/h) in 30 minuti (EI).

Ossia:

$$E = (0,119 + 0,0873 \log I_{30}) h \quad (\text{per } I_{30} \leq 75 \text{ mm/h}) \quad (\text{III-2}'),$$

$$(E = 0,283 \cdot h, \text{ quando } I_{30} > 75 \text{ mm/h}).$$

EI è uguale al prodotto dell'energia così determinata per la massima intensità in 30 minuti.

Per esempio, una pioggia della durata di 2 ore, di altezza h di 40 mm e di intensità di 22 mm/h dà (dalla III-2' o dalla Fig. III-2):

$$\begin{aligned} E &= (0,119 + 0,0873 \lg 22) \cdot h = 0,236 \text{ (MJ/ha} \cdot \text{mm)} \cdot h \text{ (mm)} = \\ &= 0,236 \cdot 40 \text{ mm} = 9,44 \text{ MJ/ha}, \end{aligned}$$

quindi:

$$EI = 9,44 \cdot 22 \text{ mm/h} = 207,68 \frac{\text{MJ}}{\text{ha}} \frac{\text{mm}}{\text{h}} = 20,77 \frac{\text{N}}{\text{h}}$$

A risultati analoghi si perviene con le relazioni di *Lombardi* (1979) citate da *Foster et al.* (1982):

$$EI = 0,0652 h^{1,54} \quad (\text{III-6}) \quad (h = \text{altezza in mm della pioggia})$$

$$\text{o, } EI = 0,0139 h \cdot I_{30}^{1,14} \quad (\text{III-7})$$

(i simboli hanno il significato indicato in precedenza) ⁽⁵⁾.

Il fattore di erosività R_p è la somma (per anno solare o, più frequentemente, per anno-medio di un ciclo di rotazione) dei singoli valori di EI di ciascuna pioggia; le piogge di altezza minore di 13 mm e separate da altre piogge da più di 6 ore, secondo i ricercatori americani, non vengono considerate.

Pertanto:

$$Rp = \Sigma (EI) \quad (\text{III-8})$$

$$\left(\frac{\text{MJ} \cdot \text{mm}}{\text{ha} \cdot \text{h}} ; \text{ che, per } J = \text{N} \cdot \text{m}, = 0,1 \frac{\text{N}}{\text{h}}, \text{ ossia: } \frac{\text{Mm} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}}{\text{ha} \cdot \text{h}} = \right. \\ \left. = \frac{1000}{10000} \frac{\text{N}}{\text{h}}, = 0,1 \frac{\text{N}}{\text{h}} \right)$$

La laboriosità del procedimento e la frequente indisponibilità dei diagrammi pluviometrici, ha indotto lo stesso *Wischmeier* ed altri studiosi

⁽⁵⁾ Infatti, con i dati citati nell'esempio, si ottiene:

19,12 N/h con la (III-6) e

18,86 N/h con la (III-7).

valori abbastanza prossimi a 20,77 N/h ottenuto con la (III-2').

a ricercare relazioni di più agevole adozione, anche se, ovviamente, di minore approssimazione.

La prima (*Wischmeier e Smith*, 1958, 1962) pone:

$$R_p = a C^n$$

in cui C = al prodotto della massima altezza di pioggia di 1 ora con $t_r = 2$ anni per la massima altezza in 24 ore, sempre con $t_r = 2$ anni, per l'altezza media annua), a e n sono i parametri della retta di regressione elaborata per quattro distinte zone degli USA a diversi regimi pluviometrici.

Una interpolazione tra le due curve relative alle condizioni che si presume vicine a quelle di alcuni bacini dell'Italia meridionale:

(A) con $R_p = 0,6898 C^{0,7966}$ e (B) con $R_p = 0,2609 C^{0,871}$ trasformata nelle grandezze SI dà:

$$R_p = 0,0152 C^{0,83} \quad \text{(III-9)}$$

che, salvo ulteriori necessarie verifiche, potrebbe essere adottata in analoghe condizioni (le altezze di pioggia sono in mm).

Nel 1974 lo stesso *Wischmeier* ha trovato, per alcune zone degli USA una stretta relazione tra EI , calcolata a mezzo dei diagrammi pluviometrici, e le massime precipitazioni di durata di 6 ore con $t_r = 2$ anni, ponendo:

$$R_p = 0,417 h_6^{2,17} \quad (h_6 = \text{mm}) \quad \text{(III-10)}$$

A titolo indicativo si riporta la seguente valutazione sui valori di R_p ;

≤ 340 , sono considerati bassi,

$340 \div 2200$ moderati e

$2200 \div 8000$ elevati.

2.3. Fattore erodibilità del suolo (K)

Questo fattore si riferisce alla perdita di suolo (in t/ha), per ciascuna unità del fattore pioggia R_p , dovuta alle caratteristiche del suolo stesso quando gli altri parametri sono costanti, ossia $\frac{t}{ha} \frac{ha \cdot h}{MJ \cdot mm}$, o $\frac{t}{ha} \cdot \frac{h}{N}$, se EI è espresso in newton per ora. In modo specifico, frequentemente esso fa riferimento a caratteristiche di base determinate da una pendenza del 9% e da una lunghezza delle parcelle di 22,13 m.

Wischmeier, Johnson e Cross (1971) hanno predisposto un abaco (modificato nel 1978 e trasformato nel SI nel 1981) che consente una facile determinazione di K sulla base delle caratteristiche del suolo (Fig. III-5).

Con le unità SI avanti indicate, il valore di K viene considerato: *basso* se $\leq 0,01$, *moderato* tra 0,01 e 0,03 *alto* tra 0,03 e 0,06, fino ad un *massimo* di 0,10.

2.4. Fattore pendenza (i) e lunghezza (L) del pendio

Più genericamente viene anche chiamato fattore topografico. Il suo valore dovrebbe seguire le variazioni delle perdite di suolo con il variare della pendenza e della lunghezza a cui la pendenza stessa si riferisce, senza tener conto della variazione degli altri fattori.

Per l'attribuzione del valore al fattore iL è stato ritenuto di combinare in diverso modo i parametri elementari di i e di L riferendoli ai valori base di $i = 9\%$ e di $L = 22,1$.

Poichè nelle condizioni morfologiche naturali del suolo il parametro L può dare luogo a diverse valutazioni, viene precisato che, agli effetti della misura della erosione, la lunghezza del pendio rappresenta la distanza dal punto di origine del deflusso superficiale al punto in cui la

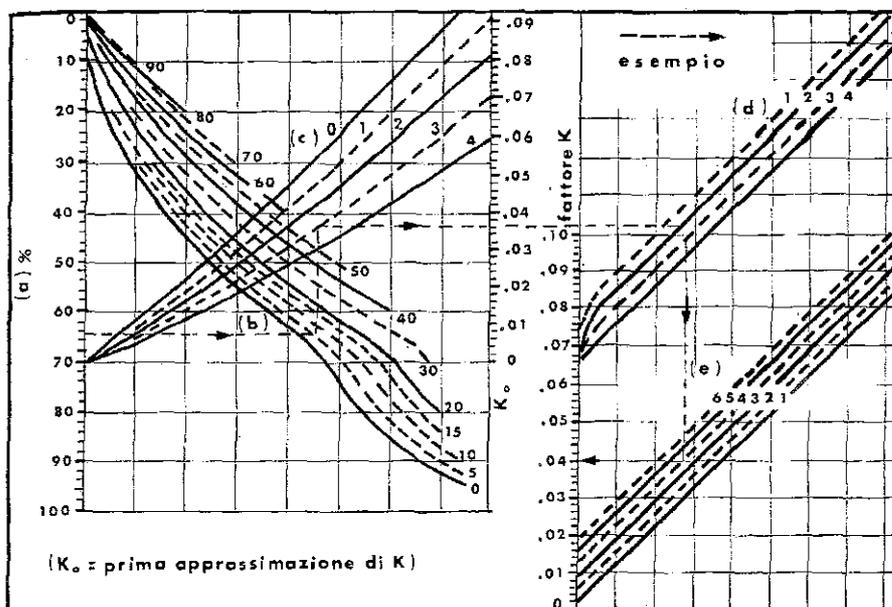


Fig. III-5 - Abaco della erodibilità del suolo (fattore K). (da *Wischmeier, Johnson et Cross, 1971*) ridisegnato da *Foster et al, 1981*)

(a) = % di limo + sabbia finissima:

(b) = % di sabbia (D 0,10-2,00 mm): (c) = % di sostanza organica: (d) = struttura del suolo: 1 = granulare finissima, 2 = granulare fine, 3 = granulare media o grossolana, 4 = zollosa o fessurata a blocchi;

(e) = permeabilità: 6 = molto bassa, 5 = bassa, 4 = da bassa a moderata, 3 = moderata, 2 = da moderata ad alta, 1 = alta.

Esempio: (a) = 65% , (b) = 5% , (c) = 2,8% , (d) = 2, (e) = 4,2

$$K = 0,040 \left(\frac{\text{ton}}{\text{ha}} \cdot \frac{\text{ha}}{\text{MJ}} \cdot \frac{\text{h}}{\text{mm}} \text{ o } \frac{\text{t}}{\text{ha}} \cdot \frac{\text{h}}{\text{N}} \right)$$

pendenza diminuisce in misura tale da dare luogo ad un inizio di deposito del materiale trasportato, ovvero, al punto in cui il ruscellamento stesso affluisce in una ben definita rete di scolo.

In ogni modo sembra dover rilevare che, come si è avuto modo di accennare, le caratteristiche idrologiche del terreno e la copertura di questo, interferiscono in maniera tutt'altro che trascurabile sulla correla-

zione $i'L$ e perdita di terreno e ciò a parte la correzione che ne deriva dai fattori K e R_c .

In effetti vi è una tendenza a meglio adattare le relazioni i ed L per tenere in più adeguato conto della influenza della irregolarità della pendenza. *Foster, Meyer e Onstad* (1977) pongono:

$$i'L = \frac{0,43 + 30 \operatorname{sen} i + 430 \operatorname{sen}^2 i}{6,574} \left(\frac{L}{22,13} \right)^n \quad (\text{III-11})$$

l'esponente n varia in funzione di i :

per $i \leq 3\% = 0,3$

per $i = 4\% = 0,4$

per $i = 5 \div 12\% = 0,5$

per $i > 12\% = 0,6$

Applicando la (III-11) è stato predisposta la Tab. 25 e la Fig. III-6.

Tabella 25 - Valori di $i'L$ (III-11)

i (%)	$\operatorname{sen} i$	L (m)								
		25	50	75	100	125	150	175	200	250
2	0,019996	0,19	0,23	0,26	0,29	0,31	0,32	0,34	0,35	0,38
4	0,039968	0,37	0,49	0,57	0,64	0,70	0,76	0,81	0,85	0,93
6	0,059892	0,61	0,86	1,06	1,22	1,36	1,49	1,61	1,72	1,93
8	0,079745	0,90	1,27	1,56	1,80	2,01	2,20	2,38	2,54	2,84
10	0,099504	1,24	1,76	2,15	2,48	2,78	3,04	3,28	3,51	3,93
12	0,119145	1,64	2,31	2,83	3,27	3,66	4,01	4,33	4,63	5,17
14	0,138648	2,10	3,19	4,07	4,84	5,53	6,17	6,77	7,33	8,38
16	0,157991	2,60	3,95	5,04	5,98	6,84	7,63	8,37	9,07	10,37
18	0,177153	3,15	4,78	6,09	7,24	8,28	9,23	10,13	10,97	12,55
20	0,196116	3,74	5,67	7,24	8,60	9,83	10,97	12,03	13,03	14,90
22	0,214862	4,38	6,64	8,46	10,06	11,50	12,83	14,07	15,24	17,43
24	0,233373	5,05	7,66	9,77	11,61	13,27	14,81	16,24	17,60	20,12
26	0,251634	5,77	8,74	11,15	13,25	15,15	16,90	18,53	20,08	22,96
28	0,269630	6,52	9,88	12,60	14,97	17,11	19,09	20,94	22,69	25,94
30	0,287348	7,30	11,06	14,11	16,77	19,17	21,38	23,46	25,41	29,05
35	0,330350	9,38	14,22	18,13	21,55	24,64	27,48	30,15	32,66	37,34

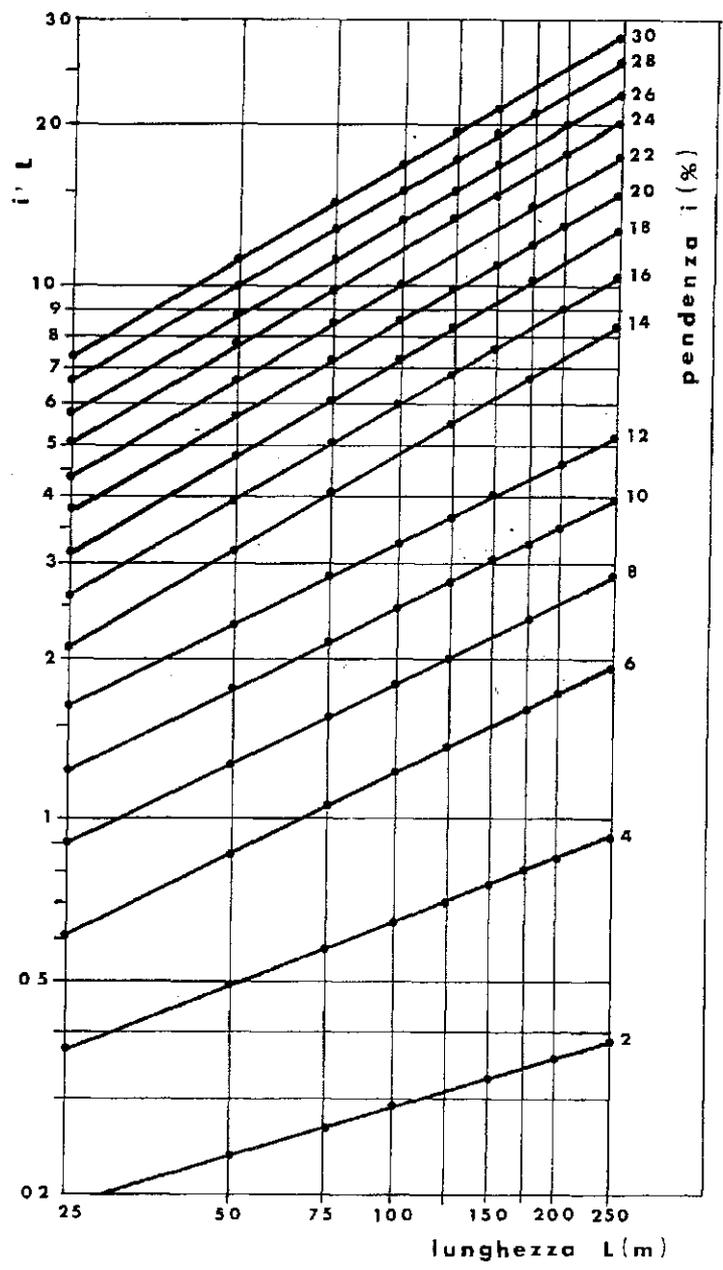


Fig. III-6 - Valori di $i'L$

Valori leggermente più bassi offre l'analoga relazione di *Wischmeier e Smith* (1978) (cit. da *Cool et al.*, 1982):

$$iL = (65,41 \operatorname{sen}^2 i + 4,56 \operatorname{sen} i + 0,065) \left(\frac{L}{22,13} \right)^m \quad (\text{III-12})$$

$m = 0,5$ per $i \geq 5\%$, $= 0,4$ per $i = 3,5 \div 4,5\%$,
 $= 0,3$ per $i = 1 \div 3\%$, $= 0,2$ per i uniforme e $< 1\%$.

Quest'ultima relazione viene ritenuta valida per $i = 2 \div 18\%$.

Per l'applicazione della III-11, o della III-12, conviene suddividere i bacini imbriferi in "unità morfologiche" onde ottenere versanti con pendenza il più possibile uniforme.

A titolo di esempio, nella Fig. III-7 è riprodotta la corografia di un piccolo bacino imbrifero (di un laghetto collinare); nella Fig. III-8 lo stesso bacino è stato suddiviso in *unità morfologiche* omogenee nei riguardi dello scorrimento superficiale.

La lunghezza del pendio L , alla quale si riferisce la pendenza i , di ciascuna unità, è riportata con linea tratteggiata.

2.5. Fattore colturale (R_c)

Rappresenta la parte di perdita di terreno che si verifica da campi coltivati con determinate tecniche, in rapporto alle perdite che si possono avere dallo stesso tipo di terreno destinato a maggese lavorato ed aventi gli stessi valori di pendenza i e L .

Trattasi di un parametro molto importante giacchè per una data località, mette in correlazione l'andamento dello stadio vegetativo delle colture in essa praticate, ossia il grado di copertura vegetale del suolo, con gli andamenti pluviometrici dell'anno. Per la sua determinazione, si usa suddividere l'annata agraria in cicli colturali e questi a loro volta di-

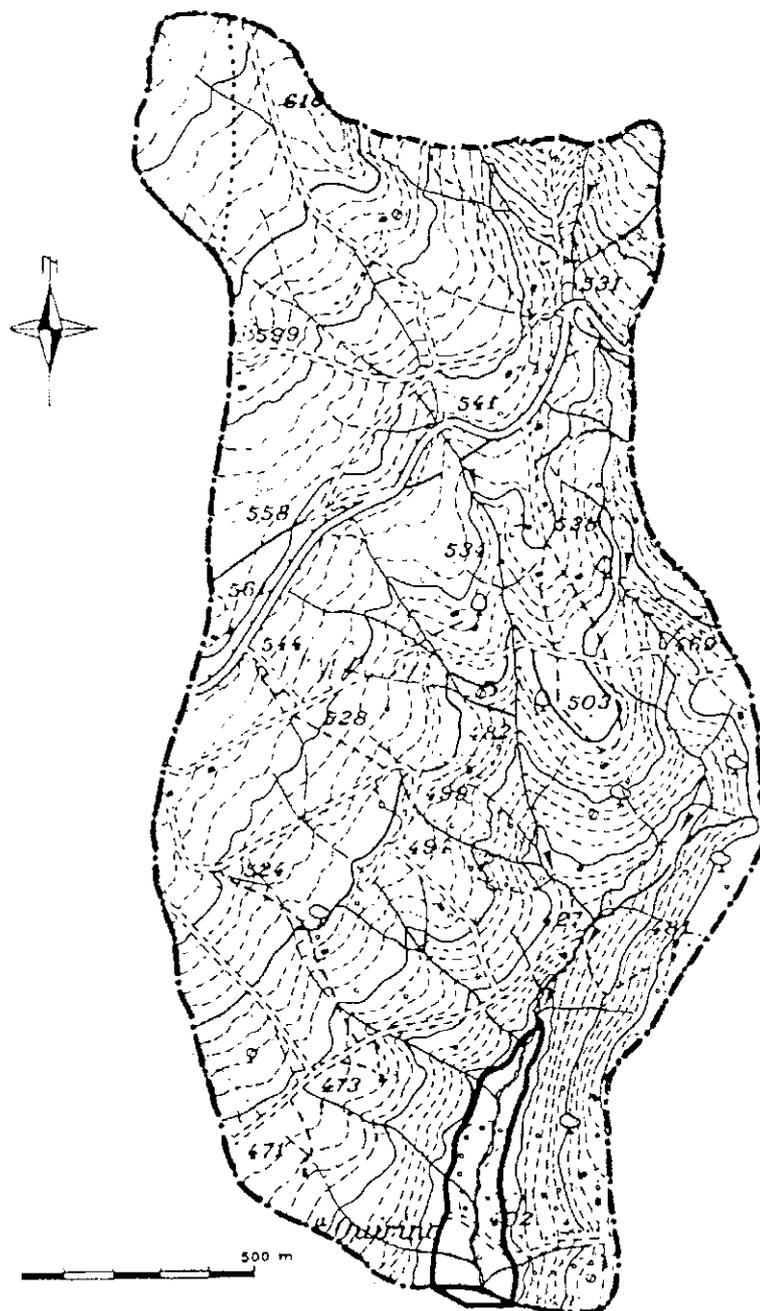


Fig. III-7 - Corografia di un piccolo bacino orografico

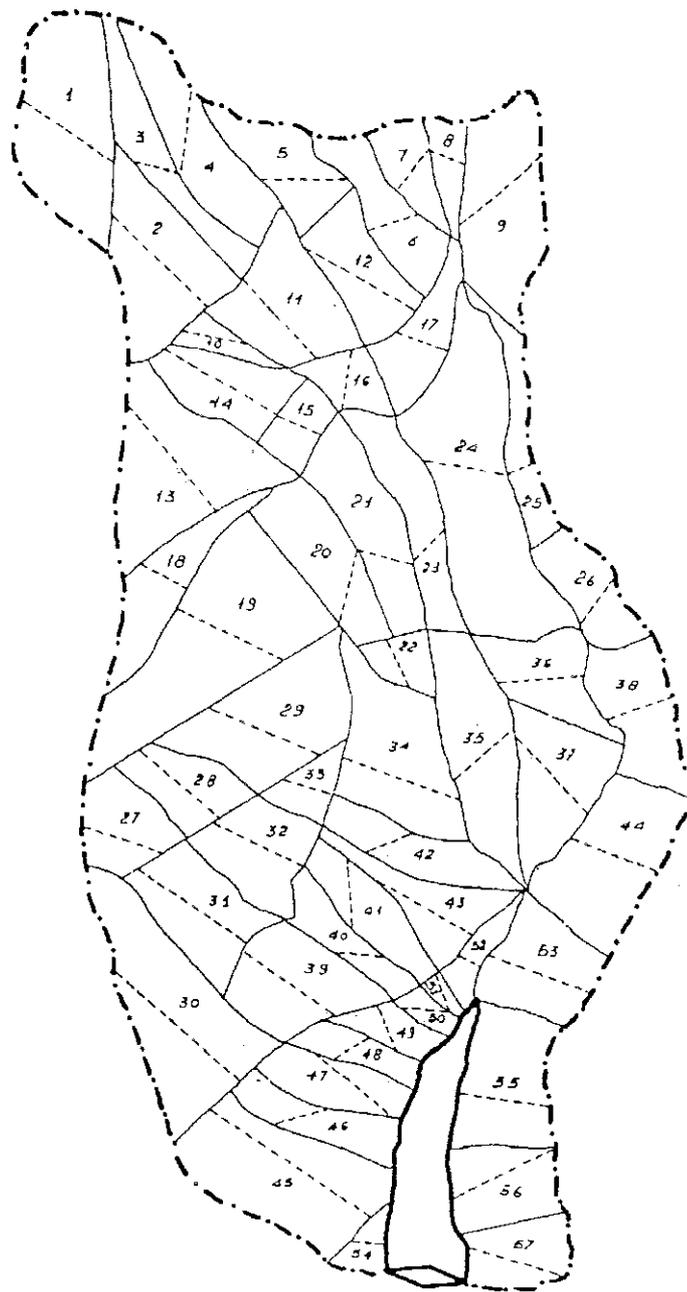


Fig. III-8 - Unità morfologiche del bacino della Fig. III-7

stinti, quindi, in un certo numero di periodi consecutivi riferiti a fasi operative (per esempio: il primo potrebbe comprendere l'intervallo tra la preparazione del terreno per la semina ed un mese dopo la semina stessa) o vegetative. Per ciascuna di dette fasi, infatti, è stata misurata la perdita di suolo in rapporto a quella avutasi, nello stesso periodo e nello stesso ambiente come avanti detto, nel maggesi lavorato.

Il fattore R_c sarà pertanto costituito dalla somma di tanti fattori parziali, (C_w , C_m , ecc.) quanti sono i periodi T_n in cui l'annata agraria e le colture, sono stati suddivisi.

Cioè:

$$R_c = \frac{C_w + C_m + C_{e1} + C_{e2}}{T_n} \quad (\text{III-13})$$

Il calcolo di R_c è, senza dubbio, piuttosto laborioso anche perchè i parametri che sono alla sua base non sono ancora definiti in modo univoco. Per esempio, con riferimento al grado di copertura dei terreni a frumento, durante il periodo invernale, questa viene definita *scarsa* se solo il 5 ÷ 10% del terreno stesso è coperto, *media* se è del 20% e *buona* se è almeno del 30 ÷ 40%; a tale classifica corrisponderebbero i valori di subfattori C , rispettivamente, di 0,85 — 0,63 e 0,45.

Inoltre, sempre secondo *Wischmeier et al.* (1982), alle condizioni della superficie del suolo, a seguito delle lavorazioni, si attribuiscono i seguenti valori di altri subfattori C :

- 1,2 per terreno *fine* (poche piccole zolle e parte superficiale polverizzata),
- 1,0 per terreno *medio* (zollette delle quali 14 o più, per m², hanno un diametro equivalente di 25 mm),
- 0,85 per terreno *zolloso* (quando, per m², vi sono 60 o più zollette del diametro equivalente di 76 mm e "molte altre" da 25 mm).

I valori di C da introdurre nella III-13, saranno dati dal prodotto dei valori dei subfattori considerati.

2.6. Fattore sistemazione terreni (P)

Indica la perdita di terreno che si ha su campi sistemati, o coltivati con particolari pratiche di conservazione, rispetto a quella che si otterrebbe con metodi di coltivazione lungo le linee di massima pendenza.

Nel caso di lavorazioni a girappoggio sono stati attribuiti al fattore P i seguenti valori in relazione sia alla pendenza sia alla lunghezza del pendio stesso (*Smith e Whitt*, 1948).

Pendenza i	Lunghezza L in metri	P
1	152,40	0,74
2	121,92	0,60
3	91,44	0,54
4	91,44	0,52
5-6	76,20	0,50
7	76,20	0,50
8	60,96	0,52
9	60,96	0,55
10	60,96	0,58
12	60,96	0,64
16	60,96	0,80
20	60,96	0,90
25	60,96	1,00

Successivamente, nell'apposita sessione di studio tenuta a Lafayette (USA) nel 1956, così come risulta da numerose pubblicazioni, furono stabiliti i seguenti valori, aggiungendo anche quelli relativi alla coltivazione a striscie lungo le curve di livello.

Pendenza	Valori del fattore <i>P</i>	
	Per lavorazioni effettuate seguendo le curve di livello	Per colture a striscie, anch'esse lungo le curve di livello
1,1 ÷ 2,0	0,60	0,30
2,1 ÷ 7,0	0,50	0,25
7,1 ÷ 12,0	0,60	0,30
12,1 ÷ 18,0	0,80	0,40
18,1 ÷ 24,0	0,90	0,45

3. TRASPORTO SOLIDO E SEDIMENTAZIONE

3.1. Premessa

Il materiale eroso in un bacino imbrifero, nel corso di un evento pluviometrico, nella generalità dei casi è soggetto in parte a trasporti su lunghezze limitate ed in relazione, tra l'altro, all'andamento plano-altimetrico dei versanti, si deposita negli avvallamenti di questi ultimi; la rimanente parte, si immette, unitamente alla portata liquida, nella rete idrografica e va a costituire il trasporto torbido del bacino nel periodo di tempo considerato.

Il materiale dell'erosione idrica superficiale, cioè, passa dal campo del movimento sulla superficie, ove tale tipo di erosione ha luogo, a quello della rete idrografica del bacino imbrifero; in altre parole, al ruscellamento di lame torbide, più o meno espanse, in alvei relativamente molto larghi e poco profondi, aventi quasi sempre un profilo longitudinale molto irregolare anche in conseguenza delle coltivazioni, subentra il *trasporto* vero e proprio del sedimento in sospensione, con conseguenti problemi connessi con il moto di correnti in alvei a ciò appositamente destinati, ossia con il regime dei corsi di acqua.

Detto trasporto, naturalmente, continua ad interessare i problemi della erosione e della sedimentazione localizzate lungo il perimetro dell'alveo naturale.

Perciò, il fenomeno della sedimentazione viene generalmente esaminato sia per la parte relativa al *trasporto solido* nella rete idrografica e sia per quella più strettamente connessa con la *sedimentazione nell'invaso*.

3.2. Generalità sul trasporto torbido

Il trasporto per *trascinamento* e per rotolamento del materiale grossolano, sul fondo e nelle immediate vicinanze del letto del corso d'ac-

qua, è stato già sufficientemente definito, nel suo meccanismo essenziale, attraverso le teorie, di regime, della forza di trascinamento, delle azioni idromeccaniche, ecc.

Detto meccanismo comprende, oltre ai fattori del deflusso delle correnti a pelo libero, quelli: del moto del materiale in sospensione, dipendenti dalla forma geometrica dell'alveo, nonché quelli connessi con la grandezza e la forma del materiale stesso.

Basti ricordare la tipica relazione:

$$\tau = \gamma h i \quad (\text{III-14})$$

relativa alla forza di trascinamento τ ⁽⁶⁾, in N/m^2 , esercitata da una corrente, in regime uniforme, di altezza h (ovvero di raggio medio R , in m) su una unità di area del fondo dell'alveo con gradiente della pendenza i , m/m, (γ = forza per unità di volume: per l'acqua = 9807 N/m^3).

Il trasporto per trascinamento, tuttavia, non ha un grande interesse generale nei riguardi della sedimentazione negli invasi.

Fondamentale, anche se è difficile determinarne la misura, appare, invece, la influenza esercitata dai numerosi fattori sul *trasporto in sospensione*.

In generale, la concentrazione c di una portata torbida (*Bogardi*, 1961) è data da:

$$c = d Q^m \quad (\text{III-15})$$

in cui Q è la portata, d e m sono due coefficienti empirici relativi agli aspetti idrologici del bacino imbrifero.

L'equazione della curva della portata torbida Q viene, anch'essa,

⁽⁶⁾ Indicata frequentemente (*Supino* ed altri) anche come *tensione di trascinamento* o *tensione tangenziale alla parete o contorno* (in N/m^2).

espressa da diversi AA., nella seguente forma:

$$Q_s = K Q_c^a \quad (\text{III-16})$$

dove K è una costante empirica, Q_c è la portata liquida e a un coefficiente angolare della retta ottenuta su un piano logaritmico ⁽⁷⁾.

3.3. Principali fattori che influenzano la produzione dei sedimenti

Si indica come *produzione di sedimento* S_p quella parte dell'erosione totale S_t , al netto del materiale depositatosi sulla superficie del suolo a seguito di riduzione della pendenza o, comunque, della velocità di ruscellamento, che compie l'intero percorso dalla zona di produzione alla superficie o alla sezione di misura torbimetrica. La *produzione specifica* o *trasporto torbido specifico*, invece, rappresenta il rapporto tra la produzione S_p , come avanti detto, e l'area del bacino A ; essa viene espressa, solitamente, in t/ha, o in t/km², per anno. Il *grado di sedimentazione* S_d di un bacino è dato dal rapporto tra la produzione di sedimento e l'erosione totale; tale quoziente si usa esprimerlo in %, ossia:

$$S_d = \frac{S_p}{S_t} \cdot 100 \quad (\text{III-17})$$

Per un valore dell'erosione totale S_t costante, e determinato in base ai noti parametri, i principali fattori che possono influenzare la produzione di sedimento S_p e quindi il quoziente S_d , sono, in generale:

a) l'ampiezza del bacino imbrifero (Fig. III-9);

⁽⁷⁾ Per esempio, per Q_c in t/s e Q_s in m³/s, vengono indicati i seguenti valori di K e di a , rispettivamente: $14,08 \times 10^{-6}$ e 2,45 per il Cuyahoga River nello Ohio (Wüzing, 1944) e $9,69 \times 10^{-6}$ e 3,056 per il fiume Agri alla stazione di misura di Tarangelo in Lucania (Capozza, 1963).

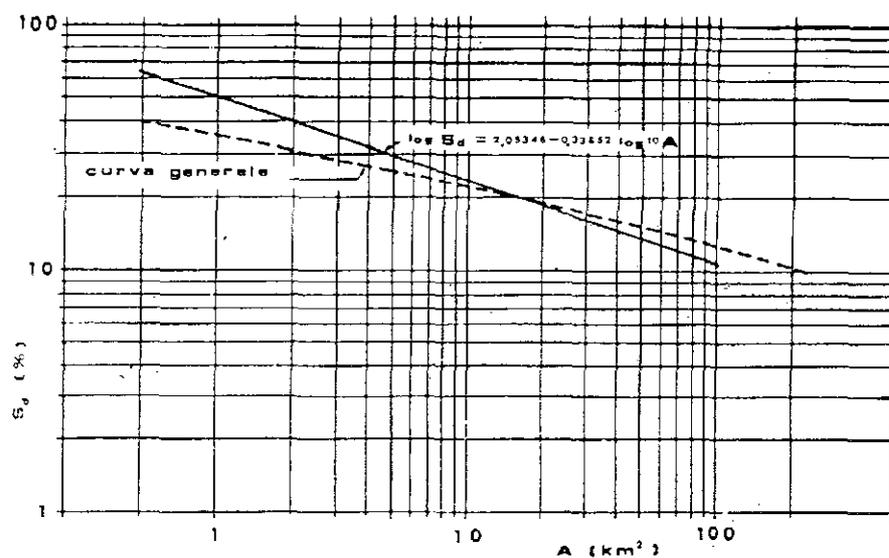


Fig. III-9 - Relazione tra sedimentazione S_d e ampiezza del bacino A

- b) la pendenza del corso d'acqua principale e dei suoi affluenti di diverso ordine;
- c) la forma del bacino imbrifero;
- d) l'efficienza della capacità di trattenuta del sedimento da parte dell'invaso ("*trap efficiency*");
- e) il rapporto afflusso annuo/superficie dell'invaso alla massima quota [$L^3/L^2 \cdot L$];
- f) la densità della rete idraulica per unità di superficie del bacino imbrifero;
- g) il rapporto di biforcazione, tra i numeri degli ordini crescenti degli affluenti, o indice di confluenza.

È, però, da rilevare che detti fattori sono quasi sempre interdipendenti tra di loro anche se l'influenza di uno può prevalere sugli altri,

Così, per esempio, i primi due, a) e b), esercitano una influenza globale la cui misura è proporzionalmente superiore a quella esercitata

dagli ultimi cinque fattori avanti elencati.

Qui è sufficiente evidenziare che la portata solida in sospensione q_s (in m^3/s per metro di perimetro bagnato C) trasportata da un corso d'acqua di raggio medio R , è direttamente proporzionale alla pendenza i ⁽⁸⁾, secondo la seguente relazione (Conti, 1930, 1931, 1932, Arredi, 1947):

$$q_s^{2/3} = \frac{1}{f_1} (f_2 R i - 1) \quad (\text{III-18})$$

in cui f_1 è una costante che si può assumere = 742,6

$$\text{ed} \quad f_2 = \frac{23,95}{d} \frac{0,0727 + d \cdot 10^3}{2,693 + 10^3} \quad (\text{III-19})$$

per d (in m) = diametro (supposto costante), delle particelle del materiale.

Nel caso specifico della sedimentazione in un invaso e non nell'alveo di un corso d'acqua, è stato trovato (Maner, 1958) che la migliore relazione semplice, capace di seguire le variazioni di S_d (in %), è data da:

$$\log S_d = 2,94259 - 0,82362 \text{ colog. } i_a \quad (\text{III-20})$$

dove:

$i_a = \Delta H/L$; ΔH = alla differenza (in m) tra la quota del bacino lungo il suo perimetro e la quota media del letto del torrente alla sezione di misura;

L = lunghezza (in m) del torrente principale misurata secondo una

⁽⁸⁾ La pendenza di equilibrio, per Tb (torbidità) = q_s / q (dove q = portata liquida) e per χ , coefficiente di Chezy, è data (Gherardelli, 1955) da:

$$i^{2/3} = \frac{\chi^{2/3}}{f_2} \left(f_1 T b^{2/3} + \frac{1}{q^{2/3}} \right)$$

linea pressochè parallela a questo, dal limite superiore del bacino alla sezione di misura.

Successivamente, tale relazione è stata leggermente modificata (Roehl, 1962) perchè è stato ritenuto più esatto misurare non già solo il corso d'acqua principale, bensì la lunghezza media di ciascun ordine di affluenti, ottenuta dal rapporto tra la lunghezza totale di ciascun ordine ed il numero degli affluenti compresi nel relativo ordine. i medio è stato ottenuto, perciò, dalla somma delle medie di ciascun ordine.

Quindi, è stato proposto:

$$\log. S_d = 2,88753 - 0,83291 \text{ colog. } i_a, \quad (\text{III-21})$$

con i_a calcolata con i criteri sopra esposti.

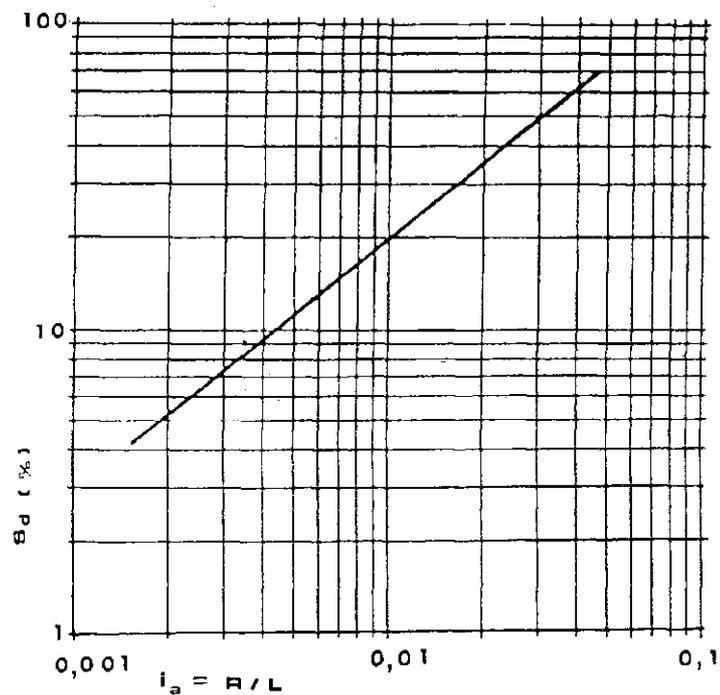


Fig. III-10 - Relazione tra le variazioni di S_d con quelle di $i_a = R/L$ ($\Delta H/L$)

Di questa relazione, nella Fig. III-10 è riportata una rappresentazione grafica.

3.4. Metodi di misura indiretta della produzione di sedimenti

A parte i *rilievi batimetrici* ⁽⁹⁾, con i quali si effettuano periodiche misure topografiche per il calcolo diretto del materiale depositato nell'invaso, in generale la misura preventiva della probabile produzione di sedimento in un vaso che si intende realizzare, può avvenire attraverso:

- a) la misura diretta del trasporto torbido con l'installazione di apposite *stazioni torbimetriche* disposte sul corso d'acqua;
- b) l'impiego di dati già disponibili, relativi a bacini imbriferi analoghi a quello oggetto di studio;
- c) calcolo della erosione nel bacino imbrifero e determinazione della parte di questa che può annualmente immettersi e depositarsi nello stesso vaso.

Il metodo di cui al precedente punto a) è senza dubbio il più sicuro quando si dispone dei dati torbimetrici subito a monte ed a valle dell'invaso.

Purtroppo, però, l'ubicazione di qualche stazione torbimetrica lungo un corso d'acqua importante difficilmente permette di estendere la validità dei dati con esse raccolti a tutto il bacino imbrifero sotteso, in particolar modo ai singoli sub-bacini che sono, poi, di maggiore produzione specifica di sedimenti.

Per tale motivo si ricorre, sempre più frequentemente, alla installazione di nuove stazioni nei punti più interessati allo studio del progetto dell'invaso; in questo caso però il periodo di osservazioni preliminari è

⁽⁹⁾ È appena il caso di evidenziare le difficoltà, soprattutto per i laghi pieni, nell'impiego del tradizionale metodo topografico: difficoltà che sembrano molto ridotte con l'adozione del *metodo ecografico* (Cotecchia, 1962, Tonini, 1962).

quasi sempre limitato a qualche anno, con conseguente insufficienza di dati.

Per quanto riguarda, poi, l'adozione di dati torbimetrici rilevati per altri bacini analoghi, vi è da rilevare che sussistono le medesime, se non maggiori, perplessità indicate per le stazioni torbimetriche. Ciò perchè le difficoltà sia del reperimento di tali dati e sia della determinazione dell'analogicità dei bacini imbriferi rendono molto difficile l'applicazione concreta di tale metodo.

D'altro canto la indicatività dei dati sulla sedimentazione ed il loro inevitabile non elevato grado di approssimazione, ha indotto numerosi studiosi a cercare delle relazioni quantitative tra i vari fattori che la determinano, in modo da ottenere formule capaci di dare delle indicazioni preventive sul presunto valore della sedimentazione stessa.

Sia che detta indicazione venga espressa in unità di peso o di volume di sedimento per unità di superficie imbrifera, sia che venga espressa in % dell'erosione annua, sia, infine, che venga indicata come valore percentuale della capacità di invaso perduta annualmente, o dopo t_n anni, per effetto del deposito di sedimento, quasi tutte le formule prendono in considerazione i fattori di base precedentemente indicati.

3.4.1. Formule di Ackermann W.C. e Corinth R.L. (1962)

Trattasi di equazioni empiriche ottenute dalla correlazione multipla tra la quantità di sedimenti depositatasi negli invasi S_p (in t/ha), l'erosione totale S_t ed alcuni fattori idraulici e morfometrici.

In sostanza; gli AA. considerano, oltre all'erosione S_t (in t/ha):

- l'efficienza della capacità di trattenuta del sedimento da parte dell'invaso, T , (in %);
- l'afflusso annuo alla diga A_f (in m^3);
- la capacità d'invaso C (in m^3);

- il rapporto $D = A_f/a$ (a = superficie dell'invaso in ha, moltiplicata per 1 metro);
- la pendenza media degli affluenti di 1° ordine, meno quella degli affluenti di 2° ordine, i , in m/km;
- il diametro equivalente d_e (in km) del bacino imbrifero, ossia il diametro di un cerchio di area uguale a quella del bacino imbrifero;
- il rapporto F tra la lunghezza del tributario principale ed il diametro equivalente d_e .

Da cui:

$$S_p = 0,043 S_i T_s \frac{D^{1/3} (5,28 i)^{1/2}}{F^{3/2}} \quad (\text{III-22})$$

Per la determinazione del valore di T_s viene indicata la curva di *Brune* (1953) in cui detto valore è posto in relazione al rapporto tra la capacità dell'invaso C e l'afflusso annuo A_f .

Nella Fig. III-11, oltre a detta curva mediana, per invasi di norma-

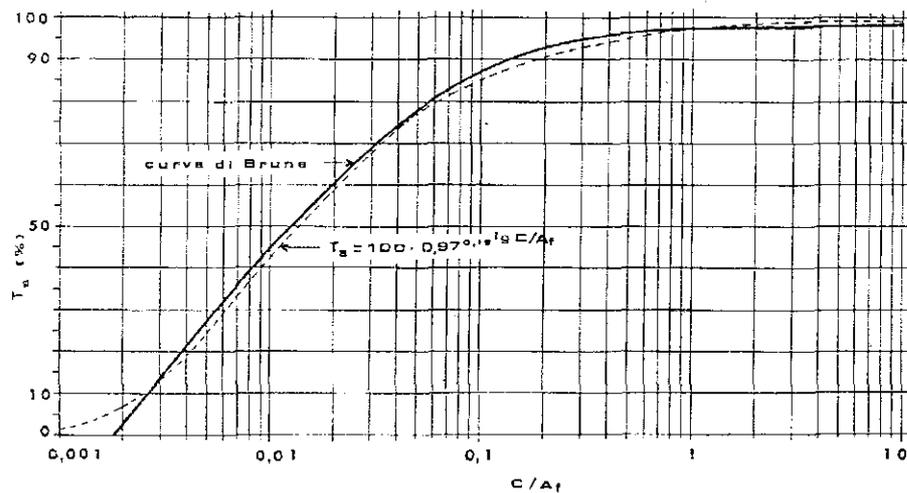


Fig. III-11 - Sedimento trattenuto T_s (%) e rapporto tra capacità dell'invaso C (m^3) e afflusso annuo A_f (m^3)

le riempimento, è riportata anche la curva modificata da *Dendy* (1974), più idonea per i piccoli invasi, la cui equazione è:

$$T_s = 100 \cdot 0,97^{0,19 \log C/Af} \quad (\text{III-23})$$

Altri (*Rausch e Heinemann*, 1975) hanno posto in evidenza l'influenza del tempo (in giorni) in cui ciascun incremento di afflusso resta nell'invaso "detention time" td e suggeriscono relazioni del tipo $T = 100/e^{\alpha e^{\beta td}}$ in cui α e β sono coefficienti di regressione. Inoltre, le dimensioni delle particelle esercitano una significativa influenza.

3.4.2. Formule di *Roehl J.W.* (1962)

Traggono origine dall'analisi preliminare di numerosi fattori, soprattutto di ordine morfologico, studiati per determinare l'influenza di ciascun tipo di erosione come produzione di sedimento nei riguardi di 371 opere per la regolazione delle piene progettate in diversi Stati del sud-est degli U.S.A. La superficie dei singoli bacini imbriferi è variata tra 142 e 7460 ettari, con una superficie complessiva, interessata a detto studio preliminare, di circa 4455 km².

In particolare sono stati considerati:

- il dislivello R tra la quota media del perimetro del bacino imbrifero e la quota del letto del suo corso d'acqua principale, alla sezione di misura, (in m);
- l'area del bacino A , in ha;
- l'ordine degli affluenti (secondo *Strahler*, 1957);
- la lunghezza media di L di ciascun ordine di affluenti;
- la media ponderata del rapporto di biforcazione B_k tra i numeri, per

- ordine crescente, degli affluenti (secondo Schumm, 1954) ⁽¹⁰⁾;
- il rapporto $i'_a = \Delta H/L$, in metri (v. la III-20);
 - la densità specifica degli affluenti (in m/ha).

Dai dati ottenuti su 15 invasi, lo stesso Autore ha proposto alcune relazioni semplici tra S_d (in % dell'erosione totale) e, rispettivamente, A , L e i'_a .

Considerando anche il fattore biforcazione, B_R , l'A. ha ottenuto la migliore correlazione multipla ($r = 0,961$) con la seguente formula:

$$\log S_d = 4,59574 - 0,23043 \log 10 A - 0,51022 \log i'_a - 2,78594 \log B_R \quad (\text{III-24})$$

⁽¹⁰⁾ Posto N il numero degli affluenti di ciascun ordine $i = 1, 2, \dots, n$, il rapporto di biforca-

$$\text{zione } Br_i = \frac{N_i}{N_i + 1}$$

La media ponderata B_R di detti rapporti è, evidentemente,

$$B_R = \frac{N_1 + N_2 + \dots + N_n}{\frac{N_1}{Br_1} + \frac{N_2}{Br_2} + \dots + \frac{N_n}{Br_n}}$$

Peraltro, viene considerato preferibile (Dubreuil, 1974) stimare il valore medio di B_R da un grafico log-normale, nel quale sulla scala logaritmica vengono riportati i numeri N_i degli affluenti e sulla scala normale l'ordine x_i crescente degli stessi affluenti (v. Fig. III-12).

Il coefficiente angolare (coeff. di regressione) della retta rappresenta il logaritmo di B_R ; esso è dato dal rapporto tra la differenza dei logaritmi di due numeri di affluenti, sull'asse y , e la differenza dx sull'asse delle x :

$$\log. B_R = \frac{\log. N_i - \log. N_i - y}{dx}$$

(Esempio: se $N_i = 100$, $\log. N_i = 2$ e se $N_i - y = 1$, $\log. N_i - y = 0$; al predetto intervallo $100 - 1$, corrisponde sull'asse delle x $dx = 3,24 - 0,38 = 2,86$; quindi

$$\log. B_R = \frac{2 - 0}{2,86} = 0,6993, \text{ da cui: } B_R = 5,01).$$

Detta relazione non è che l'applicazione di quella posta nella forma:

$$B_R = \left(\frac{N_i}{N_i - y} \right)^{1/dx}$$

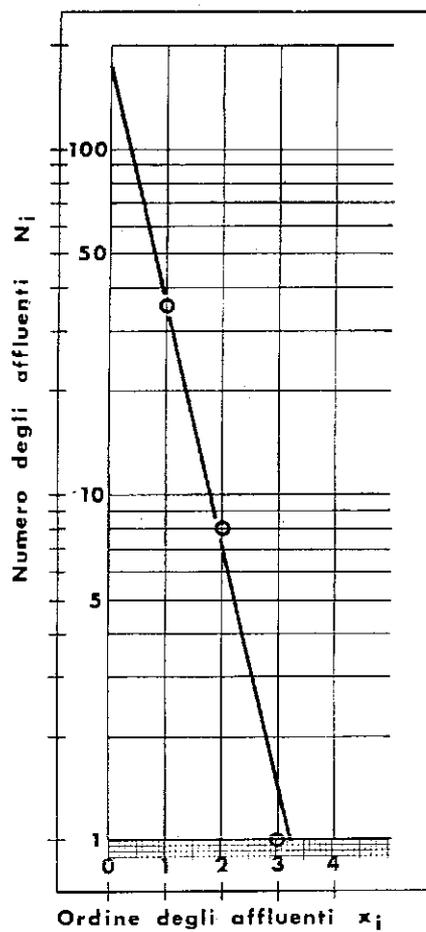


Fig. III-12 - Relazione tra N_i e x_i

Principali lavori consultati per l'approntamento della Parte III

1. - W.C. ACKERMAN, R.L. CORINTH. *An empirical equation for reservoir sedimentation*. Ass. Int. d'hydr. Scient., pubbl. n. 59 - Gentbrugge, 1962, pagg. 359-366.
2. - AA.VV. *L'influence de l'homme sur le cycle hydrologique*. FAO, Roma, 1974, "bulletin d'irrigation et de drainage", n. spécial 17, pagg. 78.
3. - M.D. BUTLER. *Conserving soil*. D. Van Nostrand Company Inc. Princeton, N.J., 1955, pagg. 321.
4. - V. COTECCHIA. *La sedimentazione in taluni laghi artificiali dell'Italia meridionale e fondamenti teorici e sperimentali per lo studio del fenomeno*. Relazione su ricerche e studi promossi dall'ANIDEL, parte II, 1960, estr. pagg. 19.
5. - F.E. DENDY. *Sediment trap efficiency of small reservoir*. Trans. of the ASAE, 1974, pagg. 898-901.
6. - G.R. FOSTER, D.K. MC COOL, K.G. RENARD, W.C. MOLDENHAUER. *Conversion of the universal soil loss equation to SI metric units*. Journal of soil and water conservation, 1981, pagg. 355 ÷ 360.
7. - N. MATARRESE. *L'erosione idrica superficiale e l'analisi dei fattori che la determinano*. Annali della Facoltà di Agraria dell'Università di Bari, vol. XX, 1966, pagg. 56.
8. - N. MATARRESE. *La sedimentazione negli invasi ed alcuni aspetti metodologici per la sua misura indiretta*. Annali della Facoltà di Agraria dell'Università di Bari, vol. XXI, 2ª parte, 1967, pagg. 32.
9. - N. MATARRESE. *L'erosione idrica in due sub-bacini dell'Ufita e la sedimentazione nei rispettivi laghetti collinari*. Scienza e Tecnica Agraria, Anno VIII, n. 2 Febb. 1968, pagg. 30.
10. - D.K. MC COOL, W.H. WISCHMEIER, L.C. JOHNSON. *Adapting the universal soil loss equation to the Pacific Northwest*. Trans. of the ASAE, 1982, pagg. 928 ÷ 934.
11. - C.K. MUTCHLER, C.E. MURPHREE, K.C. MC GREGOR. *Subfactor method for computing C factors for continuous cotton*. Trans. of the ASAE, pagg. 327 ÷ 332.

12. - D.L. RAUSCH, H.G. HEINEMANN. *Controlling reservoir trap efficiency*. Trans. of the ASAE, 1975, pagg. 1105-1113.
13. - J.W. ROEHL. *Sediment source areas, delivery ratios and influencing morphological factors*. Ass. Int. d'hydr. Scient., pubbl. n. 59, Gentbrugge, 1962, pagg. 202-213.
14. - J.H. STALLINGS. *Soil conservation*. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, N.J., 1957, pagg. 575.
15. - VEN TE CHOW. *Handbook of applied hydrology*. McGraw Hill C., New York, 1964, pagg. 1418.
16. - W.H. WISCHMEIER, D.D. SMITH. *Rainfall energy and its a tool in soil and water management planning*. Ass. Int. d'hydr. Scient. pubbl. n. 59, Gentbrugge, 1962, pagg. 148-159.

Parte IV

PRINCIPI FONDAMENTALI SULLE OPERE DI SISTEMAZIONE DEI BACINI IMBRIFERI (*)

(*) Questa parte è limitata ai problemi di maggiore interesse per l'idraulica agraria; si rimanda, pertanto, ai testi di Sistemazioni idraulico-forestali per gli approfondimenti di quanto accennato ai capitoli 1 e 2 e per la sistemazione dei terreni montani degradati, le frane ed i calanchi.

1. CENNI SULLE PRINCIPALI OPERE DI CONTROLLO DELLE ACQUE SU SUOLI IN PENDIO

1.1. Generalità

Si chiama *bacino orografico*, o topografico, o anche bacino imbrifero, quel territorio le cui acque superficiali, attraverso le varie fasi di scorrimento e di inalveamento, si raccolgono in uno stesso corso d'acqua: se oltre alle acque superficiali si comprendono anche quelle sotterranee, il bacino viene chiamato *idrografico*.

Il perimetro di un bacino orografico è costituito da una *linea di dispiuvio* o *spartiacque*. Approssimativamente, e l'approssimazione è tanto più valida quanto più i bacini sono impermeabili, il bacino idrografico viene di solito considerato corrispondente al bacino orografico, in quanto quest'ultimo è di più facile identificazione.

Nei corsi d'acqua a regime torrentizio si possono distinguere: a monte, un *bacino di raccolta* (o di origine); sulla parte mediana, un *canale di scarico* (letto od alveo del torrente); nella parte a valle, un *cono di deiezione* (o di deposito).

Il controllo delle acque, nei riguardi della erosione idrica superficiale, interessa sia i *versanti* o le pendici del bacino di raccolta, sia il *letto del corso d'acqua* collettore.

I mezzi tecnici più appropriati per effettuare questo controllo vengono illustrati nei paragrafi seguenti.

1.2. Interventi sui versanti

A parte le sistemazioni collinari classiche, connesse con particolari tecniche agronomiche, per i terreni con accentuata pendenza, la tecnica più in uso per ridurre l'erosione e facilitare la penetrazione dell'acqua nel

terreno stesso è quella genericamente indicata con il nome di *terrazzamento*.

Il terrazzamento si basa sullo scavo a mezzacosta per la creazione di ripiani (terrazze) continui.

A seconda delle condizioni morfologiche, pedologiche, pluviometriche ed economiche (soprattutto per quanto riguarda la destinazione dei terreni sistemati: colture agrarie o rimboschimento), si hanno i seguenti tipi di interventi, man mano che la pendenza aumenta e si passa da colture erbacee a colture arboree ed arbustive fino ad impianti forestali (v. Fig. IV-1):

- sistemazione con arginetti e coltivazioni a strisce,
- terrazzamenti (con le varianti ciglionamento e lunettamento),
- panchinamento,
- banchinamento,
- gradonamento.

1.2.1. Sistemazione ad arginetti (od a canali livellati)

È questo un sistema moderno di terrazzamento, valido per terreni con pendenza non superiore al 10-12%. Esso viene realizzato costruendo, con semplici movimenti di terra, una serie di avvallamenti, con il bordo a valle un po' rialzato, che costituiscono dei fossi con asse pressoché perpendicolare alla linea di massima pendenza, fossi che intersecano perciò il pendio. Questi fossi opportunamente distanziati ed aventi pendenza minima, convogliano l'acqua di ruscellamento in collettori. In questo modo la pendenza del terreno non viene variata, ma l'acqua di ruscellamento viene raccolta e incanalata prima che possa scorrere sul terreno in quantità e velocità da produrre apprezzabile erosione.

La distanza fra le terrazze viene fissata, possibilmente, in base ad indagini sperimentali in relazione alle piogge e alla natura del terreno. In

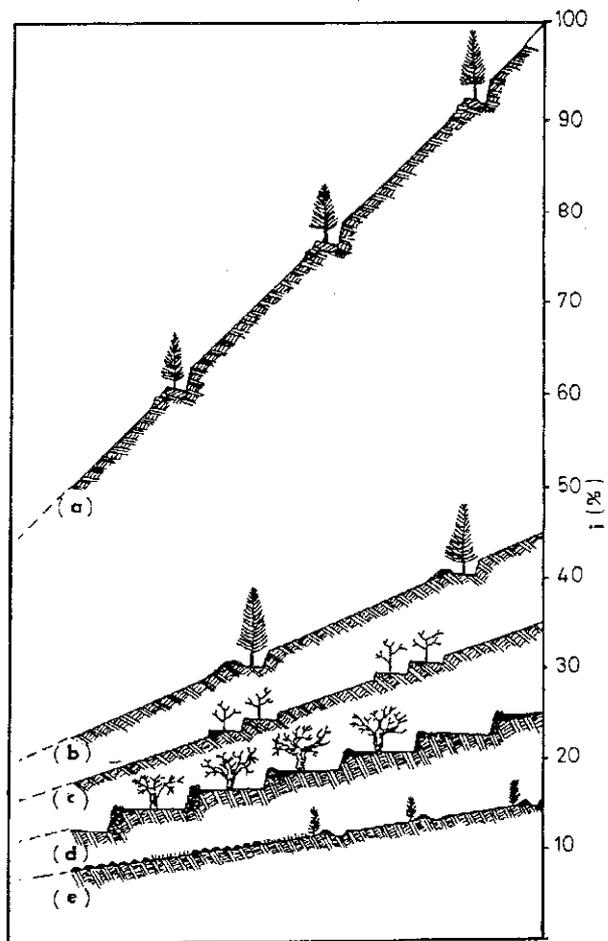


Fig IV-1 - Schema esemplificativo delle sistemazioni dei terreni in pendio: (a) *gradonamento* (rimboschimento); (b) *banchinamento* (rimboschimento); (c) *panchinamento* (per tutte le colture); (d) *terrazzamento* con scarpata in pietra, *cigionamento* con scarpata in terra (per tutte le colture), *luettamento* con scarpate in pietra (per tutte le colture); (e) *sistemazione con arginetti* (per colture erbacee), *coltivazione a strisce* (per colture erbacee).

mancanza di questo può servire la formula empirica

$$\Delta h = Ki + C \quad (\text{IV-1})$$

ove Δh = dislivello fra due terrazze successive, in metri,

i = pendenza del terreno, in %,

K = variabile il cui valore è compreso tra 0,1 e 0,2 (in relazione alla più o meno piovosità della zona),

C = variabile compresa tra 0,3 (suoli erodibili) e 0,6 (suoli poco erodibili).

La distanza tra le piccole terrazze si ricava, dunque, da:

$$L = 100 \frac{\Delta h}{i}$$

Ad esempio, per gli Stati del sud degli U.S.A. sono indicati i seguenti valori medi:

Pendenza %	Dislivello fra le terrazze m	Distanza fra le terrazze m
2	0,76	38,0
4	0,91	22,7
6	1,07	17,9
8	1,22	15,3
10	1,37	13,7
12	1,52	12,6

I fossi delle terrazze devono essere dimensionati in modo da essere in grado di convogliare la portata massima dell'acqua di scorrimento superficiale di un evento avente il tempo di ritorno di 10 anni.

La pendenza dei fossi deve essere tale da permettere a questi di essere in grado di convogliare a bassa velocità l'acqua nel collettore, per

non provocare erosione di terreno. Le velocità non dovranno superare $0,70 \div 0,75$ m/s per i suoli tenaci, e $0,40 \div 0,45$ m/s per i suoli sciolti. Per ottenere questi valori la pendenza non deve superare, in genere, lo 0,3%, eccezionalmente lo 0,4%. Ad ogni modo sarà sempre opportuno controllare tronco per tronco la capacità di portata del fosso con una delle normali espressioni del moto uniforme.

Dai fossi l'acqua versa nei collettori, posti lungo la linea di massima pendenza. Tali collettori devono essere rivestiti e protetti in modo da poter trasportare, senza deteriorarsi, la portata di piena con il detto tempo di ritorno di 10 anni. Affinchè la forza erosiva della corrente non sia grande, è opportuno, in relazione alla portata da convogliare, che la sezione del collettore sia larga, la profondità piccola, e le sponde con piccolissima inclinazione (ad es. con scarpa 4:1).

1.2.2. Terrazzamento a ripiani

È questo il tipo più antico di terrazzamento, caratteristico delle zone con scarsa superficie agraria in piano, densa popolazione e manodopera a basso prezzo (v., per es., Fig. IV-2).

Questo tipo di terrazzamento si presta meglio nei suoli sciolti con disponibilità di pietrame, che serve come materiale per costruire i muretti di sostegno. Il ripiano, tra scarpata e scarpata, può essere orizzontale o inclinato verso valle, o anche inclinato verso monte. Sarà pure necessario provvedere ad una rete, più o meno estesa, di drenaggio (in genere con dreni sotterranei).

Il terrazzamento a ripiani può essere realizzato anche con pendenze elevate, fino, eccezionalmente, al 100% (45°); ordinariamente la pendenza non dovrebbe superare il 45% (infatti, con dislivello di 1,50 m si hanno ripiani larghi 3,33 m). La larghezza, al lordo delle scarpate del ri-



Fig. IV-2 - Terrazzamento per risaie in Indonesia - Giava occidentale (FAO, 1974)

piano orizzontale, è data dalla nota relazione:

$L = 100 \frac{\Delta h}{i}$; Δh = dislivello tra i ripiani espresso in m, i = pendenza in percento (come già visto nelle pagine precedenti).

Il dislivello fra ripiano è generalmente compreso tra 1 e 3 m.

Se i ripiani vengono realizzati con muretti, questi vanno calcolati come muri di sponda. La spinta della terra P_i è data dall'espressione

$$P_i = \frac{1}{2} \rho \cdot h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{IV-2})$$

(Paramento a monte verticale e ripiani orizzontali)

ove: ρ_t = massa volumica del terreno ($\sim 1800 \text{ kg/m}^3$),

h = altezza del muro,

φ = angolo di attrito interno del terreno.

Com'è noto la spinta è normale al muretto ed applicata ad $1/3$ dalla base di questo.

Se sul terreno esiste un *sovraccarico* del valore di $p \text{ kg/m}^2$ (ad es. presenza di mezzi meccanici) questo dà luogo ad una spinta suppletiva, P'_t , in kg.

$$P'_t = p h \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{IV-3})$$

che pure è orizzontale, ma applicata a metà altezza del muro.

Perchè il muro resista, la risultante di queste forze R con la forza che rappresenta il peso del muro P_m deve passare entro la base del muro stesso, come è schematizzato nella Fig. IV-3.

I muri vengono costruiti generalmente con pietrame a secco; nel caso di pietrame con malta, o calcestruzzo, bisogna lasciare entro essi ampi fori di drenaggio. Questo drenaggio è necessario per impedire che a tergo del

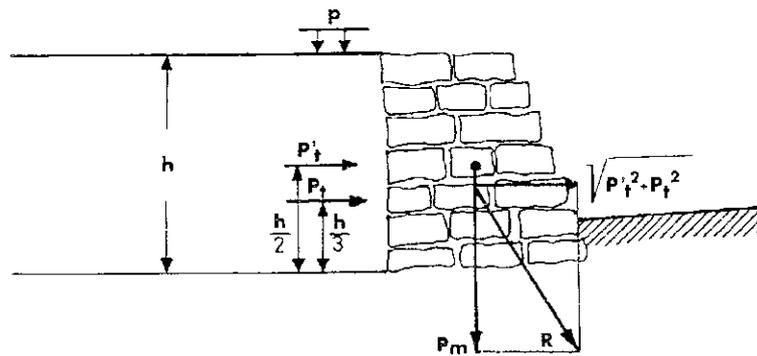


Fig. IV-3 - Schema delle forze che agiscono su un muretto di terrazzamento

muro si formi uno strato continuo d'acqua, che darebbe luogo ad una spinta idrostatica, di valore maggiore di quella del terreno.

Quando i ripiani vengono realizzati per mezzo di scarpate (unico sistema oggi ritenuto economicamente valido) le scarpate stesse debbono essere protette contro l'erosione con zolle erbose.

La pendenza 1:1 della scarpata garantisce la stabilità del gradone anche in presenza di sovraccarichi sul ripiano e di terreni con debole coesione. Per scarpate con piccoli dislivelli sono ammesse pendenze maggiori specie se il terreno ha forte coesione.

2. CRITERI DI SISTEMAZIONE DEI TORRENTI

2.1. Generalità

Si possono distinguere due diversi tipi di torrenti nei riguardi del loro comportamento verso il trasporto solido:

- a) *torrenti di trasporto*, quando l'afflusso di materiale solido è superiore o uguale alla capacità di trasporto del torrente:
- b) *torrenti di scavo*, quando la capacità di trasporto del torrente è maggiore dell'afflusso del materiale che arriva, per cui il torrente tende a scavare il proprio alveo.

Naturalmente possono esserci dei torrenti che in certi tratti sono di trasporto, in altri di scavo.

Nei torrenti di trasporto l'alveo tende ad interrarsi. Questo fatto se in certi casi non è dannoso, in altri lo può essere, come nell'attraversamento di abitati e in presenza di ponti: inoltre, se l'alveo non è molto incassato, sono più facili le esondazioni. Infine per la presenza di grande quantità di materiale nell'alveo si possono formare con più facilità lave torrentizie.

Per la sistemazione di un torrente di trasporto, in attesa che venga ridotto l'apporto di materiale solido sistemando le pendici (lavoro sempre lungo, i cui risultati si avvertono dopo numerosi anni), si costruiranno degli sbarramenti, possibilmente a valle di varici naturali, aventi lo scopo di trattenere e raccogliere il materiale (*briglie di trattenuta*). È logico che l'effetto di trattenuta di queste briglie è limitato nel tempo e pertanto bisogna parallelamente provvedere alla sistemazione del bacino.

Nei torrenti di scavo il letto del torrente tende ad approfondirsi sempre di più: questo fatto ha come conseguenza lo scalzamento dei versanti, così che si possono formare frane per erosione al piede.

Per evitare questo inconveniente bisogna dare all'alveo una pendenza tale che, in ogni suo punto, la quantità di materiale trasportato sia

uguale a quella che arriva. Questa pendenza che rappresenta uno stato di equilibrio dinamico, nel quale vi è compenso tra materiale in arrivo e materiale trasportato, si chiama *pendenza di compensazione* i_{cc} .

Essa corrisponde ad una condizione definitiva, alla quale tendono a disporsi naturalmente, nel corso dei millenni, i torrenti ed i fiumi, e il cui raggiungimento l'uomo cerca di affrettare. Per poter determinare, sia pure con larga approssimazione, la pendenza di compensazione, si dovranno rilevare le dimensioni dei ciottoli costituenti l'ossatura del greto.

Imponendo che ai ciottoli di diametro d corrisponda la velocità limite di trascinamento, cioè uguagliando la spinta idrodinamica sul ciottolo, più la componente del peso (immerso in acqua) nella direzione del moto, alla resistenza per attrito, si arriva ad alcune espressioni che, conglobando costanti e parametri, sono molto semplici. La più nota è l'espressione del *Thiery*:

$$i_{cc} = \frac{q_s - q}{100} \frac{d}{\chi^2 \cdot h} \quad (\text{IV-4})$$

ove q_s e q : sono rispettivamente la massa volumica del materiale trasportato e dell'acqua in kg/m^3 ,

d : il diametro dei ciottoli in m,

χ : il coefficiente di *Chézy* della (I-48), (cfr. parte I, 2.2.3)

h : l'altezza dell'acqua in m.

Semplificando ancora di più, il *Valentini*, per alcuni torrenti della Valtellina, trovò:

$$i_{cc} = 0,093 \frac{d}{R} \quad (\text{IV-5})$$

R è il raggio idraulico in m e d il diametro dei ciottoli più grandi, in m.

D'altra parte non è necessario avere un valore preciso della pendenza di compensazione; è sufficiente un valore medio indicativo.

In base a questo valore indicativo si costruiscono, sull'alveo, delle briglie di modesta altezza ($2 \div 4\text{m}$), le quali in questo caso avranno lo scopo non tanto di ritenere il materiale, quanto ridurre la pendenza dell'alveo creando dei salti di fondo (*briglie di consolidamento*).

Talvolta, invece di briglie, potranno impiegarsi delle soglie, le quali non sporgono sull'alveo primitivo, ma fissano in quella sezione il profilo del torrente. Il profilo può abbassarsi a valle della soglia, per effetto dell'erosione e in questo modo diminuirà la pendenza. Per evitare scalzamenti le soglie dovranno essere fondate abbastanza profondamente.

La distanza tra briglia e briglia (o tra soglia e soglia) si determinerà in relazione alla presunta pendenza di compensazione. Lo schema di una disposizione con briglie o con soglie è riportato nella Fig. IV-4 (*Benini*).

Da un punto di vista economico sarebbe indubbiamente vantaggioso raggiungere al primo intervento le condizioni definitive per ottenere la pendenza di compensazione. Da un punto di vista solamente tecnico nessun danno si ha se la pendenza che in effetti si raggiunge sarà maggiore di quella prevista. Invece se la pendenza che si avrà dopo, effettuata la sistemazione, risulterà minore di quella prevista, occorre, per evitare lo scalzamento della briglia a monte, o sopraelevare le briglie già costruite o inserire delle briglie nuove interne (briglie di secondo ordine).

Questi torrenti di scavo vengono di solito sistemati non con briglie isolate, ma con una serie numerosa di briglie. Ordinariamente, le fonda-

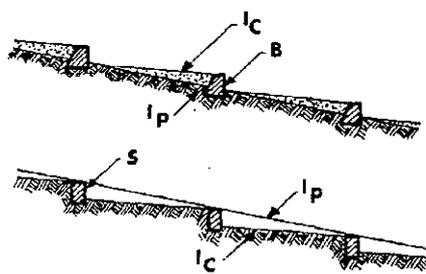


Fig. IV-4 - Profilo di compensazione I_c , con briglie B e con soglie S (I_p = profilo primitivo)

zioni delle briglie si spingono fino alla roccia, ma, quando questo non è possibile (il che avviene spesso), è sufficiente che alcune briglie (briglie cardini) opportunamente intervallate ed in particolare quelle più a valle, siano profondamente e solidamente fondate, mentre le fondazioni delle altre sono protette, contro lo scalzamento, dalla briglia sottostante.

Questo tipo di sistemazione del torrente, ottenuto con l'inserimento di briglie o soglie, si chiama "*a gradinata*", ed è quello più comunemente adottato: a volte, però, per tratti limitati, esso viene sostituito con la sistemazione "*a cunetta*".

Il metodo a cunetta si adotta quando si voglia smaltire il materiale solido, nonché l'acqua, in arrivo, senza che vi siano variazioni (alzamenti o abbassamenti) del letto. Converrà adottare questa soluzione nell'attraversamento di un centro abitato, in tratto a lieve pendenza, ove facilmente si avrebbe deposito di materiale.

Per realizzare la cunetta a volte è sufficiente una selciatura del fondo: quasi sempre è conveniente creare una sezione più o meno regolare, rivestendo anche le sponde che, in questo caso, sono verticali o molto inclinate.

Il materiale di costruzione sarà di preferenza il pietrame, posto a secco o, preferibilmente, legato con malta di cemento su un letto di calcestruzzo. Sconsigliabili le cunette in calcestruzzo, che non sopportano velocità maggiori di $2,50 \div 3,00$ m/s con trasporto di materiale. Anche nelle cunette di pietrame non si dovranno superare velocità dell'ordine di $8 \div 10$ m/s per evitare logoramento troppo rapido e spese di manutenzione eccessive. Nel caso di pendenza elevata per non avere velocità eccessive, si inseriranno dei salti di fondo.

Talvolta possono andare bene anche gabbioni di rete metallica. Però, in presenza di trasporto solido grossolano questi gabbioni devono essere formati con rete di tondino di ferro di diametro tale da non essere spezzato dai massi trasportati dalla corrente. Ad esempio, sono stati realizzati con ottimo successo gabbioni con maglie elettrosaldate ottenute

con tondino di 8 mm di diametro.

In altre situazioni, in presenza di grossi massi sul fondo, può non essere necessaria la selciatura del fondo. In questo caso le fondazioni dei muri di sponda debbono essere più profonde, e preferibilmente conformate come travi in calcestruzzo armato, in modo da poter resistere ad eventuali scalzamenti localizzati.

Per canalizzazioni soggette a velocità non eccessive, queste strutture rigide possono essere sostituite da strutture deformabili. In questo caso le sponde vengono protette con piante vive (salici e ontani) su tutta la loro estensione, mentre al piede, che è il punto più sollecitato, vengono posti grossi massi.

Questi sono collegati fra loro, così da formare una sorte di collana o dei pendagli, da una fune di acciaio, fune che a sua volta è trattenuta da pali di larice o ferro profondamente infissi nell'alveo. Si ottiene un insieme non rigido, che si adatta a seguire piccoli spostamenti e assestamenti, ma nello stesso tempo molto robusto, di facile ripristino e di costo sensibilmente inferiore alle strutture rigide.

In genere nella sistemazione di un torrente, nella parte più a monte ove questo ha maggiore pendenza, si ha di solito una sistemazione a gradinata mediante una serie di briglie di consolidamento: nella parte a valle, nell'attraversamento del cono di deiezione, ove la pendenza è minore e spesso vi sono insediamenti umani, il torrente viene canalizzato o sistemato a cunetta. Spesso tra queste due tratte a diverso tipo di sistemazione si cerca di inserire una briglia di trattenuta, in modo da cercare di proteggere la parte canalizzata, in casi di eventi eccezionali, da un eccesso di trasporto solido.

2.2. Briglie

La briglia, o traversa, non è altro che una piccola diga, generalmente del tipo a gravità, ma non mancano esempi di briglie funzionanti ad arco.

2.2.1. Briglie a gravità in muratura di pietrame o in calcestruzzo.

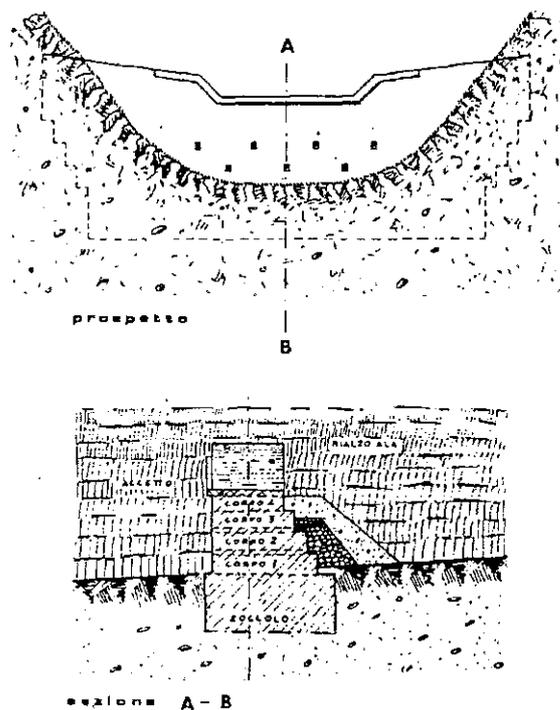


Fig. IV-5 - Briglia in calcestruzzo

Nel primo periodo di funzionamento la briglia è sottoposta alla spinta dell'acqua che si accumula a monte; dopo un certo tempo, talora molto breve, la briglia si interrisce e, poichè nel suo corpo sono aperte delle ampie feritoie, è sottoposta alla sola spinta delle terre, che è minore della spinta idrostatica (per la verifica della stabilità cfr. le relazioni IV-2 e IV-3).

Il paramento a valle può essere verticale (condizione favorevole per proteggerlo dalla caduta dei sassi) o inclinato (condizione più favorevole

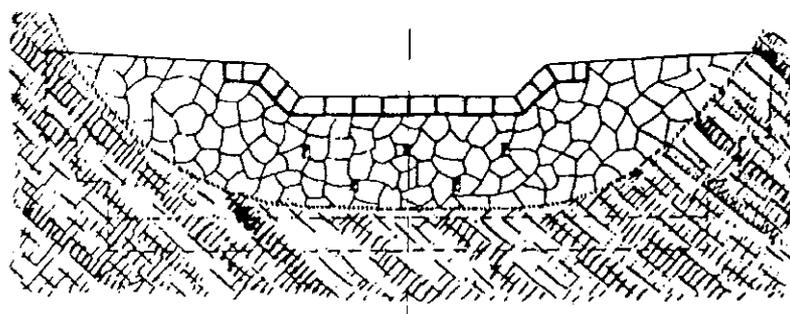


Fig. IV-6 - Briglia in muratura di pietrame

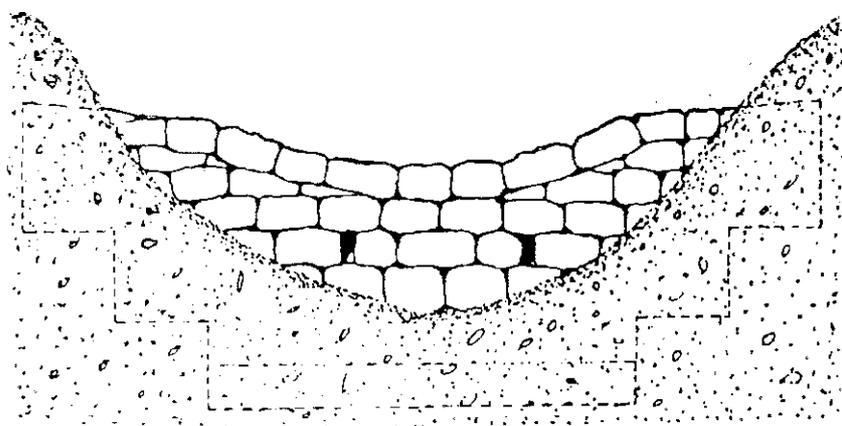


Fig. IV-7 - Briglia in muratura a secco

alla stabilità). Il paramento a monte può essere inclinato o a gradoni, o verticale.

La parte centrale della briglia, (*gaveta* o *savanella*), viene sagomata in modo da essere in grado di convogliare la portata di piena, così che la corrente non lambisca le sponde, evitando così i fenomeni erosivi. La

gaveta può essere di forma trapezia o con profilo a catenaria (Fig. IV-8). Il calcolo statico di una briglia si esegue considerandone una fetta di un metro di larghezza, come fosse indipendente dal resto. Vengono proposti criteri di calcolo che tengono conto anche del contributo dato dagli appoggi della briglia sulle sponde e sul fondo, considerando cioè la briglia come piastra (Benini).

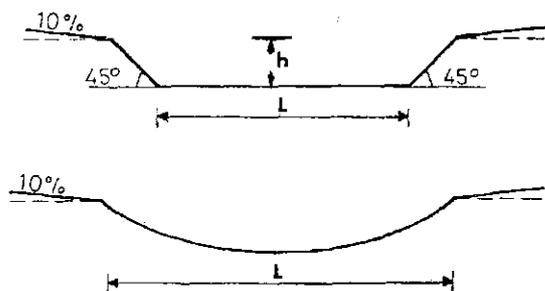


Fig. IV-8 - Tipi di gaveta

Tuttavia, qui di seguito, si indicheranno solo i criteri di calcolo correntemente seguiti.

Gaveta - Il dimensionamento della gaveta viene fatto assimilando la soglia di questa ad uno stramazzo in parete grossa largo L , per il quale dalla I-105 si ha:

$$Q = 0,385 L h_1 \sqrt{2g h_1} \quad (\text{IV-6})$$

Conglobando le costanti, nel caso di gaveta a sezione trapezia, risulta (trascurando gli apporti dei due triangoli laterali):

$$h = 0,7 \left(\frac{Q}{L} \right)^{2/3} \quad (\text{IV-7})$$

Nel caso di gaveta a forma catenaria, risulta, da un procedimento un po' più complesso, approssimativamente:

$$h = \left(\frac{Q}{L} \right)^{2/3} \quad (\text{IV-8})$$

Il dimensionamento della gaveta in questo modo si riferisce al funzionamento della briglia prima dell'interrimento; a interrimento avvenuto la sezione di gaveta così calcolata è esuberante.

Spessore del coronamento. La determinazione dello spessore del coronamento s di una briglia è molto incerta. Il coronamento deve resistere infatti, oltre che alla spinta dell'acqua, anche all'urto dei sassi da questa trascinati. Si impiegano formule empiriche, come:

$s = 0,70 + 2 d_m$, ove d_m è la dimensione massima in metri dei massi trascinati.

Un altro criterio è quello di assicurare la stabilità, in assenza di sforzi di trazione, del muro che, con pendenza dello 0,10%, si distacca dalla gaveta. Questo secondo criterio porta alla espressione

$$s = 0,7 h.$$

Si ritiene che queste espressioni siano largamente cautelative.

Larghezza della base. La larghezza b della base della briglia, ove questa sorge da terra, può essere determinata con diverse formule. Una delle più semplice è quella proposta da G. e A. Romiti, per paramento a valle verticale:

$$b = h_0 \sqrt{\frac{h_n + 3h - \frac{s^2}{h_n}}{h_n + h + \frac{\sigma t}{\rho}}} \quad (\text{IV-9})$$

in cui:

h_0 è l'altezza della briglia;

σt rappresenta la resistenza agli sforzi di trazione che la briglia può sopportare (espressa in kg/m^2) in corrispondenza al paramento a monte: in certe situazioni (ad es. tassativamente nelle briglie di pietrame a secco) si potrà porre $\sigma t = 0$;

q è, com'è noto, la massa volumica dell'acqua che, essendo carica di materiali, può essere posta anche pari a 1100 kg/m^3 .

È da tener presente che l'energia del getto che cade da una briglia o da una soglia tende a scalzare il terreno su cui si appoggia la briglia stessa. È necessario che tale scalzamento resti di profondità limitata, così da non creare preoccupazione. Il modo migliore di smorzare l'energia del getto è di creare, per mezzo di una bassa controbriglia, un cuscino d'acqua a valle della briglia. Comunque si dovrà sempre evitare che lo scavo che si forma a valle sia più profondo delle fondazioni.

2.2.2. Briglie in terra

Quando l'alveo del torrente da sistemare non è roccioso o sassoso, ma argilloso non sono adatte le briglie in pietrame o in calcestruzzo già descritte, in quanto tra esse e il terreno di fondazione si crea una superficie di discontinuità lungo la quale è facile che avvengano permeazioni ed in seguito fenomeni di sifonamento. Inoltre il terreno di fondazione non sempre si adatta a sopportare, senza cedimenti, il peso di una struttura muraria che, se rigida, si lesionerebbe, senza considerare che il costo di questa è sempre notevole.

In questi casi, dal punto di vista sia strettamente tecnico, sia economico, conviene costruire delle briglie in terra.

Sul posto ove deve essere costruita la briglia in terra, si deve prima asportare il materiale melmoso e lapideo; nonchè il terreno delle scarpate, cercando di arrivare ad un suolo di fondazione sodo e privo di residui

vegetali (radici). A volte basta asportare uno strato di 50 cm ma, spesso di più.

Talvolta la briglia non viene costruita per tutta la sua altezza, ma si procede a vari sovralti, sfruttando l'interrimento che si forma a monte della briglia stessa. Va però osservato che la riduzione di costi, che si ottiene con i sovralti, non è proporzionale alla riduzione dei volumi, ma minore, per il dispendio dovuto allo spezzettamento del lavoro.

La pendenza delle scarpate va, come valore indicativo, da 1/1 a 1/2 a monte e da 2/3 a 1/2 a valle. La larghezza minima in sommità è di circa 1 m; occorre maggiore larghezza se si impiegano mezzi meccanici per la costruzione della briglia, come oggi generalmente si fa.

Data la non elevata altezza di queste briglie (raramente superano i 10 m) non occorre raggiungere una compattazione molto spinta. Però è sempre necessario un controllo granulometrico, sia pure saltuario, del terreno impiegato a costruire la briglia. I terreni che meglio si adattano a questo scopo sono quelli argillo-sabbiosi.

Le briglie in terra, non essendo altro che degli argini in terra, non possono essere traccimate, essendo l'inerbimento in genere insufficiente a impedirne la erosione. Esse perciò debbono essere dotate di ampio sfioratore, che assicuri lo smaltimento della portata di piena. Questo sfioratore è di solito di tipo a scivolo, sito nella parte centrale del manufatto, in corrispondenza alla gaveta. Esso va rivestito, ma non con una struttura rigida, continua, che mal si adatterebbe a seguire gli inevitabili cedimenti dovuti al costipamento del massiccio terroso. Oggi esso viene realizzato o con lastre di calcestruzzo gettato sul posto, o con lastre prefabbricate. Altri sfioratori sono del tipo a pozzo.

2.2.3. Altri tipi di briglie

Oltre le briglie in muratura a gravità e le briglie in terra possono essere costruiti altri tipi di briglia. Comuni sono le *briglie ad arco* la cui sta-

bilità si basa sull'effetto arco.

La spinta dovuta all'acqua (o al terrapieno) si scarica, attraverso l'arco, sulle spalle, cioè sull'*imposta dell'arco*. Quindi condizione essenziale per l'adozione di questo tipo di briglia è che le sponde della valle siano in grado di sostenere la spinta trasmessa dall'arco, cioè siano formate da roccia sufficientemente compatta. Inoltre tali sponde devono essere abbastanza vicine fra loro: la larghezza della valle in corrispondenza alla gaveta non dovrebbe di massima essere maggiore di $3 \div 4$ volte l'altezza della briglia.

Più interessante è il funzionamento delle *briglie filtranti* degli altri tipi, nelle quali la parte centrale è formata da un'intelaiatura più o meno distanziata, di profilati metallici o di travetti prefabbricati di calcestruzzo armato, disposti in vario modo. Queste briglie vengono poste general-

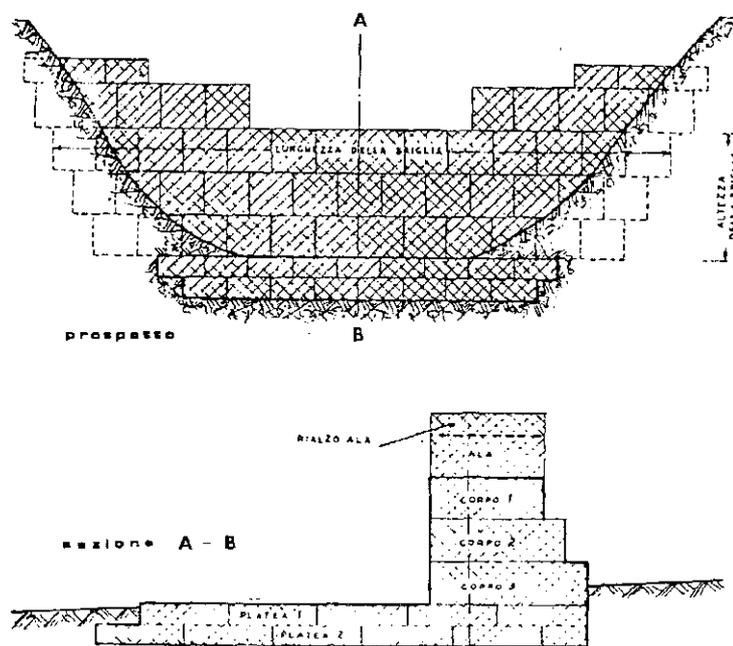


Fig. IV-9 - Briglia in gabbioni metallici

mente in serie. Esse frazionano e rallentano la portata solida trascinata dal torrente in piena, fermando gli elementi più grossi e in particolare i tronchi e le ceppaie degli alberi, ed impediscono in tal modo la formazione delle lave torrentizie. Passata la piena, i deflussi normali e di morbida provvedono generalmente a rimuovere l'intasamento che si è formato a monte della briglia. Eventualmente si dovrà intervenire per rimuovere qualche masso grosso, qualche ceppaia o tronco che siano rimasti a monte della briglia. È questo un intervento manutentorio di modesta spesa, ma necessario, per ridare alle briglie filtranti la loro funzione e la loro particolare caratteristica che a lungo andare altrimenti perderebbero.

Nella Fig. IV-9 si riporta in prospetto a sezione una briglia in gabioni di rete metallica con materiale lapideo sciolto.

3. LAGHETTI COLLINARI

3.1. Studi preliminari

Nella sistemazione dei bacini imbriferi con rocce impermeabili rientra la costruzione di piccole dighe in terra per la creazione di laghetti artificiali. Questi laghetti, detti collinari perchè le zone di maggiore diffusione sono proprio le colline, si prestano per scopi multipli: approvvigionamento idrico per l'irrigazione, regimazione delle piene, ricreazione, uso potabile, ecc. La destinazione prevalente dipende anche dal grado di sedimentazione del materiale eroso nel bacino imbrifero.

Si tratta di accumuli stagionali di acqua del volume variabile, generalmente, tra qualche decina di migliaia fino a diverse centinaia di migliaia di m³.

Gli studi preliminari riguardano:

- le caratteristiche del bacino imbrifero,
- la scelta della zona d'invaso,
- il calcolo delle disponibilità idriche.

Il primo studio è di carattere topografico e, con l'ausilio delle carte topografiche 1:25000 con curve di livello (eventualmente ingrandite a 1:10000), serve principalmente a delimitare il bacino imbrifero rispetto all'asse della diga in terra ed a conoscerne, a mezzo di planimetri, la relativa superficie (Fig. IV-10).

Lo studio topografico della zona d'invaso dev'essere più dettagliato. Occorrono mappe plano-altimetriche in scala 1:2000 o 1:1000. Il dettaglio si ottiene con rilievi topografici diretti e serve per l'esatta determinazione sia del volume d'invaso, con il variare dell'altezza di ritenuta, sia del volume della diga in modo da non scendere al disotto del rapporto acqua/terra 3/1 ÷ 4/1.

Per una prima valutazione, del tutto approssimativa, si può assimi-

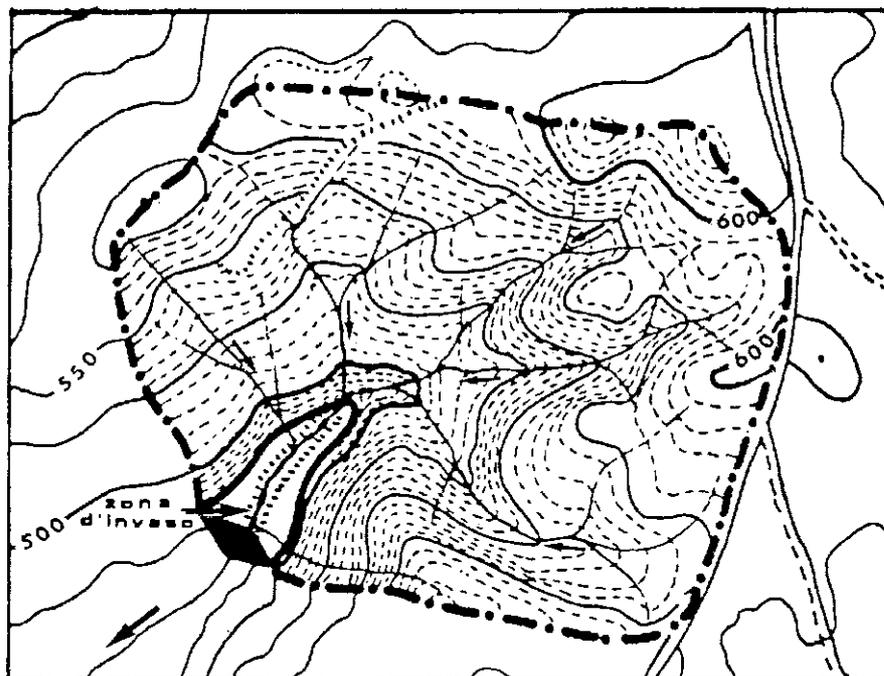


Fig IV-10 - Delimitazione di un bacino imbrifero

lare il *volume d'invaso* V_i ad una semipiramide rovesciata, ottenendosi:

$$V_i = \frac{BL}{2} \frac{h_i}{3}$$

in cui: B = lunghezza della diga al ciglio di massimo invaso,

L = lunghezza dell'invaso,

h_i = altezza della diga al massimo invaso.

Lo studio geotecnico interessa il bacino imbrifero ed in modo particolare la zona d'invaso e di assise della diga. Infatti occorre accertare la impermeabilità della zona d'invaso, le condizioni stratigrafiche della zona d'assise, ricordando che per dighe alte $10 \div 12$ metri il carico varia tra $1,8$ e $2,5 \text{ kg/cm}^2$.

L'analisi granulometrica delle terre, che dalla stessa zona d'invaso andranno a costituire il rilevato, permetterà di accertare la loro idoneità per la costruzione della diga.

La composizione ideale delle terre viene indicata nella seguente proporzione: 15% di argilla, 15% di limo, 50% di sabbia fine, 20% di sabbia grossa.

Lo studio idrologico, infine, permetterà di conoscere la disponibilità di acqua durante determinati periodi dell'anno.

Le metodologie da seguire per detto studio sono indicate nella parte II, relative alla idrologia. In sostanza, partendo dalla piovosità media annuale e trimestrale ed applicando i relativi coefficienti di deflusso si determina il volume affluito all'invaso durante il periodo di maggiore piovosità (per esempio ottobre-marzo) e per differenza, rispetto al volume del laghetto, il volume da eliminare con lo sfioratore.

A questo riguardo, particolare importanza assume la conoscenza della portata di piena da smaltire dallo stesso sfioratore (v. parte II, cap. 4).

Agli effetti della conoscenza del volume utile disponibile per l'irrigazione occorrerà aggiungere gli afflussi del periodo aprile-settembre e sottrarre il volume evaporato, calcolato con una delle formule empiriche: per esempio, quella di *Valentini* da l'altezza E di acqua evaporata nell'anno (mm), per altitudini da 200 a 500 m sul mare:

$$E = 90 T \quad (IV-10)$$

dove T è la temperatura media annua in °C.

3.2. Progettazione del rilevato

Il dimensionamento del rilevato, una volta scelta la zona di assise, dipende, innanzi tutto, dalla sua altezza, ossia dalla quota normale d'invaso più il franco rispetto alla soglia dello sfioratore.

Questa altezza, ovviamente, è funzione della capacità utile che si intende assegnare all'invaso. Con l'ausilio del piano quotato a curve di livello (1:2000), con equidistanza di un metro, della zona d'invaso, si procederà al calcolo del volume compreso tra due curve di livello, partendo dalla quota più bassa, ottenendo così il volume cumulato.

Secondo *Kelen* (cit. da *Marzolo*, 1963) per valutazioni molte sommarie, del volume di una diga a gravità, mediante semplici schemi geometrici (indicando con h' l'altezza, con b la larghezza della sezione alla base, con B la lunghezza al ciglio) il volume V della diga stessa può ritenersi, approssimativamente: $V = \beta h' b B$

β dipende dalla forma della sezione trasversale dell'alveo del corso d'acqua: se questa è triangolare $\beta = 0,17$, se parabolica $\beta = 0,27$, se rettangolare $\beta = 0,50$.

In generale, l'altezza del rilevato non dovrà essere superiore a 10 metri e quella del franco di 1,50 : 2,00 m ⁽¹⁾.

Altro importante elemento di progettazione è la pendenza dei paramenti a monte ed a valle.

Per rilevati di altezza fino a 10 metri e con elevato contenuto di argilla l'orientamento è per scarpe di:

2,5: 1 a monte e 1,5 ÷ 2:1 a valle.

con basso contenuto di argilla, invece:

2:1 a monte e 2:1 a valle.

Comunque, il regolamento, di cui alla nota ⁽¹⁾, stabilisce che per dighe di altezza inferiore ai 15 m "le pendenze non potranno essere superiori a 1/2 per il paramento a monte e 2/3 per quello a valle".

I calcoli idraulici riguardano la determinazione della *linea di satu-*

(1) Il regolamento per la progettazione, costruzione ed esercizio degli sbarramenti di ritenuta (approvato con D.P. 1°/11/1959, n. 1363) si applica, infatti, agli sbarramenti di altezza superiore ai 10 m (art. 21) o a quelli con invaso superiore ai 100000 m³, se di altezza inferiore ai 10 m (per altezze superiori ai 10 m v. anche le norme predisposte dal Consiglio Superiore dei I.L.P.P.).

razione, ossia della linea di separazione tra la parte asciutta (o umida) e quella satura di acqua del corpo diga.

Va da sé che la conoscenza di tale linea serve a predisporre eventuali opere di drenaggio per l'abbassamento del limite superiore della zona satura in maniera che il paramento a valle non sia attraversato dall'acqua in moto di filtrazione (Fig. IV-11) e quindi resti staticamente saldo.

Per la determinazione approssimativa della linea di saturazione, per terreni omogenei, si faccia riferimento alla Fig. IV-12.

Posto l la proiezione orizzontale della parte bagnata del paramento a monte e d la larghezza alla base della diga che si intende mantenere satura, diminuita di $0,7 l$:

$$y = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (\text{IV-11})$$

$$a = \frac{y}{2} \quad (\text{IV-12})$$

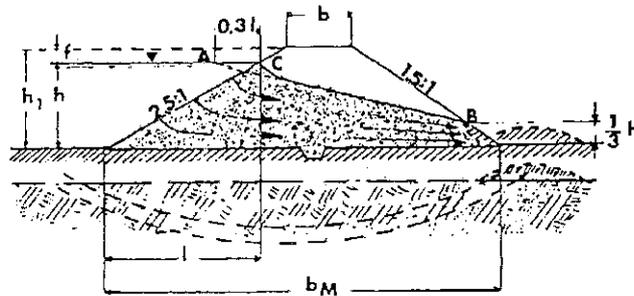


Fig. IV-11 - Moto di filtrazione attraverso una diga in terra

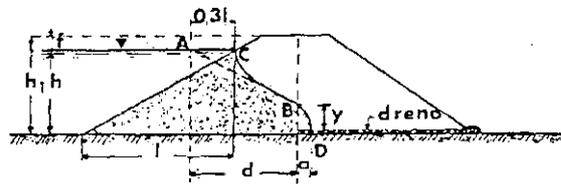


Fig. IV-12 - Linea di saturazione (C-D) e drenò

Raccordando "a sentimento" il punto *C*, a monte, con la retta *AB* ed il punto *B*, a valle, con *D*, si ottiene la linea di saturazione.

Il caso avanti esemplificato si riferisce a terreni isotropi; nel caso in cui la conducibilità idrica orizzontale K_o sia diversa da quella verticale K_v (in generale può verificarsi $K_o > K_v$), occorre considerare la conducibilità media K :

$$K = \sqrt{K_o K_v} \quad (\text{IV-13})$$

Le dimensioni orizzontali della diga vanno moltiplicate per il fattore

$$\sqrt{K_o/K_v}$$

Sempre dal punto di vista dei calcoli idraulici, occorre considerare la possibilità di sifonamento (v. Fig. IV-11) delle fondazioni. Per evitare questa eventualità è sufficiente costruire, oltre il paramento a valle, una trincea drenante in modo da richiamare l'acqua di filtrazione che attraversa lo strato poco permeabile eventualmente esistente al disotto della zona di assise.

I calcoli statici riguardano la *stabilità della diga* e la stabilità delle fondazioni.

La verifica di stabilità riguarda l'accertamento che le forze resistenti allo scorrimento siano maggiori di almeno 1,4 volte di quelle che le provocano. Tra i metodi impiegati vi è quello grafico dei cosiddetti "cerchi svedesi" (Fellenius, 1927).

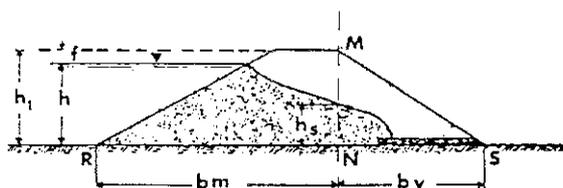


Fig. IV-13 - Verifica di stabilità: parte a monte b_m a parte a valle b_v

Un altro metodo, poco preciso ma più semplice per la determinazione delle condizioni di stabilità della diga è quello di considerare separatamente la parte a monte *RMN* (Fig. IV-13) e quella valle *MNS* per un metro di spessore della diga (*Evangelisti*, 1964).

Posto:

ρ_{ia} = massa volumica del terreno asciutto,

p = porosità,

ρ = massa volumica dell'acqua,

ρ_{is} = massa volumica del terreno a saturazione ($\rho_{is} = \rho_{ia} + p\rho$),

c = coesione del materiale (N/m^2) ⁽²⁾,

φ = angolo di attrito interno ⁽³⁾,

si deve verificare che il coefficiente di sicurezza a monte (base *RM*)

$$k_m = \frac{R_m}{T_m} \geq 1,4 \quad (IV-14)$$

in cui: le forze passive che si oppongono allo scorrimento, ossia le *forze normali* e quelle di *coesione* (si ricorda che $\tau = \sigma \tan \varphi + c$ = sforzo unitario massimo di taglio o relazione di *Coulomb*), cioè, in questo caso, sono:

$$R_m = P_m \tan \varphi + c b_m \quad (IV-15)$$

e le forze attive che tentano di procurarlo, ossia le *forze tangenziali*, sono

⁽²⁾ Per la determinazione dei valori di c in laboratorio si rimanda ai testi specializzati. A titolo orientativo vengono indicati valori tra 1000 (argille ordinarie plastiche) e 5000 (sabbie "cementate"); solitamente, per calcoli di larga massima, 2000 ÷ 2500 N/m^2 .

⁽³⁾ I valori di φ variano tra il gruppo delle terre incoerenti sciolti e compattati (sabbia e limo) e quelli delle argille plastiche nonché, in minore misura, tra materiale bagnato e quello asciutto (v. per es. *Terzaghi Peck*, 1967, *Arredi*, 1969, *Varlet*, 1966): in generale, per materiale misto, *Marzolo* (1963) indica $\varphi = 23 \div 30^\circ$, quindi $\tan \varphi = 0,42 \div 0,58$; per materiale saturo $\tan \varphi$ può ridursi fino a 0,10.

qui espresse:

$$T_m = \frac{\rho_s h_1^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{2} + \rho \frac{h_s^2}{2} \quad (\text{IV-16})$$

(v. Fig. IV-13; qui $h_1 = h$ della IV-2 e $h_1 = y$ delle IV-11 e 12).

P_m è il peso del materiale a monte, il quale dev'essere calcolato tenendo conto della massa volumica del terreno sia a saturazione (sotto la linea di saturazione) sia asciutto (al disopra di detta linea).

Lo stesso dicasi per la parte a valle (base *NS*), basta sostituire i valori di valle a quelli di monte avanti indicati nei simboli con m (salvo, beninteso, che P_v riguarda solo la massa volumica del terreno asciutto).

3.3. Opere di sfioro e di presa

Lo sfioratore dev'essere dimensionato per lo smaltimento della portata di massima piena determinata con le note formule (v. parte II, cap. 4).

Noto, quindi, $Q = Q_{\max}$ (in m^3/s) deve verificarsi l'uguaglianza

$$Q = \mu L h \sqrt{2gh}$$

che è la formula dello stramazzo a parete grossa *Bélanger*, o meglio, di una soglia sfiorante (v. parte I, cap. 3).

Si ricorda che:

μ = coefficiente di efflusso o di portata (variabile tra 0,30 e 0,48; generalmente, per sezione rettangolare, si assume uguale a 0,385, v. I-105),

L = lunghezza (in m) della base dello stramazzo,

h = altezza dell'acqua sulla soglia (in m).

In generale, per ridurre i costi, l'intera opera di sfioro può essere costituita da uno sfioratore per le piene più frequenti e da uno sfioratore maggiore per lo smaltimento delle piene eccezionali (Fig. IV-14). Il pri-

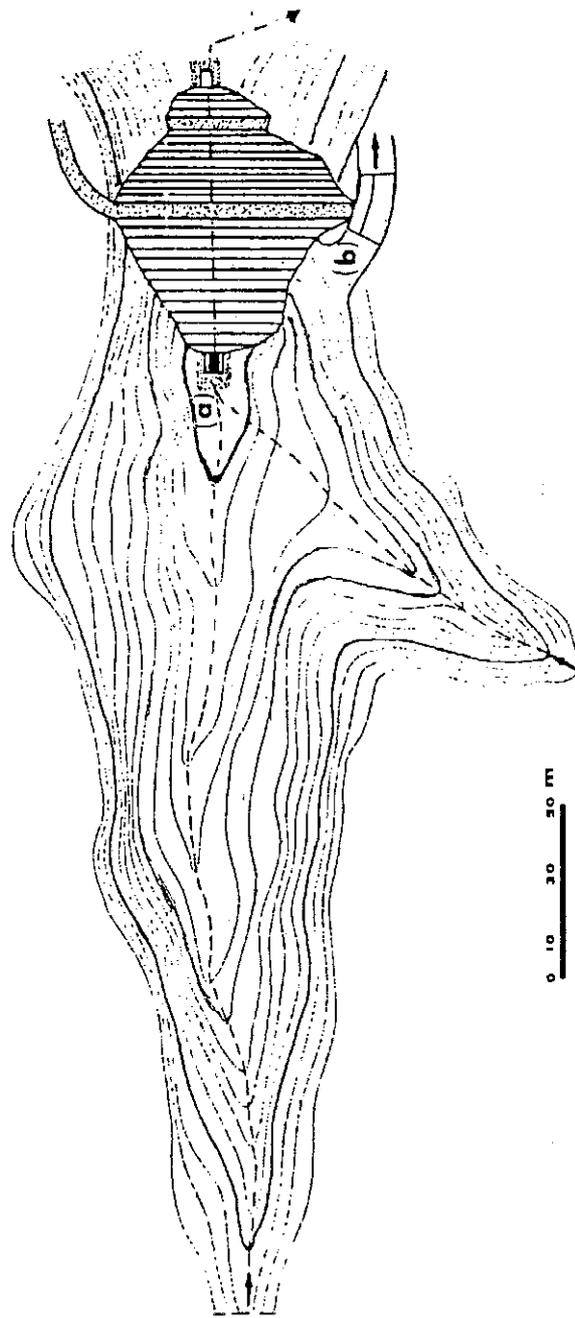


Fig. IV-14 - Esempio di ubicazione dello sfioratore (b) a doppia sezione

mo può essere costruito in calcestruzzo e può essere compreso nel secondo, costituito da un canale inerbato o protetto con materiale meno costoso del calcestruzzo.

Un'altra opera particolare è quella di presa. Questa dipende dal sistema di prelievo dell'acqua, funzione, a sua volta, della quota del filo idrico dell'invaso rispetto ai terreni da irrigare.

Si può perciò far ricorso a:

- impianto di sollevamento, posto sul bordo dell'invaso, con condotta di aspirazione fissa o mobile a mezzo di galleggiante;
- presa di fondo, costituita da sugheruola opportunamente protetta, con condotta di mandata in acciaio attraversante il fondo del rilevato;
- sifone posto a cavaliere sul rilevato (quando l'altezza di questo è relativamente piccola: 4 ÷ 5 metri).

Principali lavori consultati per l'approntamento della parte IV

1. -F. ARREDI. *Costruzioni idrauliche*, vol. I. UTET, Torino, 1969, pagg. 763.
2. -AUTORI VARI. *Lagheti collinari*. Genio Rurale, Bologna, n. 7/8, vol. XXII, 1959.
3. -AUTORI VARI. *Retenues collinaires*. Ministère de l'Agriculture, Direction Générale du Génie Rural et de l'Hydraulique agricole, Paris 8e, 1963, pagg. 135.
4. -AUTORI VARI. *Manuel de conservation du soil*. Soil conservation service U.S. Department of Agriculture, 1970, pagg. 359.
5. -G. BENINI. *Sistemazioni idraulico-forestali*. CLEUP, Padova, 1976, pagg. 217.
6. -A. CALZECCHI ONESTI. *Sistemazioni in collina*. REDA, Roma, 1957, pagg. 349.
7. -G. CRIVELLARI. *Lagheti collinari*. Edagricole, Bologna, 1983, pagg. 272.
8. -G. EVANGELISTI. *Impianti idroelettrici*, vol. I. Patron, Bologna, 1964, pagg. 283.
9. -F. MARZOLO. *Costruzioni idrauliche*. Cedam, Padova, 1963, pagg. 466,
10. -A. OLIVA. *Le sistemazioni in collina*. Edagricole, Bologna, 1958, pagg. 391.
11. -S. PUGLISI. *Sul dimensionamento delle briglie torrentizie*. Annali Accademia Italiana Scienze Forestali, vol. XXIV, Firenze, 1974, pagg. 307-340.
12. -K. TERZAGHI - R.B. PECK. *Geotecnica*. UTET, Torino, 1967, pagg. 643.
13. -H. VARLET. *Barrage-Réservoir*, tome III. Eyrolles, Paris, 1966, pagg. 309.

Parte V

ELEMENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA
NEI COMPENSORI DI PIANURA

1. CENNI SUI CORSI D'ACQUA E SUI CANALI DI BONIFICA

I corsi d'acqua di pianura, nelle loro condizioni naturali, presentano, in generale, le seguenti caratteristiche:

- alveo di limitata profondità e di proporzionale grande larghezza,
- rilevante variabilità nel loro andamento planimetrico, con frequenti *meandri* e presenza di *varici*.

Tali condizioni ostacolano una razionale utilizzazione del territorio sia nei riguardi dell'esercizio dell'agricoltura sia nei confronti della difesa degli insediamenti e delle infrastrutture.

Infatti, alla generale tortuosità dell'andamento planimetrico ed alla instabilità di alcuni tratti di sponde, si aggiunge il pericolo, ad ogni evento di piena, della esondazione e del conseguente allagamento di terreni, quasi sempre coltivati, di insediamenti e delle infrastrutture (strade, ferrovie, ecc.).

I più importanti interventi di base o intensivi per eliminare, o comunque ridurre, detti inconvenienti possono essere:

- la creazione di *golene* o *banchine* (difese o indifese rispetto all'alveo naturale) ed i connessi *argini* artificiali (Fig. V-1),
- la correzione dello stesso alveo, con la eliminazione dei meandri attraverso la costruzione di *drizzagni*, o di diverse nuove *inalveazioni*,

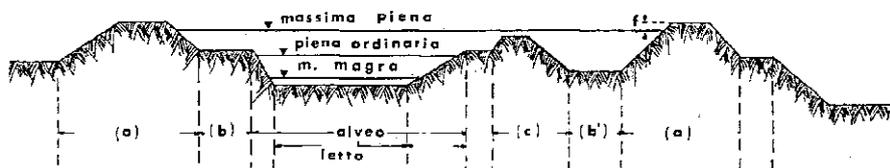


Fig. V-1 - Sezione schematica di opere longitudinali:
(a) = argine maestro (sinistro e destro per letto pensile),
(b) = golena indifesa,
(b') = golena difesa,
(c) = argine golenale,
f = franco.

- c) - la costruzione di opere radenti o longitudinali (*arginature*),
- d) - la costruzione di opere sporgenti o trasversali per la difesa delle sponde (*pennelli* o *repellenti*),
- e) - la costruzione di scolmatori.

(Per un più approfondito studio degli interventi sui corsi d'acqua e sulle opere di bonifica in generale si rimanda ai testi di *Tecnica della bonifica*).

La eliminazione dell'acqua che, con frequenza e durata nociva, ristagna, o può ristagnare, in un comprensorio (o in un "polder"), si realizza attraverso la creazione di una apposita rete di *canali*, il cui emissario può sfociare direttamente in un corso d'acqua o nel mare (*bonifica a scolo naturale*), ovvero, quando le condizioni altimetriche non lo consentono, in un apposito recipiente (*vasca*), dalla quale l'acqua, a mezzo di idrovore, viene sollevata e scaricata in un corso d'acqua o nel mare (*bonifica a scolo meccanico*) (Fig. V-2).

A parte la rete di scolo aziendale, quella d'interesse collettivo viene classificata come segue:

- *colatori*, sono canali per il trasporto dell'acqua dei capifossi; sono a servizio di più aziende (costituenti un "comizio"); ad essi corrispondono i dispensatori della rete irrigua;
- *collettori secondari*, in essi defluisce l'acqua dei colatori e sono a servizio di più comizi ("distretto"); nella rete irrigua corrispondono i ripartitori secondari;
- *collettori principali*, territorio servito: subcomprensorio; rete irrigua: ripartitore principale;
- *emissario*, territorio servito: comprensorio; rete irrigua: adduttore.

Gli elementi di progettazione dei canali di scolo si basano: sulla preventiva conoscenza, per ciascun tronco, della portata di massima piena (v. parte II, cap. 4), sulla morfologia del territorio, sulla rete idrografica già esistente e sulle caratteristiche idro-geopedologiche.

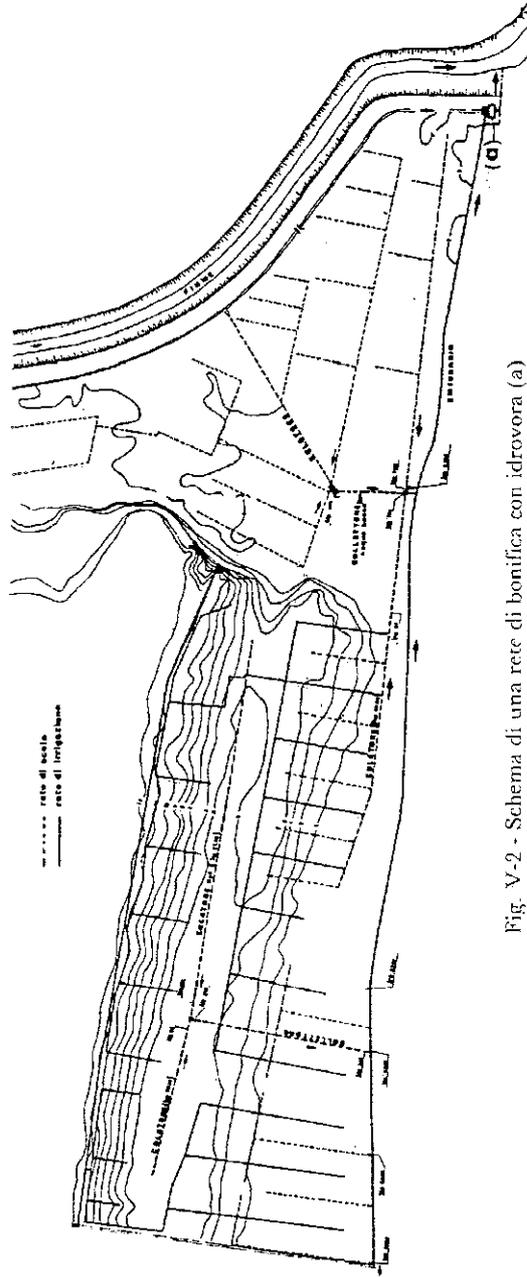


Fig. V-2 - Schema di una rete di bonifica con idrovora (a)

La determinazione della sezione trasversale può essere fatta secondo le note formule del calcolo dei canali (v. parte I, 2.2), mentre per il tracciato ed il profilo longitudinale qui basta ricordare che orientativamente le pendenze possono variare tra 1 e 0,3‰ per i colatori ed i collettori, 0,3 ÷ 0,1‰ per gli emissari. Conseguentemente la velocità dell'acqua non dovrebbe abbassarsi oltre il limite minimo di 0,20 ÷ 0,30 m/s.

2. RETE AZIENDALE DI SCOLO SUPERFICIALE E SISTEMAZIONI IDRAULICO-AGRARIE DEI TERRENI

2.1. Rete aziendale di scolo superficiale

Comprende, di solito:

- le *scoline*, a servizio delle parcelle o dei campi,
- i *capifosso*, nei quali affluisce l'acqua delle scoline.

Il dimensionamento della rete si effettua sulla base del coefficiente udometrico (v. parte II) e della superficie che si intende servire con ciascuna scolina (o capofosso).

La pendenza, in generale, può variare tra 1 e 3‰.

Il calcolo della sezione bagnata Ω (v. parte I, par. 2.2.4) si completa con l'assegnazione della misura del franco.

La forma geometrica della sezione, trattandosi di canali in terra, è quasi sempre un trapezio, eccezionalmente un rettangolo (in terreni molto compatti) o un triangolo (scoline a servizio di piccole parcelle).

Dagli elementi di calcolo si passa al progetto esecutivo, attraverso l'approntamento di semplici quadri sinottici, nei quali, facendo riferimento alla sezione terminale di ciascun tronco, va indicato:

- la portata q (l/s) = $U\Omega$,
- l'altezza h (in m),
- il raggio idraulico $R = h/2$, (m),
- il coefficiente χ ($m^{1/2} s^{-1}$) per il prescelto valore di γ_B , in generale 1,75,
- la base minore del trapezio b (m),
- la base maggiore del trapezio b_M (m),
- la sezione bagnata Ω (m^2),
- la velocità dell'acqua U (m/s),
- il franco f (m),
- la base maggiore del trapezio b'_M dopo l'aggiunta del franco (m),
- la lunghezza del tronco L (m),

- il dislivello tra l'ultima e la prima sezione, Δi (m),
- la quota del fondo del canale all'origine,
- le quote di sbocco:
 - al piano campagna,
 - ai cigli,
 - al fondo del canale.

In sede di progettazione dei canali, occorre, ovviamente, tenere conto del sovrizzo delle sponde, rispetto al filo idrico, affinché ogni tronco abbia un adeguato *franco* f : la *sezione totale*, quindi, è rappresentata dalla sezione bagnata più quella attribuita a detto franco.

Inoltre, è bene adattare i profili del canale (quello trasversale e quello longitudinale) alla morfologia del terreno, utilizzando, di volta in volta, la sezione di *scavo* (o incassata), quella in *rilevato* o quella a *mezza costa*.

Ne consegue che non sempre si possono (o conviene) rispettare le proporzioni di *minima resistenza*.

Peraltro, le sezioni totali possono risultare leggermente più grandi di quelle totali di *minimo costo*, tenendo conto, al riguardo, che, a parità di area di scavo, una non trascurabile incidenza sul costo è da attribuire alla profondità dello scavo stesso, così come, in particolare, il valore di $h + f$ può risultare relativamente grande rispetto alla base b , il che può rendere poco agevole la costruzione e, soprattutto, la manutenzione dei canali stessi.

In linea di larga massima viene suggerito che il valore $h + f$ non superi la metà della larghezza media del trapezio.

I disegni dovranno comprendere, oltre alle sezioni tipo (Fig. V-3), i profili longitudinali e gli eventuali manufatti in pianta e sezioni (salti, scivoli, vasche, ecc.).

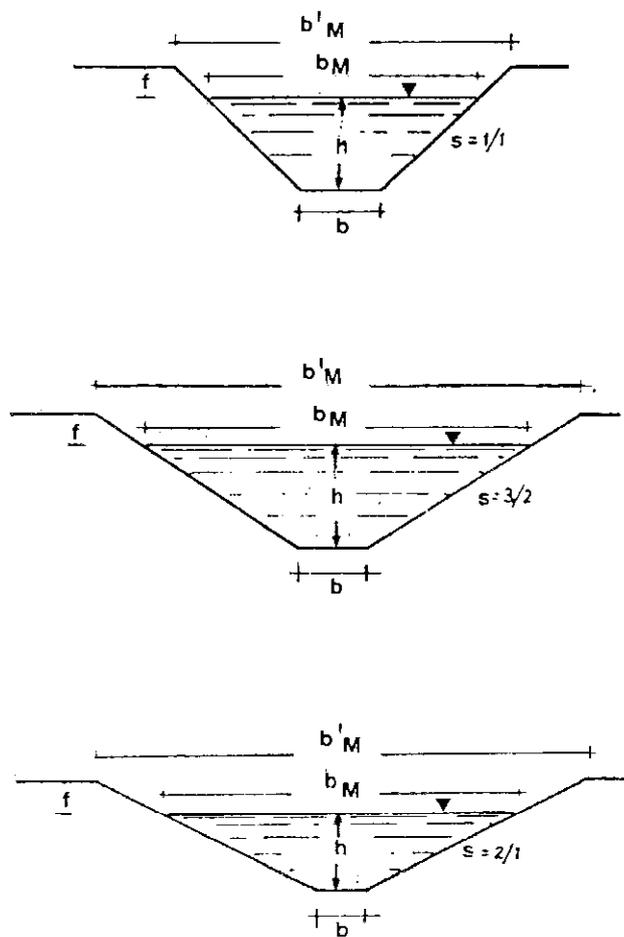


Fig. V-3 - Sezioni di canale

2.2. Sistemazione idraulico-agraria

Dato che l'acqua deve affluire nelle scoline per ruscellamento, a sottile lama superficiale, dal campo servito, è necessario che i cigli di ciascuna scolina coincidano con il profilo longitudinale dei campi, vale a dire: non deve verificarsi la circostanza che tratti di essi siano a quota diversa da quelle del parallelo piano campagna.

Ne consegue che l'affossatura, nella quasi totalità dei casi, è accompagnata da una sistemazione morfologica dei terreni, detta, appunto, *sistemazione idraulico-agraria*. Nella Fig. V-4 è riportato un esempio di sistemazione relativa ad un ettaro tipo.

In generale, detta sistemazione deve poter consentire all'acqua di ruscellamento di affluire nella scolina in direzione e senso trasversale o appena obliqua al senso di moto dell'acqua nella scolina stessa, senza creare problemi di erosione idrica per ruscellamento.

Al riguardo si ricorda che *Crevat* (1907), assegna alla velocità di scorrimento U (m/s), la relazione

$$U = C h \sqrt{i}$$

in cui:

C è un coefficiente dipendente dalla scabrezza del terreno (*Crevat* assegna i valori di 20, 10 e 5 man mano che si passa da terreni con limitata scabrezza a quelli coperti da prati),

h rappresenta lo spessore della lama d'acqua (m),

i è la pendenza del terreno.

Manning (USDA, 1954) pone:

$$U = 1/n h^{2/3} \sqrt{i}$$

n è, in sostanza, il reciproco del C di *Crevat*. Studi di *Ree*, *Wimberley* e *Crow* (1977) hanno portato ad assegnare ad n , nel caso di terreni coperti da prati, valori variabili tra 0,38 (copertura ottima) e 0,26 (copertura

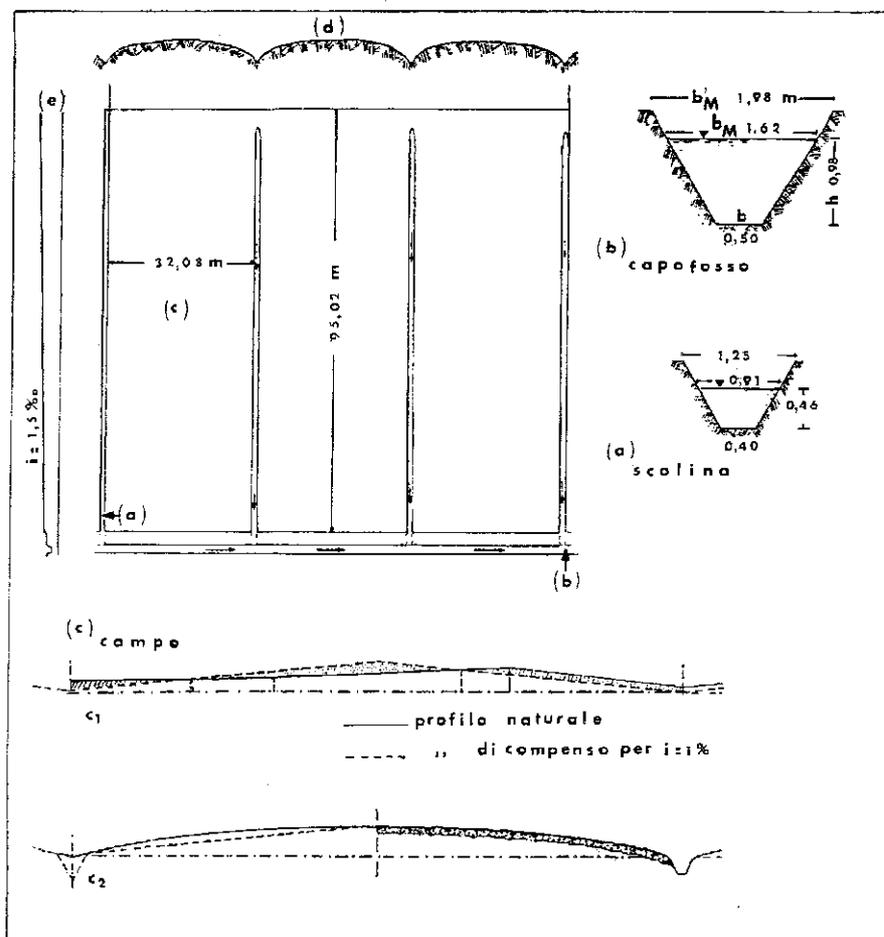


Fig. V-4 - Esempio di sistemazione idraulico-agraria tradizionale ($A = 100 \times 100$ m):
 c_1 = sezioni ragguagliate, c_2 = baulatura e scoline,
 (d) = profilo trasversale, (e) = profilo longitudinale

scadente). Il valore minimo di *Crevat*, scenderebbe, quindi, da 5 a rispettivamente 2,63 e 3,85.

L'erosività del ruscellamento (espressa come forza per unità di portata che defluisce su di una unità di larghezza del terreno), infatti, è fun-

zione: dell'altezza cinetica del ruscellamento ($\frac{U^2}{2g}$), della quantità e qualità delle particelle di terreno contenute nell'unità di portata come sopra detto.

In generale, la capacità del ruscellamento a distaccare le particelle è proporzionale a τ (v. relazione III-14), a sua volta proporzionale a circa U^2 .

La capacità di trasporto è invece proporzionale a circa U^5 .

I suddetti cenni vogliono evidenziare la opportunità di mantenere basse le pendenze (trasversali e longitudinali) delle unità di sistemazione idraulico-agraria. Peraltro, operando in pianura, il mantenimento di pendenze modeste è suggerito anche dalla necessità di evitare grandi movimenti di terra, comunque sconsigliabili.

Laddove i problemi di bonifica idraulica sono connessi con la irrigazione, è evidente che la rete di scolo e la sistemazione idraulico-agraria debbono essere realizzate per soddisfare le esigenze della regolazione del moto dell'acqua sia per l'infiltrazione nel terreno sia per il recapito nelle scoline dell'acqua in eccesso.

Qualitativamente occorre, cioè, che il movimento dell'acqua sulla superficie dei campi non avvenga in modo disordinato, ma opportunamente regolato su di un piano più o meno inclinato e ben delimitato da arginelli o da appositi solchi.

Infatti, particolarmente per l'irrigazione a gravità, si parla di sistemazione superficiale dei terreni irrigui.

Ne deriva che per definite caratteristiche fisiche e idrologiche del terreno, il fattore morfologico, o topografico, va quantificato attraverso le seguenti principali variabili da prendere a base della sistemazione: la *pendenza* (o le pendenze) ed il *dimensionamento planimetrico* delle parcelle irrigue.

Le caratteristiche *idro-pedologiche*, a loro volta, a parità delle altre condizioni, determinano i valori della conducibilità idrica dei terreni e

delle velocità di scorrimento dell'acqua sulla superficie del campo. Sembra chiaro, cioè, che ad un terreno, per esempio argilloso, la misura della pendenza non potrà che essere molto ridotta, appunto perchè la sua permeabilità è molto bassa e la velocità di scorrimento superficiale è alta. In questo caso, quindi, la infiltrazione di un determinato volume di adacquamento potrà ottenersi, nel caso del sistema gravimetrico, facendo permanere l'acqua sul campo per un tempo maggiore rispetto a terreni più permeabili; in altre parole, il tipo di sistemazione dovrà essere scelto tra quelli che hanno pendenze pressochè nulle. Non è da trascurare, tuttavia, l'esigenza della eliminazione delle acque in eccesso, principalmente di quelle del periodo autunno-vernino.

La sistemazione dei terreni non può prescindere, evidentemente, dalla conoscenza *della disposizione della rete collettiva, sia di irrigazione sia di scolo*. Le rispettive posizioni altimetriche dovranno fornire gli orientamenti necessari per la determinazione della giacitura dei "piani inclinati" dei campi. Non vi è dubbio che i due problemi: reti collettive e sistemazione aziendale, sono tra loro strettamente connessi; perciò, maggiore è il grado di accuratezza nella disposizione delle prime, più facile sarà la scelta del tipo di sistemazione, dato che questa avviene, quasi sempre, dopo l'esecuzione delle opere di carattere collettivo.

Inoltre, a parte la generale necessità di contenere al minimo indispensabile i movimenti di terra, occorre considerare la opportunità di semplificare al massimo la conformazione plano-altimetrica delle unità di sistemazione, adattandole, il più possibile, alle reali capacità di manutenzione e di ripristino degli agricoltori che poi annualmente dovranno affrontare, spesso senza l'ausilio dei mezzi meccanici adoperati per la sistemazione di fondo.

2.3. Tipi di sistemazione

Nei comprensori irrigui di pianura, in luogo delle tradizionali sistemazioni a *prode*, a *porche*, a *cavalletto*, a *cavini*, ecc., hanno avuto una certa diffusione particolari tipi di sistemazione. Per i terreni seminativi, i principali sono i seguenti: *spianata*, *ala semplice*, *ala doppia*, *scomparti*.

2.3.1. La *spianata*, o *campoletto* (Fig. V-5) non ha pendenza trasversale: può essere realizzata su terreni aventi una pendenza naturale media intorno all'1‰ ed un massimo del 3,5‰, con valore ottimale intorno al 4 ÷ 5‰, disposta lungo l'asse maggiore che segue, appunto, la pendenza naturale del terreno.

Il dimensionamento planimetrico delle parcelle varia soprattutto in funzione della struttura del terreno.

Generalmente vengono indicati i seguenti valori, in metri:

	<i>larghezza</i>	<i>lunghezza</i>
per terreni sabbiosi	6 ÷ 20	60 ÷ 200
per terreni di medio impasto	8 ÷ 20	100 ÷ 300
per terreni argillosi	9 ÷ 20	150 ÷ 450

Da tali dati si rileva che la variabile vera e propria è la lunghezza: nella scelta di questa bisognerà tener conto, evidentemente, del corpo d'acqua distributivo di cui si potrà disporre dato che per i valori suddetti, questo dovrebbe variare tra un minimo di 25 ed un massimo di 220 l/s.

Per un rapido calcolo approssimativo si può tener conto dei seguenti rapporti larghezza/lunghezza:

per terreni sabbiosi da $\frac{1}{6,5}$ a $\frac{1}{10}$,

per terreni di medio impasto da $\frac{1}{10}$ a $\frac{1}{15}$,

per terreni argillosi da $\frac{1}{15}$ a $\frac{1}{20}$.

In Puglia e Lucania, con corpi d'acqua di 40-50 l/s e su terreni di medio impasto, vengono ritenute idonee parcelle di 15 ÷ 30 m di larghezza e di 120 ÷ 160 m di lunghezza.

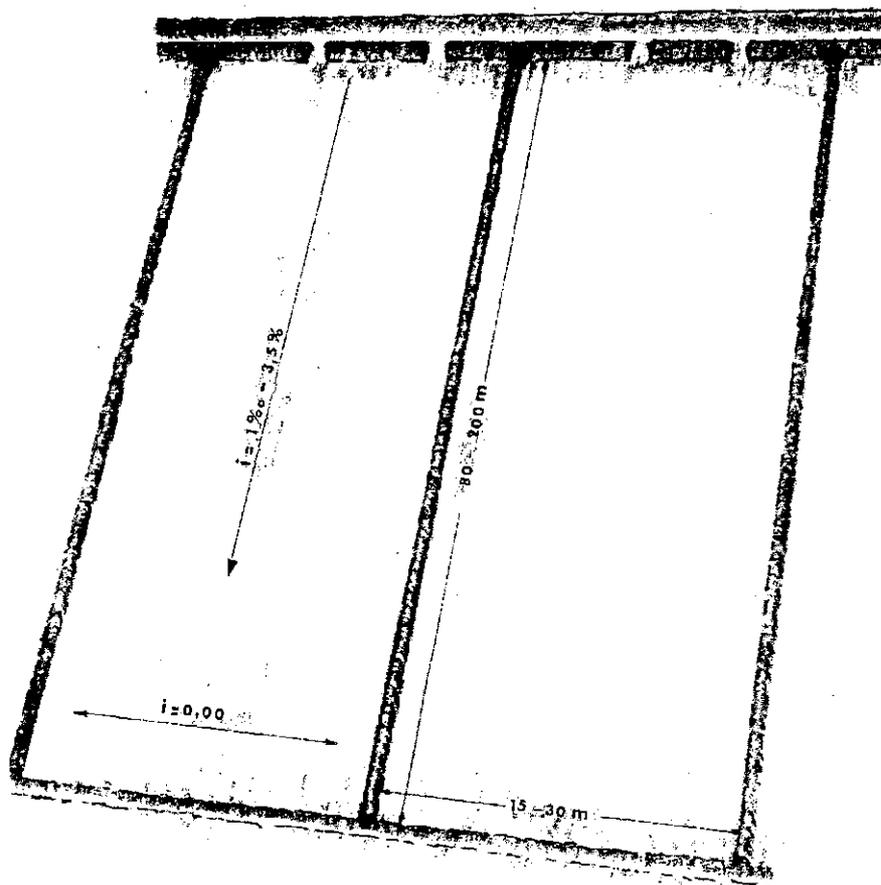


Fig. V-5 - Sistemazione a "compoletto"

Il valore della pendenza assume una particolare importanza dato che, com'è ovvio, influenza notevolmente il movimento dell'acqua sulla superficie della parcella sia nel caso che il fronte di avanzamento coincida con tutta la larghezza della parcella stessa (scorrimento vero e proprio) ovvero su parti di questa (qualora si adotti l'irrigazione per infiltrazione da solchi o da canali).

In quest'ultimo caso, sembra importante conoscere, per una data pendenza, il comportamento del *modulo specifico per solco* nel tempo, ossia man mano che avanza, nei confronti dell'erosione. Al riguardo, nella Fig. V-6 sono riportati alcuni risultati delle prove effettuate dal *Rawitz* (1963). I moduli, specifici, nella loro misura iniziale, sono di 3, 6 e 12 m³/h, ossia di 0,83, 1,67 e 3,33 l/s; il tempo *t* è in ore.

La curva dei valori di detto modulo specifico, in funzione della pendenza, risulta con sufficiente approssimazione dal diagramma (Fig. V-7) dell'U.S.D.A. - Soil Conservation Service (Bull. n. 344), riportato da *de Casanova* (1962).

Criddle indica la misura della portata non erosiva *q* (in l/s . solco) pari a: $\frac{0,631}{i}$ (*i* = pendenza in %).

Per evitare l'erosione dell'alveo dei canali in terra, per esempio, vengono indicate le seguenti velocità massime ammissibili *U* (m/s) (*Fortier* e *Scobey*, cit. da *Marchi* e *Rubatta*, 1981):

materiale del fondo del canale	acqua trasportata	
	chiara senza detriti	con materiale colloidale
- sabbia non colloidale	0,46	0,76
- limo alluvionale non colloidale	0,53	0,76
- ghiaia fine	0,76	1,52
- argilla compatta	1,14	1,52
- limo alluvionale colloidale	1,14	1,52

Nei riguardi del dimensionamento planimetrico, si può, in sintesi, concludere che alla larghezza si attribuisce solitamente un valore multi-

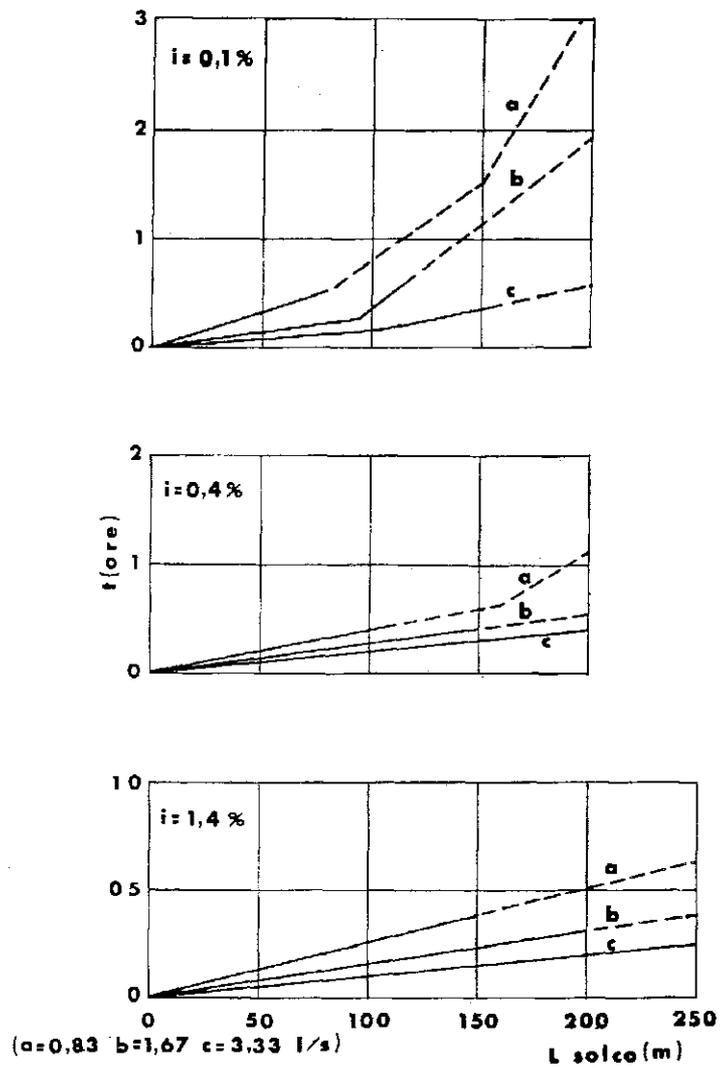


Fig. V-6 - Avanzamento (in metri) del modulo specifico (in l/s/solco) in funzione del tempo t (in ore) e della pendenza i (0,1%-0,4%-1,4%). (da Rawitz)
 (---) ulteriore avanzamento non consigliabile perchè può dar luogo a fenomeni di erosione)

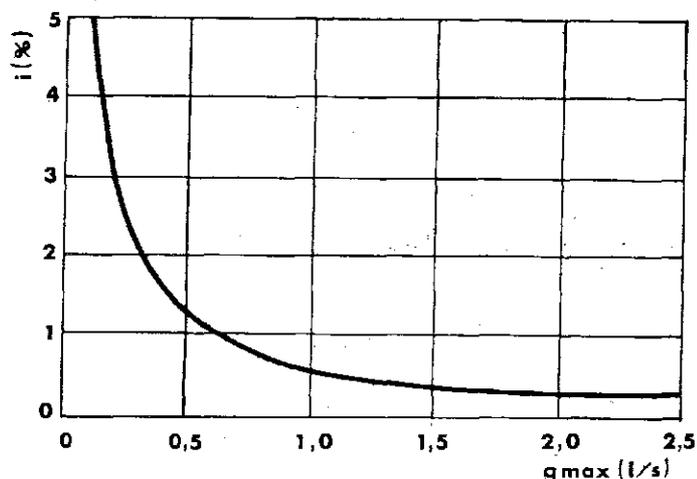


Fig. V-7 - Relazione tra pendenza e portata massima assegnabile a ciascun solco senza che si abbiano fenomeni di erosione. (U.S.D.A. - Soil Conservation Service)

plo di 8 m, in generale dai 15 ai 30 m, mentre la lunghezza può variare dagli 80 ai 200 metri, man mano che si passa dai terreni molto permeabili a quelli fortemente compatti.

È da rilevare che i piani trasversali delle varie parcelle affiancate possono essere anche a quote lievemente diverse l'una dall'altra (10-12 cm).

Con tale sistemazione, il cui canale adacquatore è posto sul lato minore a monte della parcella, è possibile con modesti adattamenti, effettuare l'irrigazione per scorrimento, per infiltrazione, per sommersione e, naturalmente, per aspersione ed a microportata.

2.3.2. Ala semplice (Fig. V-8). Si può eseguire su terreni aventi una pendenza naturale dell'ordine di grandezza di 0,5-5%.

Le parcelle sono anche in questo caso rettangolari ma hanno il lato minore di larghezza inferiore al campoletto, in generale intorno ai 12-15 metri, e disposto lungo la pendenza maggiore. La lunghezza può variare tra i 60 e i 180 metri.

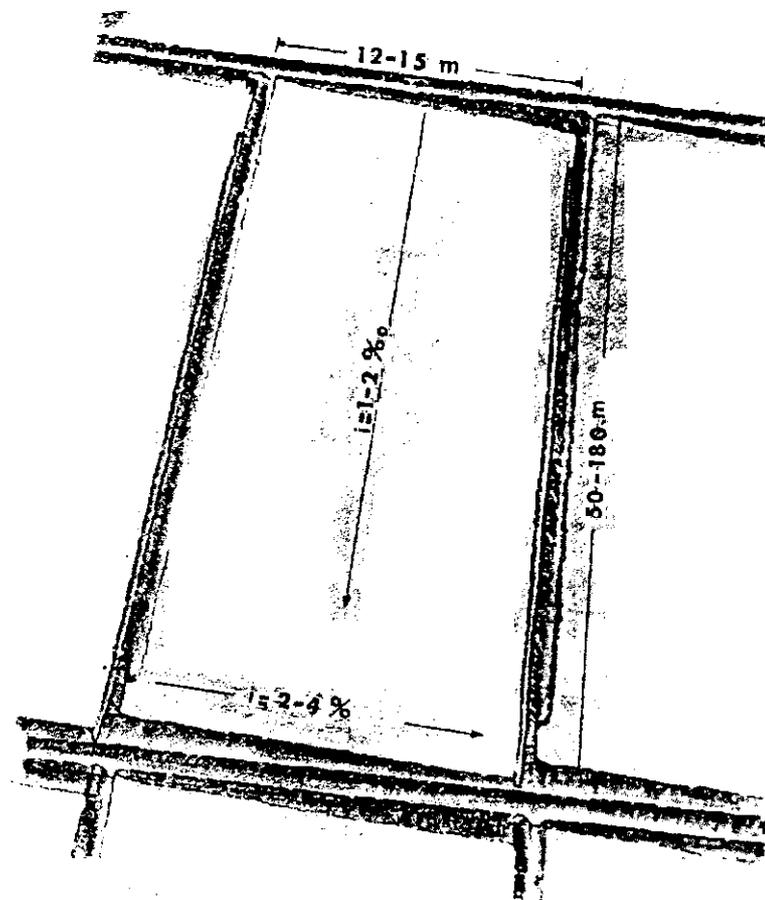


Fig. V-8 - Sistemazione ad "ala semplice"

Questa sistemazione si presta molto bene soprattutto per terreni aventi una pendenza naturale non molto irregolare e di valore superiore al 2%. In questo caso l'adacquatrice di un'ala può servire da scolina per quella immediatamente a monte e così via. La pendenza trasversale può oscillare intorno al 2-4%, mentre quella longitudinale intorno all'1-2‰.

Su questa sistemazione è possibile l'adozione dei metodi irrigui per scorrimento o per infiltrazione, lungo l'asse longitudinale.

2.3.3. *Ala doppia*. Sostanzialmente è rappresentata da due ali semplici affiancate lungo l'asse avente maggiore quota (Fig. V-9). È una sistemazione tipica dei terreni argillosi di pianura dato che consente un ottimo sgrondo superficiale delle acque. È sempre di più scarsa diffusione.

La pendenza naturale, in questo caso è molto bassa, intorno all'1-5‰.

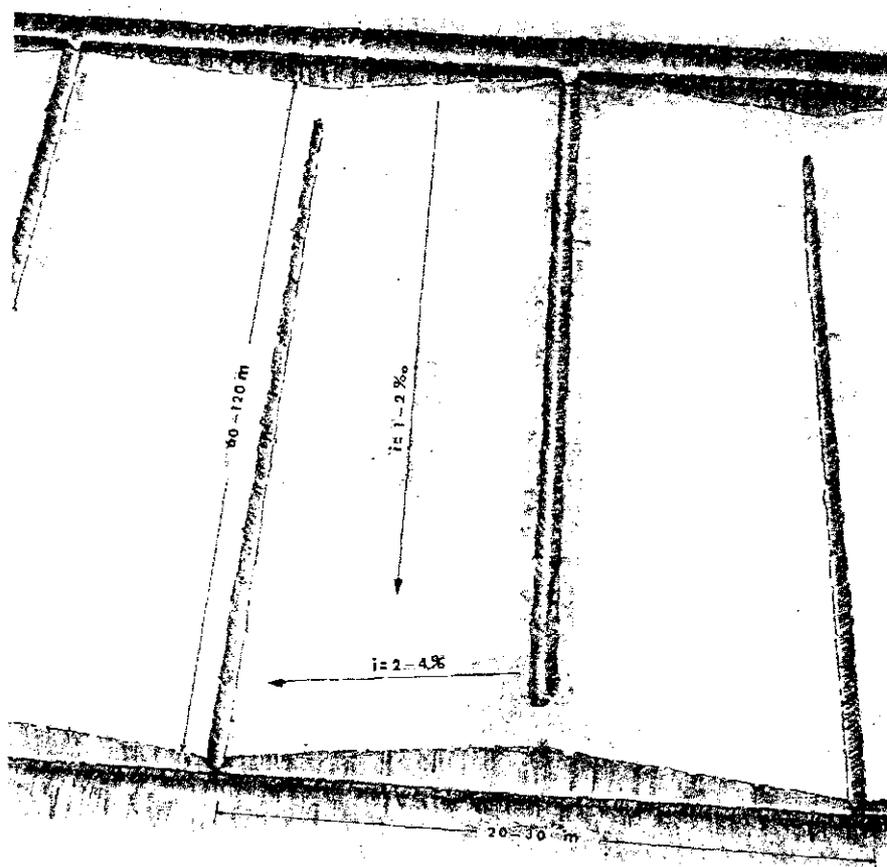


Fig. V-9 - Sistemazione ad "ala doppia"

La sistemazione è più agevolmente realizzabile dopo aver dato ai campi, comprendenti un certo numero di parcelle, uno spianamento di base con pendenza pari a quella longitudinale attribuita alle parcelle stesse, ossia dell'1-2‰. Dopo di che si procede al modellamento superficiale delle parcelle, larghe 20-30 e lunghe 60-120 metri, o mediante veri e propri movimenti di terra, ovvero gradatamente, a mezzo di arature "a colmare".

Questa sistemazione si presta soprattutto all'irrigazione per scorrimento.

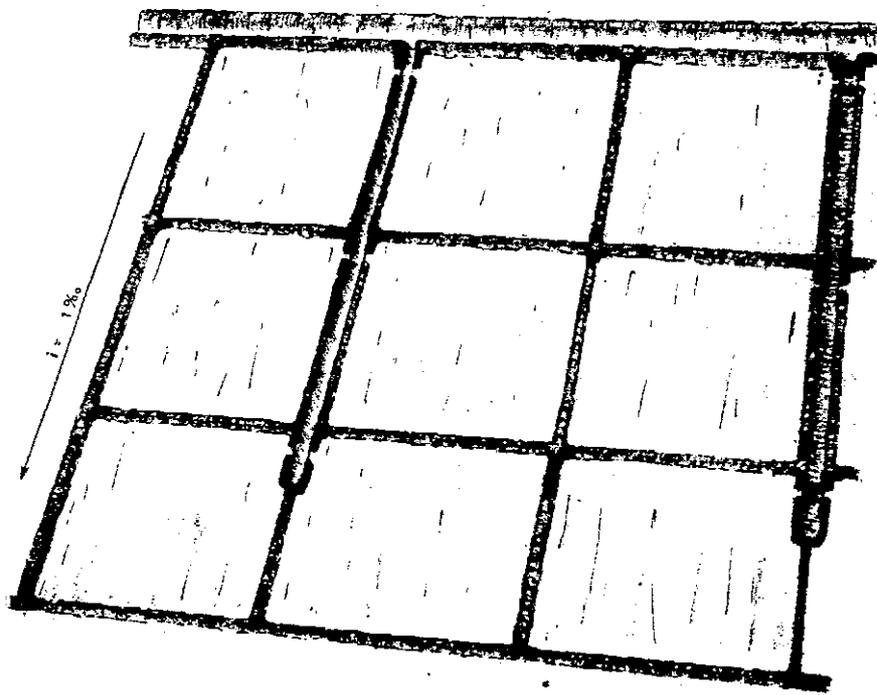


Fig. V-10 - Sistemazione a "scomparti indipendenti"

2.3.1. *Scomparti*. È una sistemazione che si adotta o in terreni seminativi quasi orizzontali, con pendenza inferiore al 2-3‰, o in terreni arborati. Si tratta di creare degli spianamenti, con una sola pendenza di circa l'1‰, su superfici più o meno estese su cui, a mezzo di arginelli, si realizzano degli scomparti o bacini destinati all'irrigazione per sommersione.

Il dimensionamento planimetrico degli scomparti è in funzione della differenza di quota tra il punto più alto e quello più basso di essi, dato che per consentire l'infiltrazione richiesta è necessaria una lama d'acqua di almeno 10 cm. Per questo, tale eventuale dislivello non dovrebbe essere inferiore ai 10 cm.

Gli scomparti possono essere indipendenti (Fig. V-10) o dipendenti, in quest'ultimo caso l'acqua passa da un bacino all'altro per "cascata" con pericoli di erosione e basse efficienze di adacquamento.

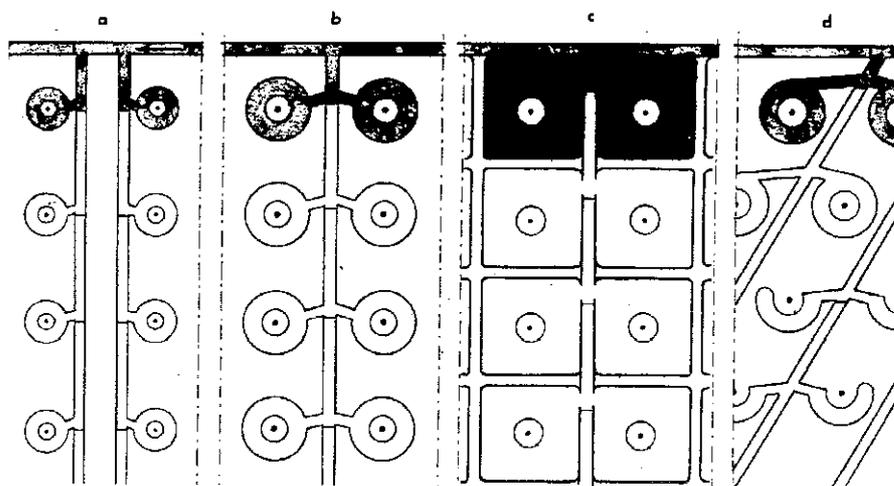


Fig. V-11 - Alcuni esempi di sistemazione "a conche"

- a) Sistemazione temporanea per agrumeto giovane consociato con piante erbacee
- b) Sistemazione per agrumeto adulto
- c) Sistemazione a conche quadre eseguita con mezzi meccanici
- d) Sistemazione a conche ed a lunette per terreni con notevole pendenza

Naturalmente, vi sono diverse variazioni agli scomparti tipici delle risaie, sia nelle dimensioni che nella forma.

Una di tali variazioni ha portato alle aiuole o rasole che, in generale, non rientrano tra i tipi di sistemazione vera e propria nel senso fin qui esposto.

2.3.5. La sistemazione a *conche* dei terreni alberati si ottiene più che altro con particolari lavorazioni che consentono di alzare degli argini in corrispondenza della proiezione della chioma (Fig. V-11).

Questa sistemazione, una volta eseguita a mano con l'aiuto del lavoro animale per la sola assolatura per l'adacquatrice, ora viene eseguita per la quasi totalità con un assolcatore e arginatore munito di due lame disposte a Δ , trainato da una trattrice della potenza di 25-30 CV.

Altra variante, infine, è costituita, sempre per i terreni arborati, dal "*contour check*" interessante terreni con notevole pendenza.

3. DRENAGGIO SOTTERRANEO

3.1. Generalità

Le modificazioni idrodinamiche alle normali condizioni di equilibrio dell'acqua che satura un mezzo poroso costituiscono il drenaggio.

Dette modificazioni, solitamente, si facilitano allo scopo di preservare i terreni di una definita area dall'eccesso di acqua.

Le opere di drenaggio costituiscono, quasi sempre, la necessaria integrazione della grande bonifica idraulica, intesa come l'insieme delle opere di risanamento, a carattere intensivo, miranti a difendere un dato comprensorio, sia dalle acque provenienti dall'esterno sia da quelle in esso ristagnanti.

Esse, tuttavia, interessano più direttamente la piccola bonifica, costituendo delle vere e proprie opere di difesa del suolo.

Il drenaggio, talvolta, può essere visto in prevalente funzione: delle colture, o delle proprietà fisiche del suolo, ovvero dei problemi di salinità.

La tecnica costruttiva si basa su due tipi principali:

-- *affossatura* (fossi aperti, quasi sempre continui), detta anche drenaggio aperto o superficiale, capace di raccogliere e smaltire sia le acque di ruscellamento sia quelle sotterranee circolanti fino ad una certa profondità dalla superficie del suolo ed emungibili dai fossi (v. precedente Cap. 2);

drenaggio sotterraneo, o drenaggio propriamente detto, (o drenaggio coperto ed a condotti sotterranei, ecc.) interessante le acque di pioggia o di irrigazione infiltrate nel suolo, ovvero quelle costituenti delle vere e proprie falde superficiali. Anche in questo tipo, come nel precedente, l'acqua scorre, nei condotti, a pelo libero.

La scelta del tipo di drenaggio ed il dimensionamento delle relative opere e manufatti, unitamente alla determinazione della eventuale con-

nessa sistemazione morfologica dei campi, dipende da numerosi fattori di vario ordine, tra i quali quelli:

- *agronomici*: caratteristiche fisiche e chimiche del suolo (struttura, porosità, eventuale presenza di salinità o alcalinità, ecc.);
- *colturali*: specie delle colture praticate o di probabile diffusione nel territorio (loro ciclo vegetativo, caratteristiche dell'apparato radicale, ecc.);
- *climatici*: tipo di clima, temperatura, radiazione, evapotraspirazione, piogge, ecc.;
- *idrogeologici*: conducibilità idrica, fenomeni capillari, tasso di umidità nel terreno, ecc.;
- *topografici*: pendenze dei terreni ;
- *idrografici*: rete naturale ed artificiale esistente.

In particolare, per la determinazione dei principali parametri idrologici ed idraulici, occorre, tra l'altro, conoscere per ciascuna zona interessata:

- i massimi tempi di sommersione ammissibili nei diversi periodi dell'anno;
- le caratteristiche della falda superficiale, nei riguardi dell'ampiezza e della frequenza delle sue fluttuazioni nel corso dell'anno e quindi la relativa sua influenza sulle colture e sul terreno agrario, a diverse profondità.

Lo studio del moto dell'acqua nel terreno saturo, verso i fossi o dreni, e la connessa determinazione della distanza reciproca tra questi, si basa su alcuni presupposti fondamentali, generalmente così distinti:

- *moto in regime permanente* (continuo): ossia in condizioni di equilibrio tra afflusso nel suolo e deflusso da questo nella rete (caso di piogge di lunga durata e di debole intensità):
 - a) con strati di suolo a conducibilità omogenea;
 - b) con strati di suolo a conducibilità eterogenea;

— *moto in regime variabile* (intermittente): ossia in condizioni di disequilibrio tra afflusso e deflusso (caso di pioggia di breve durata e di forte intensità).

In sostanza, quindi, si può affermare che gli obiettivi da conseguire con il drenaggio sono: un prescelto abbassamento della superficie di falda Δh e quindi l'evacuazione della corrispondente portata caratteristica di drenaggio, o coefficiente di drenaggio, q , determinata principalmente dalla pioggia o dalla irrigazione.

Detta portata caratteristica, varia in funzione non solo della intensità di pioggia, ma anche in relazione, tra l'altro:

- al tasso di umidità del terreno nel momento in cui l'acqua inizia a percolare verso la falda;
- al ruscellamento, ossia al coefficiente udometrico u .

Nelle regioni temperate europee, ove l'intensità di pioggia non è solitamente elevata, q varia da 0,8 a 1,2 l/s.ha (pari a circa 7-10 mm/giorno), mentre nelle zone subtropicali e tropicali può salire a 1,2-3,5 l/s.ha (pari a circa 10-30 mm/giorno).

3.2. Fondamenti teorici della idrodinamica nel drenaggio

3.2.1. Regime permanente

La relazione tra la portata Q , la pendenza motrice i , la sezione Ω' del suolo saturo, normale alla direzione del moto, e la conducibilità idrica K , secondo la legge di *Darcy*, è la seguente ⁽¹⁾:

$$Q = K i \Omega'$$

(qui con Ω' si indica la sezione totale, parte solida e parte liquida, mentre con Ω la sezione bagnata, o liquida, tradizionale).

⁽¹⁾ Infatti dalla II-31 parte II, Cap. 6, si ha $U = K \frac{\Delta h}{L} = K i$

3.2.1.a. Moto orizzontale verso i fossi o i dreni

Se la pioggia cade regolarmente distribuita sulla superficie compresa tra due fossi o due dreni (paralleli, distanti tra loro L metri) e se si suppone che l'acqua nel terreno si muova verso detti fossi o dreni con moto orizzontale (Fig. V-12), ipotesi di *Dupuit-Forchheimer* (1863 e 1914), si può derivare per un suolo a conducibilità idrica omogenea K , la seguente relazione:

$$Q = qx = K - \frac{dy}{dx} y;$$

in cui: $q =$ è la portata unitaria relativa ad un'altezza di pioggia penetra-

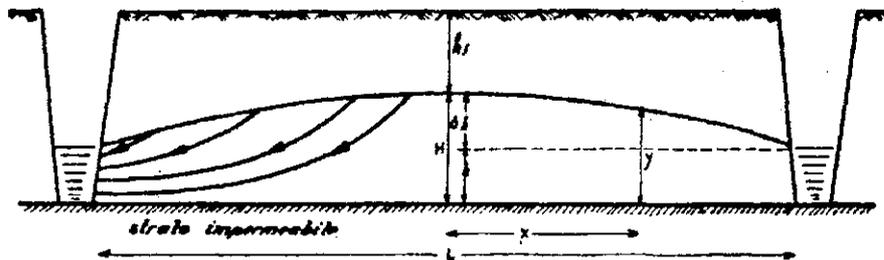


Fig. V-12 - Distanza tra i dreni o i fossi nel caso di regime permanente e conducibilità idrica omogenea (ipotesi di *Dupuit*).

ta attraverso 1 m^2 di terreno; cioè, con riferimento ad un piano di coordinate cartesiane, ad una distanza x dall'origine dell'ascissa, la portata della pioggia che si infiltra nel terreno è uguale a qx , mentre la portata q che esce dalla sezione considerata della falda, di altezza y , è uguale a:

$$K - \frac{dy}{dx} y$$

Quindi, nelle condizioni di moto permanente preso in considerazione:

$$qx = K \frac{-dy}{dx} y, \quad \text{cioè: } qx \, dx = -Ky \, dy,$$

che dà l'equazione differenziale:

$$q \cdot x \cdot dx + K \cdot y \cdot dy = 0,$$

da cui, integrando, si ha:

$$q \cdot x^2 + K \cdot y^2 = \text{costante}^{(2)}$$

Per $x = 0$ e $y = H$

e per $x = \frac{L}{2}$ e $y = h$ (condizioni ai limiti),

si ha ⁽³⁾:

$$L^2 = \frac{4K}{q} (H^2 - h^2)$$

⁽²⁾ Equazione dell'ellisse: $mx^2 + ny^2 = p$.

⁽³⁾ Infatti: $KH^2 = c$, e $q \left(\frac{L}{2}\right)^2 + Kh^2 = c$;

da cui: $KH^2 = q \left(\frac{L}{2}\right)^2 + Kh^2$,

quindi: $q \left(\frac{L}{2}\right)^2 = KH^2 - Kh^2$,

ossia: $q \left(\frac{L}{2}\right)^2 = K(H^2 - h^2)$,

da cui: $L^2 = \frac{4K}{q} (H^2 - h^2)$.

da cui la relazione finale ⁽⁴⁾:

$$L^2 = \frac{8 K h \Delta h + 4 K \Delta h^2}{q} \quad (\text{V-1})$$

Per $h \rightarrow$ zero, si può assumere:

$$L^2 = \frac{4 K \Delta h^2}{q} \quad (\text{V-2})$$

cioè: $L = 2 \Delta h \sqrt{\frac{K}{q}}$ (V-3)

Al contrario, per Δh molto piccolo in confronto ad h il 2° termine della (V-1) è trascurabile e la formula può ridursi a ⁽⁶⁾:

$$L^2 = \frac{8 K h \Delta h}{q} \quad (\text{V-4})$$

(4) Dalla nota (3) si ha: $L^2 = \frac{4K(H+h)(H-h)}{q}$

per $H-h = \Delta h$, si ha: $L^2 = \frac{4K(H+h)\Delta h}{q}$

ma: $H = h + \Delta h$, perciò: $L^2 = \frac{4K(h + \Delta h + h)\Delta h}{q}$

cioè: $L^2 = \frac{4K(2h\Delta h + \Delta h^2)}{q}$, da cui, infine,

$$L^2 = \frac{8Kh\Delta h + 4K\Delta h^2}{q} \quad (\text{V-1})$$

(5) *Forchheimer, Kozeny, Blanc, Kostiahou*, ecc., per fossi poggianti su strato impermeabile.

(6) In questo caso la forma della direttrice della superficie libera della falda può essere assimilata ad un *arco di parabola* (*Cuyon, 1962*), con

$$y = -\frac{4\Delta h}{L^2}x^2 + \Delta h \quad (\text{V-5})$$

3.2.1.b. *Moto composto da una parte orizzontale e da una parte radiale*

Sempre in un suolo omogeneo, ma con lo strato impermeabile a grande profondità, l'ipotesi di *Dupuit* non è più valida.

Infatti, le linee di moto non sono più orizzontali, ma curve (Fig. V-13), specialmente in prossimità dei dreni, ove, appunto, tali linee convergono verso i dreni medesimi.

Questa convergenza comporta una resistenza superiore a quella calcolata da *Dupuit*, dato che la portata dovrà passare da una sezione relativamente più piccola. Questa resistenza si chiama, appunto, "resistenza radiale".

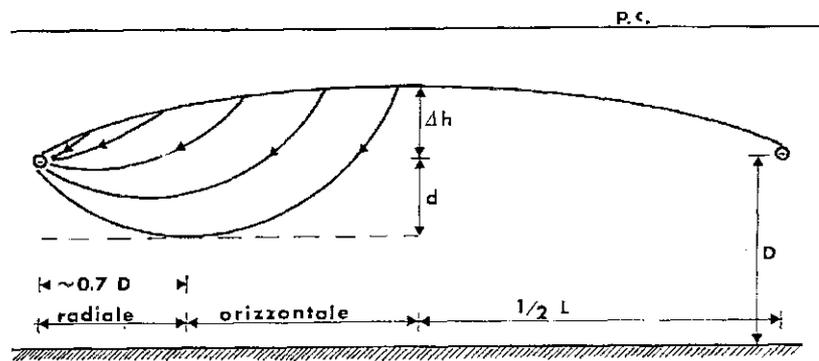


Fig. V-13 - Distanza tra i dreni o i fossi secondo l'ipotesi di *Hooghoudt* (da *van Hoorn*)

Hooghoudt (1940) ha suddiviso il moto dell'acqua in due parti, una attorno ai dreni e l'altra a partire da una certa distanza da questi; ha quindi calcolato, per ciascuna parte, il carico necessario per vincere la resistenza del suolo.

Egli, anziché tenere conto di h , ha introdotto un valore d , detto spessore di uno strato "equivalente", che non rappresenta tutto lo spessore dello strato permeabile al disotto dei dreni. Il valore di d , perciò, è più

piccolo di quello di h , per cui la formula di *Hooghoudt*:

$$L^2 = \frac{8 K d \Delta h + 4 K \Delta h^2}{q} \quad (V-6)$$

dà dei valori più bassi di L , rispetto a quelle di *Dupuit*.

La resistenza radiale, e pertanto il valore d dello strato equivalente,

Tabella 26 - Valore di d (spessore dello strato equivalente) in funzione della profondità D dello strato impermeabile e della distanza L , tra i dreni (r, D, L , sono espressi in metri). $r = 0,03$

D	L										
	5	7,5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
0,75	0,44	0,52	0,56	0,62	0,65	0,66	0,68	0,69	0,69	0,70	0,70
1,00	0,48	0,58	0,66	0,75	0,80	0,83	0,86	0,87	0,89	0,90	0,91
1,25	0,50	0,63	0,72	0,85	0,92	0,98	1,01	1,04	1,06	1,08	1,10
1,50	0,51	0,66	0,77	0,93	1,03	1,10	1,15	1,19	1,22	1,25	1,27
1,75		0,68	0,80	0,99	1,11	1,20	1,27	1,32	1,36	1,40	1,43
2,00		0,69	0,82	1,04	1,18	1,29	1,37	1,44	1,49	1,54	1,57
2,25			0,83	1,08	1,24	1,37	1,47	1,55	1,61	1,66	1,71
2,50			0,84	1,10	1,29	1,43	1,54	1,63	1,71	1,77	1,83
2,75			0,85	1,12	1,33	1,49	1,61	1,72	1,80	1,87	1,94
3,00				1,15	1,37	1,54	1,68	1,79	1,89	1,97	2,04
3,25				1,16	1,39	1,58	1,73	1,85	1,96	2,05	2,13
3,50				1,17	1,41	1,61	1,78	1,92	2,03	2,13	2,22
3,75				1,17	1,43	1,64	1,81	1,96	2,09	2,20	2,29
4,00				1,18	1,45	1,67	1,86	2,02	2,14	2,26	2,37
4,50				1,19	1,47	1,71	1,91	2,09	2,24	2,30	2,50
5,00					1,48	1,74	1,96	2,16	2,32	2,48	2,61
5,50					1,49	1,75	1,99	2,19	2,38	2,54	2,69
6,00						1,78	2,02	2,24	2,44	2,62	2,78
7,00						1,79	2,06	2,30	2,52	2,72	2,90
8,00						1,80	2,08	2,34	2,57	2,79	2,99
9,00							2,08	2,35	2,60	2,84	3,05
10,00								2,37	2,63	2,87	3,10
									2,64	2,92	3,19

Esempio di calcolo dello spessore dello strato equivalente:

$$d = \frac{L}{8 (W_o + W_r)} \quad (*) \quad W_o = \text{resistenza orizzont.}, \quad W_r = \text{resistenza radiale.}$$

$$1) \quad W_o = \frac{(L - 1,4 D)^2}{8 D L}; \quad 2) \quad W_r = \frac{1}{\pi} \ln \frac{0,7 D}{r}$$

per $L = 20$ m; $D = 5$ m e $r = 0,03$ m, si ha:

$$W_o = \frac{13^2}{8 \cdot 5 \cdot 20} = \frac{169}{800} = 0,211; \quad W_r = \frac{1}{3,14} \ln \frac{3,5}{0,03}$$

$$= 0,81475 = 1,47; \quad d = \frac{20}{8 (0,211 + 1,47)} = 1,48$$

$$(*) \text{ Per } D > 1/4 L, \text{ approssimativamente: } d = \frac{0,4 L}{\ln \frac{L}{\pi r}}$$

dipende dal raggio r del dreno, dallo spessore D dello strato permeabile al disotto dei dreni e dalla distanza L tra i dreni (v. Tab. 26).

Da questa tabella si rileva che a partire da un certo spessore, lo strato permeabile non ha quasi più alcuna influenza sul valore di d . Questo spessore limite corrisponde a circa $\frac{1}{4}$ della distanza L . Vale a dire che il profilo al disotto di $\frac{1}{4} L$ non gioca più un apprezzabile ruolo per il moto verso i dreni.

3.2.1.c. *Caso di profili eterogenei*

La formula di *Hooghoudt* si applica nel calcolo di L per profili omogenei a grande profondità o profili con strato impermeabile al disotto dei dreni. Uno strato in cui la conducibilità è uguale ad $\frac{1}{5} \div \frac{1}{10}$ di quella dello strato superiore, può essere considerato - secondo alcuni AA. - come impermeabile. Tuttavia, un profilo può essere composto an-

che da due strati, in cui la conducibilità idrica K_1 dello strato superiore è, per es., più bassa di quella K_2 dello strato inferiore o viceversa.

Se il livello dei dreni coincide con il limite dei due strati, è utilizzabile la formula di *Hooghoudt*.

Poiché il 1° termine della (V-6) si applica al moto al disotto del livello dei dreni ed il 2° a quello al disopra di questo livello, la formula diviene:

$$L^2 = \frac{8 K_2 d \Delta h + 4 K_1 \Delta h^2}{q} \quad (\text{Fig. V-14b}) \quad (\text{V-7})$$

Se l'interfaccia è più alta rispetto al livello dei dreni, (Fig. V-14c), si può adottare la stessa (V-7) ma, il valore di K_1 si può anche trascurare,

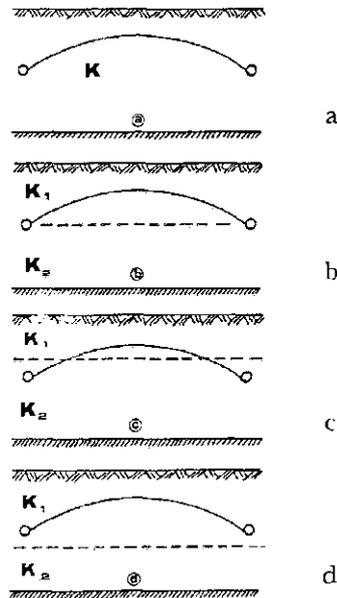


Fig. V-14 - Disposizione dei dreni rispetto alla interfaccia di due strati

per cui si ha:

$$L^2 = \frac{8 K_2 d \Delta h}{q} \quad (V-8)$$

Se, invece, l'interfaccia è più bassa del livello dei dreni, (Fig. V-14d), la formula (V-7) di *Hooghoudt* non è più valida.

Ciò perchè la resistenza radiale attorno ai dreni, situati nella parte superiore a conducibilità più bassa, diviene più grande che nel profilo omogeneo; la formula di *Hooghoudt*, appunto, non tiene conto di questa condizione.

In questo caso, tuttavia, può essere ancora di buona approssimazione la relazione $L^2 = \frac{8 K d \Delta h + 4 K \Delta h^2}{q}$ (se K_2 è trascurabile), relativa a profili omogenei e per $D/L < 0,25$.

Per profili eterogenei una soluzione generale e più completa viene offerta dalle formule di *Ernst* (1954). Questi ha suddiviso il moto dell'acqua nel suolo in tre componenti: una verticale v , una orizzontale o ed una radiale attorno al dreno r (Fig. V-15); pertanto, la variazione del ca-

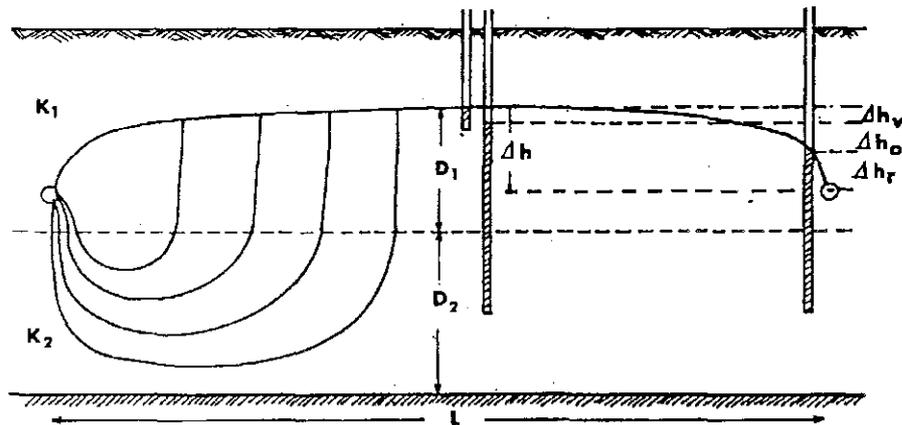


Fig. V-15 - Distanza tra i dreni o i fossi nei casi di $K_1 < K_2$, secondo *Ernst*

rico totale è data da:

$$\Delta h = \Delta h_v + \Delta h_o + \Delta h_r, \text{ per cui:}$$

$$\Delta h = q \Sigma \frac{D}{K} + \frac{q L^2}{8 \Sigma K D} + q L W_r, \quad (\text{V-9})$$

in cui D = spessore di uno strato saturo,

W_r = resistenza radiale.

In un profilo composto da due strati con K_1 più basso di K_2 , le linee di moto sono approssimativamente verticali nello strato superiore, orizzontali in quello inferiore e radiali attorno ai dreni (Fig. V-15).

Poichè nello strato inferiore la resistenza verticale è trascurabile, così come nella superiore lo è quella orizzontale, la (V-9) può essere semplificata nella forma seguente (alla condizione che L sia più grande di $2 D_2$, e Δh più piccolo di $0,5 D_2$):

$$\Delta h = q \frac{D_1}{K_1} + \frac{q L^2}{8 K_2 D_2} + q L W_r, \quad (\text{V-10})$$

in cui D_1 = spessore dello strato superiore al disotto della superficie di falda,

D_2 = spessore dello strato inferiore.

La resistenza radiale W_r può essere calcolata con la formula:

$$W_r = W_o + \frac{\ln D_1/4r}{\pi K_1} \quad (\text{V-11})$$

W_o dipende da D_2/D_1 , K_2/K_1 e K_1 . Nella Fig. V-16 è riportato un abaco per il calcolo di W_r nelle formule V-10 e V-11 di *Ernst*, partendo dal rapporto K_2/K_1 (v. esempio al par. 3.3.1.d.).

Ai fini del calcolo di W_r , si applica per D_1 il valore dello spessore dello strato superiore al disotto del livello dei dreni (cfr. Fig. V-13) e non

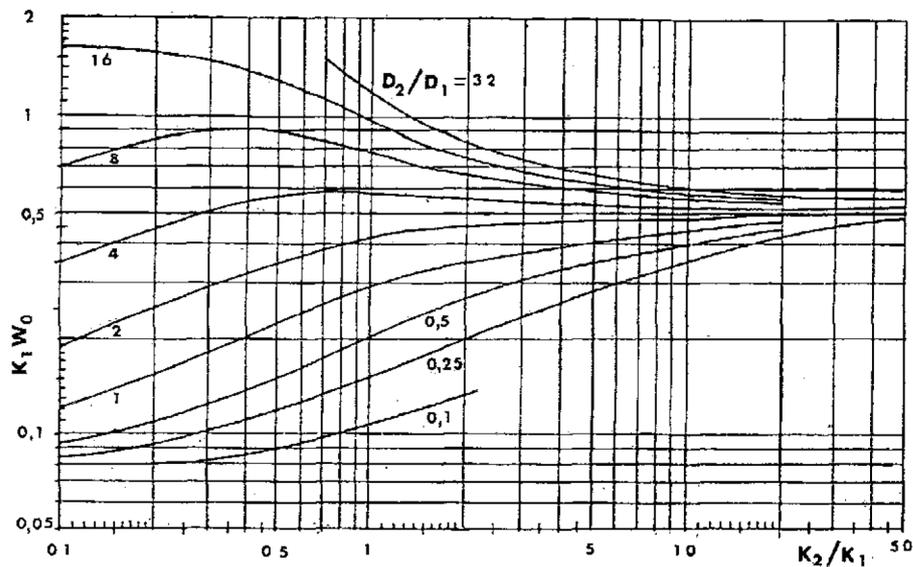


Fig. V-16 - Abaco per il calcolo della resistenza radiale (W_r), formule V-10 e V-11 di *Ernst*.

quello che ha origine dalla linea di falda (Fig. V-15) come nel caso del calcolo del carico verticale.

Nel caso di drenaggio con tubi, si può verificare che questi si trovino in una trincea più permeabile rispetto al profilo non rimosso, ovvero permeabile come quest'ultimo.

L'acqua entrando nella trincea, scorre, nel caso di dreni in terracotta, verso i giunti ed entra nei tubi, oppure, nel caso di dreni in plastica, verso i fori e quindi nel tubo.

La convergenza delle linee di moto verso le aperture, implica, una certa "resistenza di entrata" la quale necessita di un supplemento di carico Δh_e dato dalla seguente formula di *Ernst*:

$$\Delta h_e = q L \frac{a}{K}, \quad (\text{V-12})$$

il coefficiente a dipende dai tubi ed ha un valore di circa 2 per tubi di terracotta lunghi 30 cm e con diametro di 8-10 cm. Se la conducibilità della trincea è grande, la resistenza $\frac{a}{K}$ di entrata è generalmente trascurabile.

Con moto permanente, dunque, si possono verificare i casi schematizzati nella Fig. V-14.

3.2.2. *Regime variabile*

È quello che si verifica nei terreni soggetti a piogge irregolarmente distribuite nel tempo, ovvero sottoposti ad irrigazione. In questi casi, com'è evidente, la superficie libera della falda superficiale, o, comunque, il fronte di saturazione, subisce movimenti verticali, dipendenti, appunto, dalla intensità e dalla durata della pioggia o dal volume specifico e dal turno di adacquamento.

La teoria del moto non permanente, (o regime variabile, o transitorio) si basa, cioè, sulle ipotesi che la falda risale e la portata aumenta durante la pioggia, poi, con il cessare di questa, si verifica l'abbassamento della falda e la diminuzione della portata: il tutto strettamente connesso con la variabilità, nel tempo, del carico idraulico.

La zona al disotto della superficie di falda è considerata come una zona variabile di riserva nella quale il contenuto: da un lato aumenta, in conseguenza della percolazione, e dall'altro diminuisce per effetto del drenaggio.

Diversamente dal moto permanente, non esiste, dunque, una relazione continua e costante tra differenza di carico Δh e portata q . Detta relazione, nel moto variabile, tenta a divenire quasi costante, durante l'abbassamento della falda, solo dopo un certo tempo t_0 a partire dall'inizio della percolazione.

Il tempo t_0 , espresso in giorni, secondo *Krayenhoff van de Leur*

(1958) può essere ricavato conoscendo il rapporto tra durata di percolazione e coefficiente di "riserva".

Nel caso in esame, pertanto, oltre ai parametri geometrici (distanza tra le file di dreni e profondità di questi) vi sono alcuni fattori idrodinamici del suolo che rivestono una particolare importanza e cioè, oltre alla conducibilità idrica K ,

– il coefficiente di porosità utile μ , o porosità di drenaggio, o porosità di aerazione, secondo altri (Cavazza, 1981) = capacità specifica di invaso o di immagazzinamento della falda (C_i); ossia la differenza tra la capacità idrica massima e la capacità idrica di campo (v. nota 6 a pag. 206)⁽⁷⁾,

– il coefficiente di "riserva" o "d'invaso": $j = \frac{\mu L^2}{\pi^2 K D}$ ⁽⁸⁾, (V-13)

Se l'abbassamento h della falda, nella parte mediana di due dreni, da una posizione h_0 ad una h_t , nel tempo t è

$$\frac{h_t}{h_0} < 0,8, \text{ si può porre, per } D_0 < \frac{1}{4} L, \text{ (Fig. V-17)}$$

$$h_t = h_0 1,17 e^{-t/j} \quad \text{(V-14)}$$

(7) A titolo indicativo, μ varia:

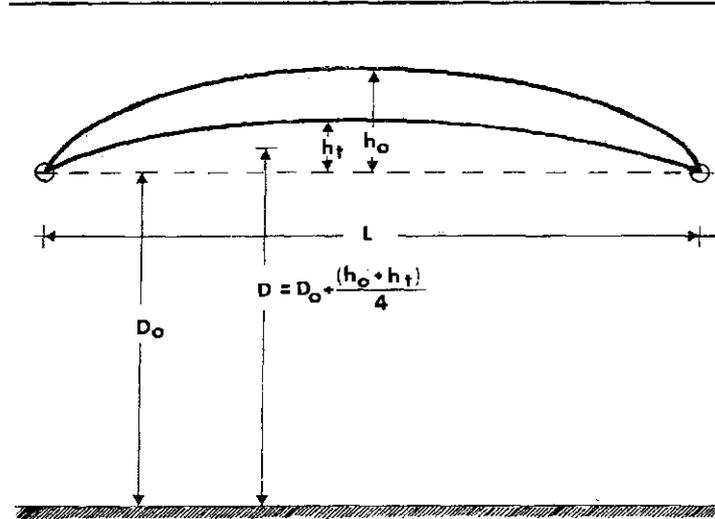
da 0,005 a 0,03 per suoli argillosi,

da 0,03 a 0,08 per suoli limosi,

da 0,08 a 0,20 e più per suoli sabbiosi.

Quando non sono disponibili misure dirette il valore di μ può essere determinato approssimativamente, in molti casi, impiegando la relazione $\mu = \frac{1}{K}$; in cui μ è espresso in parti di volume e K in cm/giorno; per esempio: $K = 100$ cm, $\mu = \frac{1}{100} = 10\%$, ovvero, 0,10; meglio, però, il grafico riportato nella Fig. II-20.

(8) che ha dimensione di giorni, infatti $\frac{L^2}{KD} = \frac{\text{m}^2}{\text{m/giorno} \cdot \text{m}} = \text{giorni}$.

Fig. V-17 - Abbassamento della falda in regime variabile (da h_0 a h_t)

Assumendo la sezione della superficie di falda tra due dreni a forma di una parabola di 4° grado, Glover (Dumm, 1960) e Tapp e Moody (Dumm, 1964), hanno indicato che le condizioni iniziali ($t = 0$ e $0 \leq x \leq L$) e quelle ai limiti ($t \geq 0$, $x = 0$ o L) possono essere soddisfatte dalla seguente equazione, dalla quale è possibile calcolare h_t in mezzeria tra due dreni paralleli:

$$\frac{h_t}{h_0} = \frac{192}{\pi^3} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} (-1)^{\frac{n-1}{2}} \frac{n-1}{2} \frac{n^2 - 8/\pi^2}{n^5} \exp\left(-\frac{\pi^2 n^2 D_i t}{L^2}\right) \quad (\text{V-14}')$$

Semplificando e riportando tutto al primo termine della serie ($n = 1$) si ottiene la seguente soluzione approssimativa, nella quale lo stesso Dumm, (1964) indica come *diffusività* dell'acquifero $KD/\mu = D_i$ e $L^2/\pi^2 \cdot 1/D_i = j$:

$$\frac{h_t}{h_0} = 6,1923 (1 - 0,8106) e^{-1/j} = 1,17 e^{-1/j} \quad (\text{V-14}'')$$

da cui, come già visto:

$$h_t = h_o 1,17 e^{-t/j} \quad (\text{V-14})$$

e

$$j = \frac{t}{\ln\left(1,17 \frac{h_o}{h_t}\right)} \quad (\text{V-14''})$$

La (V-13) pone: $j = \frac{\mu L^2}{\pi^2 KD}$,

ne consegue l'eguaglianza $\frac{\mu L^2}{\pi^2 KD} = \frac{t}{\ln\left(1,17 \frac{h_o}{h_t}\right)}$,

da cui, finalmente, si può ricavare:

$$L^2 = \frac{\pi^2 KD t}{\mu \ln\left(1,17 \frac{h_o}{h_t}\right)} \quad (\text{V-15})$$

La curva sulla relazione tra i parametri adimensionali h_t/h_o e $\pi^2 KD t/L^2 \mu$ (Fig. V-18) può rendere più facili i calcoli ⁽⁹⁾.

Seguendo un altro metodo di calcolo, si può ottenere il tempo t di

⁽⁹⁾ Per esempio:

ad $h_t/h_o = 0,5$ corrisponde, dalla curva della Fig. V-18, circa 0,80 e, dalla Fig. V-19, $t/j = 0,85$; ne consegue che:

$$1/0,80 = j = 1,25, \text{ quindi: } t = 1,25 \cdot 0,85 = 1,06$$

È, perciò, immediata l'uguaglianza tra la (V-14'') e la (V-13): $1,25 = 1,06/0,85$

cioè: $j = \frac{t}{\ln\left(1,17 \frac{h_o}{h_t}\right)} = \frac{\mu L^2}{\pi^2 K D} = 1,25 = 1/0,80,$

come rilevato dai due grafici.

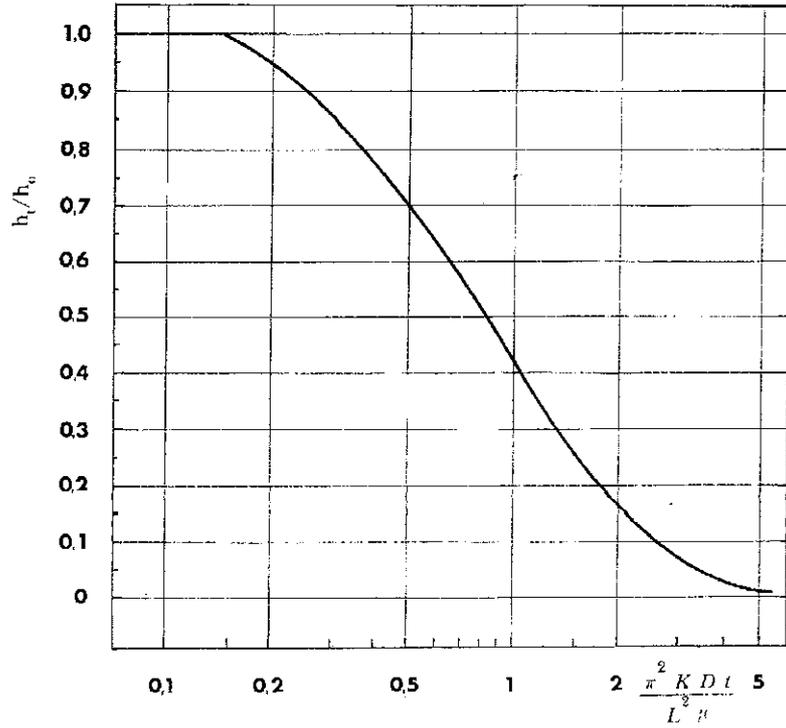


Fig. V-18 - Relazione tra i parametri adimensionali $\frac{h_t}{h_0}$ e $\frac{\pi^2 K D t}{L^2 \mu}$

un prestabilito abbassamento della falda h_p (Guyon - Thirriot 1966-67)

$$t = \frac{0,21 \mu L^2}{K_2 d} \ln \frac{\left[2d + h_t \frac{K_1}{K_2} \right] h_0}{\left[2d + h_0 \frac{K_1}{K_2} \right] h_t} \quad (V-16)$$

ove:

t = tempo, in giorni,

μ = porosità utile,

L = distanza tra le file di dreni, in m,

h_o = massima altezza della falda al disopra delle file dei dreni all'istante iniziale (spesso si assume $h_o = h_p$ profondità dei dreni), in m;

$h_i = h_o - h_f$ = massima altezza della falda al di sopra delle file dei dreni, alla fine del tempo t , in m,

K_1, K_2 = conducibilità idrica per unità di gradiente idraulico nella direzione orizzontale, rispettivamente, al di sopra e al di sotto dei dreni (in m/d),

d = spessore dello strato equivalente di *Hooghoudt*.

Da cui:

$$L^2 = \frac{32 K d t}{\mu \pi \ln a} \quad (10) \quad (V-17)$$

con a pari a:

$$\frac{[2 d + h_i] h_o}{[2 d + h_o] h_i}$$

La distanza L , si calcola, quindi, per successive approssimazioni, salvo il caso in cui i dreni poggiano direttamente su uno strato imper-

⁽¹⁰⁾ Si noti che il prodotto Kd o KD di questo tipo di relazioni, altro non è che la *trasmissività* di un terreno saturo; ossia, il quoziente di deflusso che, con gradiente di carico idraulico uguale all'unità, attraversa l'intera sezione dell'acquifero per una larghezza unitaria.

La *trasmissività* KD , o hd , secondo altri, ha le dimensioni di $L^2 T^{-1}$ ($m^2/giorno$).

Alcune formule per la determinazione di L (*Ferrari*, 1960) fanno riferimento direttamente alla *trasmissività* oltre che alla porosità di drenaggio μ e ad altre funzioni.

Anche la *diffusività idrica* D_i ha le dimensioni di $L^2 T^{-1}$, infatti $D_i = KD/\mu$ (D = spessore dell'acquifero al disotto dei dreni).

Nei terreni non saturi, a regime variabile (con variazioni, nello spazio e nel tempo, del carico H e del contenuto di umidità c e quindi di K),

$$D_i = K (\delta H / \delta c)$$

e rappresenta un'altra proprietà del suolo, ossia la tendenza a trasmettere le variazioni di umidità, quando, appunto, il contenuto della stessa umidità è specificato (*Childs*, 1969).

meabile, in cui si ha la formula semplificata:

$$L^2 = \frac{4,8 K h_i H h_o t}{\mu (h_o - h_i)} \quad (\text{V-18})$$

Sine (1965) pone:

$$\frac{\mu \quad h_i/\text{giorno}}{5 K h_o^{1,15} (2r)^{0,106}} = \frac{1}{L^{1,256} \left[1 + 0,375 \left(\frac{L}{D} \right)^{0,715} \right]} \quad (\text{V-19})$$

I simboli hanno lo stesso significato delle precedenti relazioni. L'A. indica h_i/giorni con W definendolo come velocità di abbassamento verticale della falda (m/d).

Per esempio, se:

$$K = 0,25 \text{ m/d}, \mu h_i = 0,05 \cdot 0,60/15 \text{ giorni} = 0,002,$$

$h_o = 1,20 \text{ m}, D = 5 \text{ m}, r = 0,03$, si ottiene, dall'apposito abaco predisposto dall'A., un risultato di $L = 57 \text{ m}$, in luogo di 50.

La relazione (V-19) si può scrivere nella forma:

$$L^{1,256} \left[1 + 0,375 \left(\frac{L}{D} \right)^{0,715} \right] = \frac{5 K h_o^{1,15} (2r)^{0,106}}{\mu \quad h_i/\text{giorno}}$$

ottenendo, così, per tentativi, il valore di L .

Risultati più bassi si ottengono con l'adozione di una relazione, simile alla (V-16) di *van Schilfgaard* (1964) con t in giorni, ($S=L$; K in m/d;

$$t = \frac{f S^2}{9 K d} \ln \frac{(2 d + m) m_o}{(2 d + m_o) m} \quad (\text{V-20})$$

Nei riguardi dello spessore D , riportato nelle precedenti formule relative al regime variabile, è bene ribadire che la correzione con un fattore

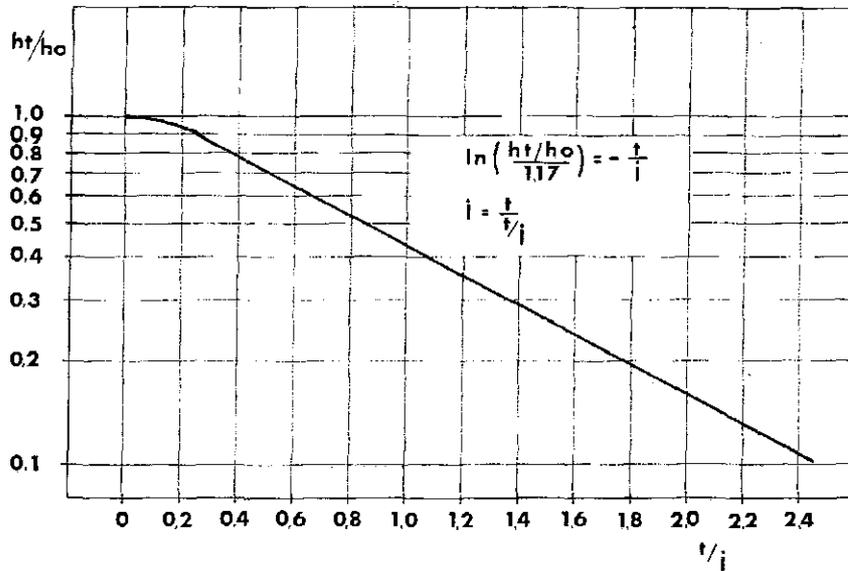


Fig. V-19 - Relazione tra $\frac{ht}{h_0}$ e $\frac{t}{i}$

che tenga conto della resistenza radiale va applicata anche in queste, dato che la distribuzione delle linee di flusso non differisce molto dal regime permanente (Maasland, 1956, Kraijenhoff van de Leur, 1962).

Dal valore di L , calcolato con le predette formule e che comprendono $D = D_0 + (h_0/2)$ o $D = D_0 + (h_0 + h_1)/4$, (v. Fig. V-17) va sottratto (quando $D_0 \leq L/4$) un fattore di correzione $= D \ln \frac{D}{4r}$ (Moody, Dumm 1960) oppure, sulla base delle relazioni di Ernst, sempre per terreni omogenei: $D \ln \frac{D_0}{C}$; in cui: $C =$ perimetro bagnato, (pari a $2r +$ larghezza b della base della trincea; in r è compreso lo spessore dell'eventuale rivestimento del dreno, come: ghiaietto, lana di vetro, torba, ecc.).

Se $D \ln \frac{D_0}{r} < 0,4 L$, a quest'ultima distanza va sottratto il coefficiente di correzione, come avanti detto.

3.3. Elementi di progettazione della rete

3.3.1. Distanza tra i fossi o i dreni: esempi di calcolo.

3.3.1.a. Formula di Dupuit per profilo omogeneo (V-4)

Dati

– portata da smaltire	$q = 0,004$ m/giorno,
– conducibilità idrica	$K = 1$ m/giorno,
– spessore dello strato saturo	$D = 10$ m,
– gradiente del carico idraulico	$\Delta h = 0,5$ m,
– raggio del dreno	$r = 0,1$ m.

Dato che Δh è piccolo rispetto ad h , la (V-4) può essere applicata, come già visto, solo per moti orizzontali:

$$L^2 = \frac{8 \times 1,0 \times 10 \times 0,5}{0,004} = 10.000; L = 100 \text{ m}$$

3.3.1.b. Formula di Hooghoudt (V-8)

Con gli stessi dati, ma riferiti a moti orizzontale e radiale, si ha:

$$L^2 = \frac{8 \times 1 \times 4,42 \times 0,5}{0,004} = 4.500; L = 67 \text{ m}$$

In questo caso, 4,42 rappresenta il valore dello strato equivalente d (ottenuto per tentativi, per $r = 0,1$ e $h = 10$ e $L = 67$).

3.3.1.c. Formula di Hooghoudt (V-7)

Profilo eterogeneo, con $K_2 = 1,0$ m/giorno, $K_1 = 0,5$ m/giorno, $D = 3$ m (strato impermeabile 3 m al disotto del livello dei dreni), $q = 0,005$ m/giorno, $h = 0,60$ m, $r = 0,10$ m.

Per i detti valori di D e τ , assumendo L 40 m, dalla Tab. 26, si ricava per interpolazione $d = 2,16$ m.

$$L^2 = \frac{8 \times 1 \times 2,16 \times 0,6}{0,005} + \frac{4 \times 0,5 \times 0,36}{0,005}$$

1600 = 2080 + 144 = 2224, ossia $L \approx 40$ m, per difetto.

Per $L = 50$ m e $d = 2,29$, si ha

$$2500 = \frac{8 \times 1 \times 2,29 \times 0,6}{0,005} + 144 = 2344, \text{ ossia: } L \approx 50 \text{ m;}$$

per $L = 48$ m e $d = 2,26$ si ottiene, finalmente:

$$2304 = \frac{8 \times 1 \times 2,26 \times 0,6}{0,005} + 144 = 2178 + 144 = 2322$$

Ossia: $L = 48$ m.

3.3.1.d. Formula di Ernst (V-10)

Profilo eterogeneo, con tre moti (orizzontale, verticale e radiale), costituito da due strati: il superiore $0 \div 1$ m con $K_1 = 0,5$ m/giorno, l'inferiore $1 \div 3$ m con $K_2 = 5$ m/giorno. Al disotto di 3 metri si trova uno strato impermeabile. Il livello dei dreni, di raggio $r = 0,10$ m, è posto ad una profondità di 0,50 m.

$$q = 0,005 \text{ m/giorno e } \Delta h = 0,25 \text{ m.}$$

Si calcola prima la resistenza radiale W_r , posto:

$$D_1 = 0,50 \text{ m; } D_2 = 2 \text{ m; } D_2/D_1 = 4; K_2/K_1 = 10$$

dalla Fig. V-16 si trova $K_1 W_o = 0,52$.

Dalla (V-11) si ricava:

$$W_r = \frac{0,52}{0,50} + \frac{\ln 0,50/4 \cdot 0,10}{3,14 \times 0,5} = 1,04 + \frac{0,22314}{1,5708} \approx 1,2 \text{ metri}$$

e dalla (V-10):

$$0,25 = 0,005 \frac{0,75}{0,50} + \frac{0,005}{8 \times 5 \times 2} L^2 + 0,005 \cdot 1,2 L$$

$$L^2 + 96 L - 3880 = 0,$$

$$L = 30,5 \text{ m}$$

3.3.1.e. *Regime variabile*

Dati

– umidità equivalente (% terreno secco)	$U_e = 10,3$
– capacità idrica massima (% t.s.)	$CIM = 29,3$
– conducibilità idrica (m/d)	$K = 3,71$
– profondità dello strato impermeabile al di sotto dei dreni (m)	$D_o = 3,00$
– raggio interno dei dreni (m)	$r = 0,03$
– base della trincea (m)	$b = 0,30$

Porosità di drenaggio (v. nota 6, pag. 206)

$$\mu = CIM - CIC$$

$$CIC = (0,865 U_e) + 2,62 = (0,865 \cdot 10,3) + 2,62 = 11,53 =$$

= capacità di campo

quindi: $\mu = 29,3 - 11,5 = 17,8\% = 0,178$

Per il *calcolo di L* conviene, preliminarmente, determinare il rapporto tra il tempo t di abbassamento della falda in mezzera e il coefficiente di riserva j .

Per $h_t/h_o < 0,8$ e per $D < 1/4 L$ si può assumere la seguente relazione:

$$h_t/h_o = 1,17 \exp - t/j, \quad \text{da cui}$$

$$j = t/\ln(1,17 \cdot h_o/h_t)$$

Se $t = 1$ giorno, $j = 1,176$ giorni, se $h_o/h_t = 2$

Ora, quest'ultimo rapporto sia dato da $h_o = 0,80$ e $h_t = 0,40$ m.

Pertanto:

$$D = D_o + \frac{(h_o + h_t)}{4} = 3 + \frac{0,80 + 0,40}{4} = 3,30,$$

lo spessore dello strato equivalente $d = 1,59$ (ipotesi di $L = 25$ m),

la diffusività dell'acquifero $D_i = \frac{KD}{\mu} = 68,78 \text{ m}^2/\text{d}$,

la trasmissività $KD = 12,24 \text{ m}^2/\text{giorno}$.

L'esempio si riferisce all'applicazione delle seguenti formule:

$$\text{a) Dumm: } L^2 = \frac{\pi^2 K D t}{\mu \ln(1,17 \cdot h_o/h_t)} \quad (\text{V-15})$$

$$\text{b) van Schilfgaard: } L^2 = \frac{8 K D t}{\mu \ln(m_o/m_t)} \quad (\text{V-20}')$$

$$\frac{m_o}{m_t} = \frac{(2D + h_t) h_o}{(2D + h_o) h_t}$$

$$\text{c) Guyon - Thirriot: } L^2 = \frac{9,52 K d t}{\mu \ln a} \quad (\text{V-17}')$$

$$a = \frac{(2d + h_t) h_o}{(2d + h_o) h_t}$$

-- Con i dati assegnati in precedenza si ha:

$$\text{con la a) : } L = \sqrt{\frac{3,14^2 \cdot 3,71 \cdot 3,3 \cdot 1}{0,178 \ln(1,172)}} = 28,26 \text{ m,}$$

$$\text{con la b) : } L = \sqrt{\frac{8,3 \cdot 3,71 \cdot 3,3 \cdot 1}{0,178 \cdot 0,6376}} = 29,38 \text{ m,}$$

poichè il coefficiente di correzione = $D \ln D_0/C$ (il contorno bagnato $C \approx 2,03 + 0,30 = 0,36$; se intorno al dreno si ponesse, per esempio, uno spessore di 10 cm di ghiaietto, si avrebbe invece: $C = 2,03 + 0,30 = 0,56$),

$$\text{ossia } = 3,3 \ln 3/0,36 = 7,$$

il risultato finale è:

$$\text{per la a) } L = 28,26 - 7 = 21,26 \text{ m,}$$

$$\text{per la b) } L = 29,38 - 7 = 22,38 \text{ m,}$$

$$\text{con la c) } L = \sqrt{\frac{9,52 \cdot 3,71 \cdot 1,1 \cdot 59,1}{0,178 \cdot 0,5872}} = 23,18 \text{ m}$$

Per il progetto si potrà assumere il valore di 22 m.

-- Variando h_0 e h_1 , rispettivamente a 0,25 e 0,20 m si ha:

$$D = 3 + \left(\frac{0,25 + 0,20}{4} \right) = 3,11; \quad d = 1,54 \text{ (per } L = 25 \text{ m e } r = 0,03 \text{ m)}$$

$$j = \frac{1}{\ln(1,17 \cdot h_0/h_1)} = 2,63 \text{ giorni; } \ln \frac{m_0}{m_1} = 0,2154;$$

$$\ln a = 0,208.$$

Quindi:

$$\text{per la a)}: L = \sqrt{\frac{3,14^2 \cdot 3,71 \cdot 3,11 \cdot 1}{0,178 \ln(1,17 \cdot 1,25)}} = 41,03 \text{ m}$$

$$\text{per la b)}: L = \sqrt{\frac{8 \cdot 3,71 \cdot 3,11 \cdot 1}{0,178 \cdot 0,2154}} = 49,07 \text{ m}$$

Dato che $D \ln D_0/C = 3,11 \ln 3/0,36 = 6,59$, i valori di L si riducono a:

$$\text{per la a)} \quad L = 41,03 - 6,59 = 34,44 \text{ m,}$$

$$\text{per la b)} \quad L = 49,07 - 6,59 = 42,88 \text{ m,}$$

$$\text{con la c)} \quad L = \sqrt{\frac{9,52 \cdot 3,71 \cdot 1,54 \cdot 1}{0,178 \cdot 0,208}} = 38,33 \text{ m,}$$

L di progetto = 38 m

3.3.2. Profondità

Dipende dall'obiettivo finale che si intende attribuire al drenaggio, per esempio: salvaguardia di alcune specie colturali rispetto ad altre di diverso ciclo vegetativo, ovvero la conservazione di certe proprietà fisiche del suolo, soprattutto quando esistono problemi di salinità, ecc.

Scelto lo schema distributivo della rete, in relazione alla morfologia dell'azienda ed alla disposizione dei campi rispetto al recipiente di scarico (Fig. V-20), la profondità dei dreni è interdependente con la distanza tra le file (v. par. 3.2.). Talvolta occorre tenere in debita considerazione altri fattori secondari, come: la temperatura minima del terreno, le sovrappressioni, nonché i problemi dell'eccessivo inaridimento del terreno durante la stagione secca.

In alcuni territori (Germania), tuttavia, si tiene conto in prevalenza, di un solo parametro: il contenuto delle particelle di diametro minore di 20 micron, risultante dall'analisi granulometrica.

In effetti, però, i metodi quantitativi moderni tendono a prendere in sempre maggiore considerazione i risultati dei rilievi pedologici, sistematici, capaci di offrire gli elementi necessari per predisporre dei profili tipo.

In ogni modo, tenendo conto che il fattore principale che determina la scelta della profondità è rappresentato dall'ampiezza di abbassamento della superficie di falda nella parte mediana di due file di dreni, si possono indicare i seguenti valori orientativi:

minimo	0,60 ÷ 0,70 m,
max	1,50 m,
medio	0,80 ÷ 1,20 m.

3.3.3. Caratteristiche idrauliche dei condotti

3.3.3.a. Portata di drenaggio nel regime variabile

Noti i parametri per il calcolo di L ed il valore di h_0 al termine della pioggia o dell'adacquamento, *il volume di acqua che potrà drenare, attraverso un metro di dreno*, sarà dato dall'area del segmento di parabola $\frac{2}{\pi} hL$ per la porosità di drenaggio μ (in% del volume), ossia:

$$\frac{2}{\pi} h L \mu$$

Detto valore, a sua volta, sarà uguale al prodotto tra il coefficiente di riserva j (giorni) e la portata q (m/d) che affluisce nel dreno dai 2 lati di distanza L , cioè:

$$j \cdot qL = \frac{2}{\pi} h L \mu$$

Peraltro, tenuto conto della conducibilità idrica K , si può porre nella seguente forma la portata che affluisce dalla sezione satura ai dreni:

$$\text{a) all'inizio, } q = \frac{2 \pi K h_o D'}{L^2} \left(D' = D_o + \frac{h_o}{2} \right)$$

$$\text{b) alla fine del tempo } t, q = \frac{2 \pi K h_i D''}{L^2} \left(D'' = D_o + \frac{h_i}{2} \right)$$

Per esempio: posto $L = 30$ m, $D_o = 3,53$ m, $h_o = 0,50$ m, $t = 1$ giorno per $h_i/h_o = 0,5$, $\mu = 0,178$, $K = 3,71$ m/d, si avrà, per $j = \frac{1}{t/j} = 1/0,8502 = 1,176$:

$$j \cdot qL = \frac{2}{\pi} h L \mu = 1,176 \cdot q \cdot 30 = \frac{2}{\pi} \cdot \left(\frac{0,50 + 0,25}{2} \right) \cdot 30 \cdot 0,178; \text{ da}$$

cui la portata media $\bar{q} = \frac{1,275}{35,288} = 0,0362$ m/d = $362 \text{ m}^3/\text{ha} = 4,19$

l/s.ha = $0,0126$ l/s.m di dreno (= $1,95$ l/s per dreno a servizio di $155 \times 30 = 4650 \text{ m}^2$).

I valori estremi saranno:

$$\text{a) } q = \frac{2 \pi K h_o \left(D_o + \frac{h_o}{2} \right)}{L^2} = \frac{2 \pi \cdot 3,71 \cdot 0,50 \cdot 3,78}{900} = 0,0490 \text{ m/d,}$$

ossia, sempre dall'inizio del drenaggio,

$$q_{\max} = 0,017 \text{ l/s} \cdot \text{m di dreno, } (= 490000/86400 = 5,67 \text{ l/s.ha}/333,33 \text{ m}^2)$$

b) alla fine del tempo t :

$$q = \frac{2 \pi \cdot 3,71 \cdot 0,25 \cdot 3,655}{900} = 0,0237 \text{ m/d} = 2,74 \text{ l/s.ha}$$

$$= 0,0082 \text{ l/s} \cdot \text{m di dreno.}$$

Con i dati di base di cui ai precedenti esempi di calcolo di L

(v. 3.3.1.e):

– a) per $h_o = 0,80$ e $h_i = 0,40$ m e per $L = 22$ m:

la portata all'inizio del drenaggio sarà:

$$q = \frac{2 \pi K h_o (D_o + h_o/2)}{L^2} = \frac{2 \pi \cdot 3,71 \cdot 0,80 (3 + 0,80/2)}{22^2} =$$

$$q = \frac{63,40}{484} = 0,131 \text{ m/d} = 15,16 \text{ l/s.ha} =$$

$$= 0,033 \text{ l/s.m di dreno};$$

se questo è lungo, per es., 100 m:

$$q = 3,34 \text{ l/s};$$

– b) per $h_o = 0,25$ e $h_i = 0,20$ e per $L = 38$ m:

la portata massima (all'inizio del drenaggio) sarà:

$$q = \frac{2 \pi K h_o \left(D_o + \frac{h_o}{2} \right)}{L^2};$$

con i dati noti, sempre per 100 m di dreno:

$$q = \frac{2 \pi \cdot 3,71 \cdot 0,25 \left(3 + \frac{0,25}{2} \right)}{38^2} = \frac{18,2114}{1444} = 0,0126 \text{ m/giorno}$$

$$q = 1,46 \text{ l/s.ha} = 0,56 \text{ l/s. dreno (alla sezione terminale)}.$$

Per la progettazione occorre tenere conto, ovviamente, della portata massima che può ottenersi in relazione alla posizione della superficie di falda rispetto al p.c., alla percolazione e quindi alla risalita di falda in cm (data dal rapporto tra la percolazione in cm e la porosità di drenaggio μ).

3.3.3.b. Il *diametro* interno viene scelto in base alle note formule di idraulica.

È da tenere presente che, in generale, la misura del diametro non esercita una grande influenza sulla portata e sulla forma della falda, infatti, il deflusso nei dreni non dovrebbe essere mai in pressione.

Come prima approssimazione si può dire che, per lunghezza < 200 m e distanza tra i dreni < 25 m si adottano i seguenti valori:

$$\begin{array}{ll} 4 \div 8 \text{ cm} & \text{in Europa} \\ 10 \div 15 \text{ cm} & \text{in U.S.A.} \end{array}$$

Per la determinazione dei diametri si può adottare la nota formula di *Strickler-Manning*:

$$U = K_M R^{2/3} J^{1/2} \quad (J=i)$$

U è compresa tra
min 0,10 ÷ 0,20 m/s,
max 1,00 ÷ 1,50 m/s.

In particolare, le misure della resistenza idraulica nei *tubi di plastica* (generalmente *PVC*) a piccolo diametro, con acqua in pressione, hanno dato valori degli esponenti, di R e i della formula di *Manning* più elevati rispetto a quelli normalmente usati ⁽¹¹⁾.

Nel caso poi di tubi di plastica forati, la resistenza dipende dalla qualità delle perforazioni, mentre per i tubi di terracotta il fattore più importante è l'allineamento.

Per un afflusso costante, sono state derivate delle relazioni, per unità di lunghezza di dreno, tra la portata, il carico idraulico e l'allineamento dei dreni.

Le prove hanno dato i carichi idraulici per differenti velocità, sulla base del numero di resistenza o coefficiente di perdita di carico (adimen-

⁽¹¹⁾ *Wesseling J., Homma F., 1967 - Hydraulic resistances of drain* Technical bull. 50, Instituut voor Cultuurtechniek en Waterhuishouding, Wageningen, pagg. 183 ÷ 197.

sionale) della equazione di *Darcy-Weisbach* (v. parte I, Cap. 2.3.).

$$J = \frac{\lambda}{D} \frac{U^2}{2g} \quad (I-71)$$

Per moto turbolento in tubi lisci, com'è noto:

$$\lambda = a N_R^{-0.25} \quad (I-74) \quad (\text{Valida per } 4400 < N_R < 100000: \text{Blasius})$$

$$a = 0,3164 \text{ per tubi non forati} \quad \left(\lambda = \frac{0,3164}{N_R^{0.25}} \right),$$

$$= 0,35 \quad \text{per tubi ben forati,}$$

$$= 0,41 \quad \text{per tubi mal forati.}$$

Sostituendo nella (I-71) il valore di λ della (I-74), con alcune trasformazioni ⁽¹²⁾, si ha:

$$J = 26,3 \cdot 10^{-4} a D^{-4.75} Q^{1.75} \quad (Q = \text{m}^3/\text{s}) \quad (V-21)$$

$$^{(12)} J = \frac{\lambda}{2g} \frac{U^2}{D} ; \left(U = \frac{Q}{\Omega} = \frac{Q}{\pi^2 \frac{D^2}{4}} \right); J = \frac{\lambda}{2g} \cdot \frac{16 Q}{\pi^2 D^5} =$$

$$= \frac{16 \lambda}{2g \pi^2} \frac{Q^2}{D^5}; J = \frac{8 \lambda}{g \pi^2} Q^2 D^{-5}, \text{ ma } \frac{8 \lambda}{g \pi^2} = \beta = 0,0827 \lambda.$$

$$J = 0,0827 \lambda Q^2 D^{-5} = 0,0827 a N_R^{-0.25} Q^2 D^{-5} = 0,0827 \left(\frac{UD}{\nu} \right)^{0.25} a Q^2 D^{-5};$$

$$J = 0,0827 \left(\frac{\frac{4Q}{\pi D}}{1,31 \cdot 10^{-6}} \right)^{-0.25} a Q^2 D^{-5}$$

$$= 0,0827 \left(\frac{1,27}{1,31 \cdot 10^{-6}} \right)^{-0.25} a \left(\frac{Q}{D} \right)^{0.25} Q^2 D^{-5}$$

$$J = 26,3 \cdot 10^{-4} \cdot a \cdot Q^{1.75} \cdot D^{-4.75}.$$

Sostituendo il valore di a ($= 0,41$ per tubi di plastica mal forati), si ha:

$$J = 10,78 \cdot 10^{-4} D^{-4,75} Q^{1,75} \quad (\text{V-22})$$

Questa equazione può essere introdotta nella relazione generale

$$U = K R^m J^n$$

(con K = coefficiente di resistenza nei tubi), ottenendosi:

$$U = 168,6 R^{0,714} J^{0,572} \quad (13). \quad (\text{V-23})$$

Mentre dalla nota formula di *Strickler-Manning* (I-85) si ottiene:

$$U = 71 R^{2/3} J^{1/2} \quad (\text{V-24})$$

Accettando come valore tollerabile una perdita di carico di 5 cm per metro, si arriva alla conclusione che una perforazione su due file di 450 mm^2 per metro ($25 \text{ mm} \times 0,6 \times 15 \times 2 = 450$), è sufficiente per la maggior parte dei suoli tranne nei casi in cui la conducibilità idrica nella trincea è molto bassa ⁽¹⁴⁾.

Circa la *pendenza* dei dreni è da rilevare che essa ordinariamente può variare, in relazione alle caratteristiche morfologiche dei campi ed alla prescelta velocità del deflusso nei dreni stessi, tra l'1% ed il 4‰.

(13) Altri valori sono riportati nella Tab. 27.

(14) D'altro canto, viene indicato (*Sine*, 1964) che per conservare la stabilità dei tubi di plastica a piccolo diametro bisogna limitare a $9 \text{ cm}^2/\text{m}$ (o allo $0,4 \div 0,5\%$ della superficie totale) la massima superficie delle fenditure, ossia 60 tagli per metro, ugualmente distribuiti longitudinalmente attorno alla circonferenza. Inoltre, sempre per non compromettere la resistenza del tubo, la lunghezza dei tagli non dovrebbe superare i 25 mm.

Può verificarsi la circostanza che le condizioni altimetriche del profilo dei collettori, rispetto al filo idrico del recipiente di scarico, non permettono il deflusso a caduta naturale. In questo caso è necessario prevedere una piccola *vasca di accumulo* dalla quale, a mezzo di un *impianto di sollevamento*, a funzionamento quasi sempre intermittente, si recapita l'acqua nel recipiente di scarico posto a quota superiore.

3.4. Tecniche costruttive

3.4.1. Materiale di drenaggio

È appena il caso di ricordare i vecchi sistemi a fossi coperti (spesso discontinui) sul fondo dei quali si disponevano pietre, fascine, ciottoli, torba, ecc., per ottenere la cosiddetta *vespaiatura*, ovvero lastre di pietra o di terracotta, disposte in modo da realizzare un cunicolo centrale capace di raccogliere ed allontanare l'acqua in eccesso (*fognatura*).

Il materiale più impiegato nel drenaggio sotterraneo è stato senza dubbio la *terracotta* in elementi cilindrici lunghi da 30 a 55 cm e del diametro variabile da Paese a Paese. Essi venivano disposti con o senza giunti, anche se poi è prevalso l'uso di impiegare tubi con giunto a bicchiere attraverso il quale l'acqua poteva penetrare nel dreno senza molti danni per il deflusso.

I *tubi in calcestruzzo* e in *gres*, trovano ancora largo impiego soprattutto perchè, in particolare modo i primi, possono essere posti in opera in elementi molto più lunghi dei 30 ÷ 50 cm dei tubi in terracotta. In questo caso però essi sono necessariamente muniti di opportuni fori.

L'impiego su larga scala del *cloruro di polivinile (PVC)* e del *polietilene*, ha dato luogo ad una modifica anche nella tecnica di drenaggio.

Il *PVC* viene adoperato per la fabbricazione di tubi lisci in barre della lunghezza di 5 ÷ 6 m e del diametro commerciale esterno variabile

in genere tra i 40 ed i 200 mm (i diametri più piccoli vengono utilizzati per dreni, quelli più grandi per collettori).

Lo spessore delle pareti può variare, rispettivamente, tra 1,2 e 4,1 mm.

Sui tubi (generalmente con giunti a bicchiere) vengono praticati dei tagli longitudinali su due o più file per una superficie complessiva solitamente non superiore ai $9 \text{ cm}^2/\text{m}$, ovvero, dei tagli disposti radialmente, della stessa superficie per metro di tubo.

Nella Fig. V-21 sono riportati due esempi di disposizione nei tagli non sulla intera circonferenza ma su un arco di 120° rivolto verso l'alto. Si tratta di dreni posti in due campi sperimentali nel 1969 e nel 1970 con l'intento, in uno dei due, di provare anche il comportamento nei riguardi della subirrigazione.

Con lo stesso materiale *PVC* vengono costruiti tubi a spirale snodabile (con una estensibilità del $30 \div 40\%$), muniti di fori, di forma variabile (Fig. V-22). In questo caso la lunghezza dei singoli elementi di tubo, a spirale aperta, è solitamente di 10 metri; il diametro interno può essere di $55 \div 75 \text{ mm}$, il peso è di $400 \div 450 \text{ g/m}$; ove necessario le spirali possono essere rinforzate con filo di acciaio.

In U.S.A. (*Fouss e Schwab*, 1964) è stato impiegato il polietilene come rivestimento delle gallerie ottenute con l'aratro talpa. Anche il *PVC* a bande, dello spessore di 0,38 mm viene impiegato per rivestimento delle suddette gallerie. Il tubo che si realizza può essere chiuso, nella parte superiore, con semplice sovrapposizione di un lembo sull'altro, oppure, mediante appositi dispositivi, ad incastro. Talvolta il rivestimento non occupa l'intera circonferenza della galleria ma solo la parte superiore e laterale.

Viene indicata anche (*Edminster*, 1964) la produzione di tubi di acciaio forato, dello spessore di 0,2 mm, coperti da uno strato di porcellana flessibile per la protezione dalla corrosione.

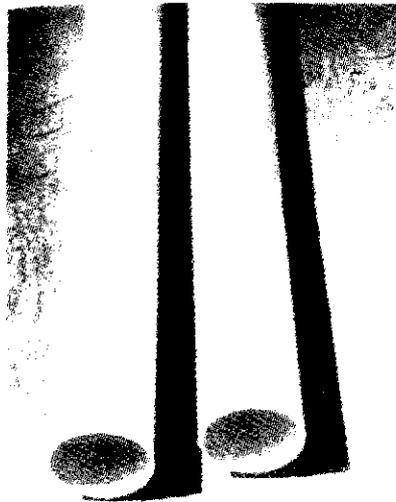


Fig. V-21 - Esempio di disposizione delle fenditure (25 x 0,6 mm) in un tubo drenante

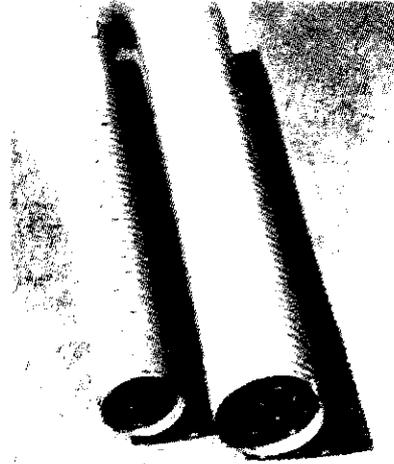


Fig. V-22 - Tubi a spirale snodabile

3.4.2. Posa in opera dei dreni

Può essere realizzata a mano (con scavo della trincea, generalmente a macchina) o a mezzo di apposite macchine.

Le trincee possono essere scavate con:

- pala meccanica a cucchiaio rovescio,
- escavatori a catena,
- escavatori rotanti.

La posa in opera totalmente meccanizzata, diffusa soprattutto in USA e URSS, interessa prevalentemente i dreni in polietilene flessibile.

Per quanto riguarda la posa in opera vera e propria, essa può avvenire poggiando le barre dei dreni sul fondo della trincea e quindi saldarle tra di loro a mezzo di appositi collanti, senza altra operazione se non quella della verifica della esatta pendenza. Più frequentemente, invece, è

opportuno proteggere i fori o le fenditure dall'entrata di materiale sottile, a mezzo di appositi rivestimenti filtranti: torba, lana di vetro, fibra di vetro (fogli di spessore variabile tra 0,45 e 10 mm), ovvero a mezzo di ghiaietto lavato, di piccolo diametro coprente, per uno spessore di 5 ÷ 10 cm, tutta la circonferenza del dreno. In tal modo, oltre alla protezione suddetta, si facilita anche l'entrata dell'acqua nei dreni.

Il problema del rispetto della pendenza dei dreni nel caso d'impiego di macchine può essere risolto con l'adozione di pendoli, allineamenti automatici a mezzo di raggi laser collimanti con un detector opportunamente disposto sulla motrice, ecc.



Fig. V-23 - Scarico di un collettore

Principali lavori consultati per l'approntamento della parte V.

1. - M. CARLIER. *Normes du drainage en fonction du milieu physique*. Rapport general aux journées d'études à Avignon du C.I.G.R., Octobre 1962, pagg. 28-47.
2. - L.D. DUMM. *Drain-spacing formula*. Agr. Eng., Vol. 35, 1954, pagg. 726-730.
3. - L.D. DUMM. *Transient-flow concept in subsurface drainage: its validity and use*. Trans. of the ASAE, 1964, pagg. 142-146.
4. - L.D. DUMM. - R.J. WINGER. *Subsurface drainage system design for irrigated area using transient-flow concept*. Trans. of the ASAE, 1964, pagg. 147-151.
5. - G. GUYON. *Considération sur l'hydraulique des nappes*. Bulletin Technique du Génie Rural, n. 79, 1966.
6. - G. GUYON. *Le drainage des nappes perchées*. B.T.G.R., n. 102, 1970.
7. - G. GUYON. *Drainage souterrain*. Cours de conservation du sol et contrôle des eaux. CIHEAM - Institut de Bari, 1973.
8. - J.N. LUTHIN. *Drainage of agricultural lands*. American Society of Agronomy, Madison, Wisc., Vol. VII, 1957, pagg. 260.
9. - N. MATARRESE. *Principi di sistemazione dei terreni di piano*. Tecnica dell'irrigazione, Cassa per il Mezzogiorno, 1963, pagg. 90-134.
10. - N. MATARRESE. *La progettazione delle opere di drenaggio*. Annali 1969 dell'Ente Irrigazione, estr. pagg. 41.
11. - N. POIREE, G. OLLIER. *Assainissement agricole. Drainage par tuyaux et fossés. Amenagements des cours d'eau et émissaires* - Ed. Eyrolles, Paris, 1962, pagg. 440.
12. - A. RAMADORO. *Lezioni di tecnica della bonifica*. Facoltà di Agraria di Bari, 1957, pagg. 190.
13. - H. ROE, Q.L. AYRES. *Engineering for agricultural drainage*. Mc. Graw Hill, N.Y., 1954, pagg. 501.
14. - R.N. SKAGG, G.J. KRIZ, R. BERNALD. *Field evaluation of transient drain spacing equations*. Trans. of the ASAE, 1973, pagg. 590-595.

15. - H. SCHOELLER. *Les eaux souterraines*. Masson & C., Paris, 1962, pagg. 580.
16. - W.F.J. VAN BEERS. *Some nomographs for the calculation of drain spacings*. Int. Inst. for Land Recl. and Impr., bulletin 8, Wageningen, 1965, pagg. 48.
17. - J.W. VAN HOORN. *Principes fondamentaux du drainage des terres*. Institut voor cultuurtechniek en waterhuishouding, Wageningen, 1962, pagg. 28 (ciclostilato).

Parte VI

IRRIGAZIONE

1. CENNI SULLA DISTRIBUZIONE SETTORIALE DELLE RISORSE IDRICHE

1.1. Fabbisogni settoriali

I fabbisogni unitari di acqua crescono soprattutto col crescere delle attività dell'uomo.

Il fabbisogno di acqua di una comunità, aumenta col crescere:

- del suo grado di sviluppo,
- della sua consistenza numerica.

Per esempio: negli USA, in un ventennio (1940-1960), il consumo di acqua per uso civile (potabile e domestico) è aumentato da 50 a 105 milioni di m³/giorno, ossia del 110%.

La popolazione, invece, è aumentata, nello stesso periodo, del 36%. Quindi il 33% del maggior fabbisogno è attribuito all'accrescimento numerico della popolazione ed il 67% all'accrescimento delle esigenze dei singoli abitanti.

Posto in 200 m³/anno-persona il consumo per uso civile, nel 1960, sempre negli USA, il consumo per l'agricoltura sale a 1000 m³/anno-persona e per l'industria a 1100, per un totale di ben 2300 m³/anno-persona al 1960.

Tale fabbisogno, secondo stime riferite al 1980, aumenta, rispettivamente, a 210, 1000 e 1590 m³, in totale 2800 m³.

In Francia, il fabbisogno nel 2050 si prevede di: 125 m³ per uso civile, 600 per uso industriale, 670 per uso agricolo e 33 per la navigazione, con un totale di 1428 m³/anno-persona.

In Italia, la ripartizione dei fabbisogni globali fu così stimata per il 1980 ⁽¹⁾ (miliardi di m³):

⁽¹⁾ Conferenza nazionale delle acque. I problemi delle acque in Italia. Tipografia del Senato. Roma, 1972.

a) - uso civile	8,0 = 15%
b) - agricoltura (*)	32,2 = 59%
c) - industria	13,0 = 24%
d) - navigazione	1,0 = 2%
TOTALE	54,2 100%

(*) con una superficie irrigata prevista in 4 692 000 ha.

i relativi fabbisogni unitari (in m³/anno-persona) sono così ripartiti

		%
-- uso civile	132	15
-- uso industriale	216	24
-- uso agricolo	536	59
-- navigazione	16	2
TOTALE	900	100

Il consumo per uso civile, in Puglia, varia da 100 a 300 l/abit.-giorno, man mano che si passa da centri abitati fino a 10 000 persone alle città capoluoghi di provincia. Tali consumi unitari, riferiti al piano della Cassa per il Mezzogiorno, del 1962, hanno subito incrementi tra il 43 ed il 100% rispetto a quelli stabiliti con regolamento dell'anno 1921 dell'Aquedotto Pugliese (FAAP).

Il consumo per uso industriale varia in funzione del prodotto lavorato. Per esempio:

- da 10 a 150 m³ per ton. di acciaio,
- da 100 a 500 m³ per ton. di carta,
- da 10 a 300 m³ per m³ di petrolio grezzo lavorato,
- 10 m³ per ton. di barbabietola lavorata,
- da 5 a 10 m³ per ton. di latte lavorato,

- 0,5 m³ per capo macellato,
- 600 m³ per ton. di tessuto in lana.

Le centrali elettronucleari hanno bisogno del doppio di acqua rispetto alle centrali termoelettriche.

Il consumo globale per una popolazione di 4,2 miliardi di persone sarebbe, con un consumo medio di 500 m³/anno-persona, di circa 2100 miliardi di m³, ossia circa 66 500 m³/s.

Nell'anno 2000, con una popolazione di 6 miliardi di unità ed un consumo medio di 1500 m³/anno, il fabbisogno sarebbe di 9000 miliardi di m³, cioè 285 000 m³/s.

1.2. Disponibilità

La riserva di acqua nel mondo (in G m³) si aggira su 1360000000 m³ (secondo *Nace, U.S. Geological Survey, 1967*) e cioè:

— acque superficiali (compresi i ghiacciai).	2,25%
— acque sotterranee (fino a 4000 m di profondità)	0,61%
— acque dei mari ed oceani	97,14%
— umidità atmosferica	0,001%

Le acque dolci sarebbero circa 25 milioni di miliardi di m³ di cui circa 500 000 · 10⁹ rappresentano la riserva dei laghi e dei fiumi e delle acque sotterranee più facilmente emungibili.

La disponibilità annua (senza intaccare la riserva) sarebbe di 38830 G m³ (miliardi di m³)⁽²⁾.

Quindi la risorsa potenziale è di oltre 4 volte superiore al fabbisogno.

⁽²⁾ Tale cifra si riferisce, secondo le tabelle statistiche del "Water Resources of the World", 1975, a 834 mm di precipitazioni medie annue su 132,2 milioni di km² di terre emesse (escluse Groenlandia, Antartide, ecc.) ed un coefficiente di deflusso di circa 0,36.

gno previsto all'anno 2000 ⁽³⁾.

Ma, non tutta la disponibilità è utilizzabile; basti considerare, per esempio, le risorse per aree geografiche e per esse le seguenti variazioni di portata media:

- fiume Paraná: 14200 m³/s,
- cascate del Niagara: 6400 m³/s,
- fiume Po: 1322 m³/s,

di contro, dei 150 milioni di km² totali: 15 ricadono in zone semi-aride, 18 in zone aride e 5 in zone in cui le precipitazioni annue sono < 50 mm.

Riferendosi alle attuali disponibilità teoriche, infatti, le statistiche attribuiscono:

- 4850 m³/anno-persona all'Europa,
- 6440 m³/anno-persona all'Asia,
- 12250 m³/anno-persona all'Africa,
- 19100 m³/anno-persona al Nord America,
- 56100 m³/anno-persona al Sud America,
- 10900 m³/anno-persona all'Australia, Nuova Guinea e Nuova Zelanda.

In relazione al tasso di accrescimento dei fabbisogni, ogni anno bisognerebbe reperire circa 215 miliardi di m³ da immettere al consumo.

⁽³⁾ In Italia il bilancio dell'afflusso totale medio annuo (secondo i dati della conferenza nazionale sulle acque, op. cit.) è il seguente:

	miliardi di m ³	%
Evaporazione	132	44
Deflussi superficiali	155(*)	52
Deflussi sotterranei	13	4
Afflusso totale	300	100

(*) cioè (v. Tab. 28):

Italia sett.	82	53%
Italia centr.	30	19%
Italia merid.	32	21%
Isole	11	7%
TOTALE	155	100%

Ma vi sono difficoltà di ordine: fisico, giuridico, tecnico, economico.

Occorre, per ciò, stabilire il grado di disponibilità delle varie risorse idriche, in funzione non solo di ciascun settore produttivo, ma soprattutto per usi multipli (nella Fig. VI-1 è riportato, a titolo di esempio, un idrogramma tipo con curve di richieste a scopi multipli).

Dal conseguente piano generale di utilizzazione delle acque ne discendono i criteri di scelta delle aree irrigabili.

Tabella 98 - *Valori medi annuali normalizzati delle afflussi e deflussi calcolati per ogni zona*

Zona	Afflussi				Deflussi				Coeff. di deflusso
	precipitazioni (mm)	l/s.km ²	G m ³	%	precipitazioni (mm)	l/s.km ²	G m ³	%	
Bacino del Po	1070	33,9	71,8	24,2	670	21,3	47,0	30,3	0,62
Bacini con foce al litorale:									
- del Veneto e Venezia Giulia	1160	36,8	42,8	14,4	810	25,8	30,0	19,4	0,70
- della Liguria	1340	42,5	6,4	2,2	990	31,4	4,8	3,1	0,74
- della Romagna e Marche	940	29,8	20,6	7,0	460	14,6	10,1	6,5	0,49
- della Toscana	1010	32,0	20,9	7,1	470	14,8	9,7	6,3	0,47
- del Lazio	1020	32,3	24,1	8,1	440	13,8	10,3	6,6	0,43
- dell'Abruzzo e Molise	900	28,5	11,9	4,0	490	15,5	6,5	4,2	0,54
- della Campania	1200	38,1	23,2	7,8	670	21,3	12,9	8,3	0,56
- della Puglia	660	20,9	13,2	4,5	150	4,6	2,9	1,9	0,23
- della Lucania	800	25,4	7,9	2,7	200	6,5	2,0	1,3	0,23
- della Calabria	1170	37,1	16,1	5,4	560	17,9	7,8	5,0	0,48
- della Sicilia	730	23,1	18,8	6,4	190	6,0	4,9	3,2	0,26
- della Sardegna	780	24,7	18,3	6,2	250	8,0	6,1	3,9	0,33
Territorio nazionale	990	31,3	296,0	100,0	510	16,3	155,0	100,0	0,52

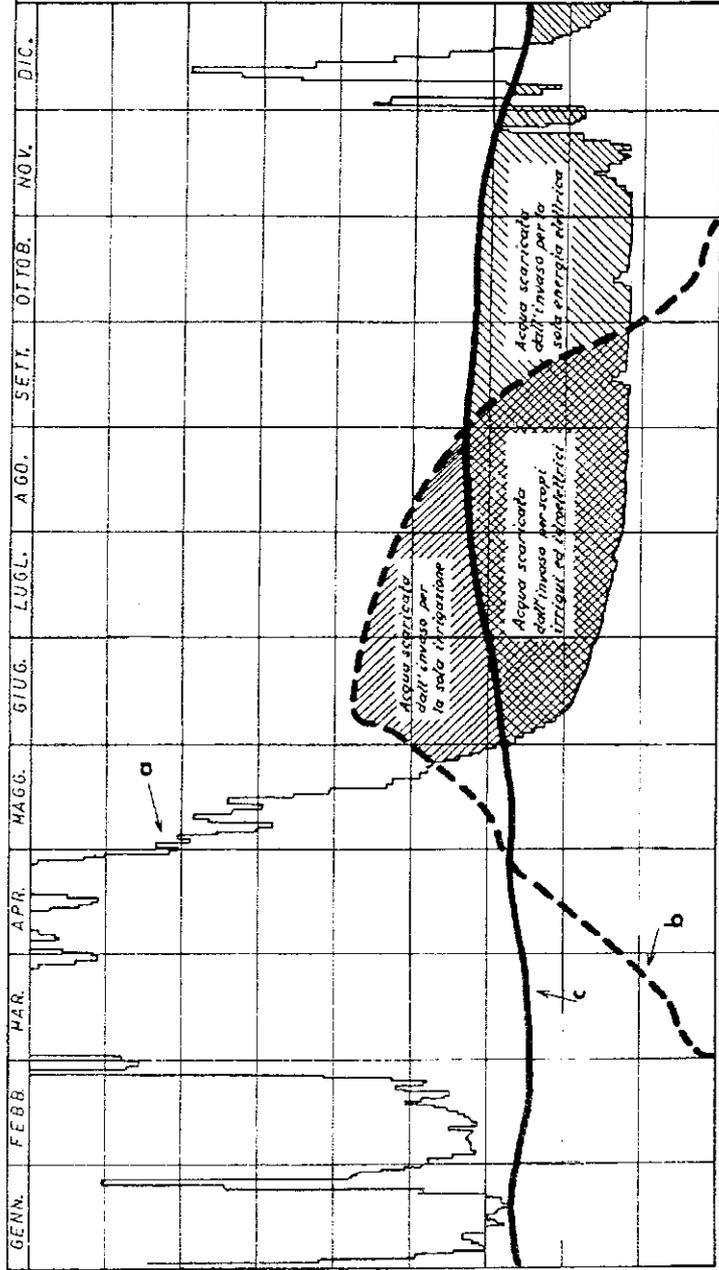


Fig. VI-1 - Idrogramma tipico (a) con rispettive curve di richiesta per scopi irrigui (b) ed idroelettrici (c) (Fiume Serra Nevada; da Galloway)

2. CENNI SULLE OPERE DI APPROVVIGIONAMENTO

2.1. Da corsi d'acqua naturali

2.1.1. Modalità di derivazione

L'approvvigionamento di acque fluenti superficiali può avvenire a mezzo di opere longitudinali realizzate sulla sponda o sull'argine del fiume in modo che una certa portata Q possa essere derivata nel canale adduttore dell'impianto d'irrigazione.

Naturalmente, affinché tale approvvigionamento abbia luogo con la dovuta continuità e sicurezza, è necessario che:

- a) - la sponda o l'argine del fiume sia sempre lambita dalla corrente, anche quando questa raggiunge portate minime;
- b) - la soglia dell'opera di presa consenti le derivazioni stabilite indipendentemente dai livelli idrometrici del corso d'acqua;
- c) - la portata eccedente, a quella da immettere nella rete, sia rapidamente restituita nel corso d'acqua;
- d) - l'alveo del fiume presenti caratteristiche idonee per la stabilità dell'opera di presa;
- e) - sia impedito l'ingresso del materiale solido trasportato dalla corrente.

Nei corsi d'acqua con portata di magra molto bassa, solitamente, è difficile che si possa rispettare la condizione di cui al precedente punto a), per cui si ricorre ad uno *sbarramento* trasversale capace di produrre un rialzamento del profilo liquido del corso d'acqua stesso (Fig. VI-2).

Tale sbarramento si realizza con "traverse" o *dighe di derivazione*, le quali possono essere *fisse* o *mobili*. Esse, inoltre, possono non coprire la intera sezione trasversale del fiume: in questo caso, limitato a piccole derivazioni, le opere, più che dighe, sono dei semplici *pennelli d'invito*.

Si adotta l'uno o l'altro tipo in relazione, tra l'altro, alla portata derivabile ed alla possibilità o meno di modificare il regime di piena del corso d'acqua. Se questo è modificabile possono essere costruite traverse

fisse, nel caso contrario, si ricorre a traverse totalmente mobili: ciò allo scopo di non interporre ostacoli al deflusso naturale, soprattutto quando questo riguarda, appunto, le piene.

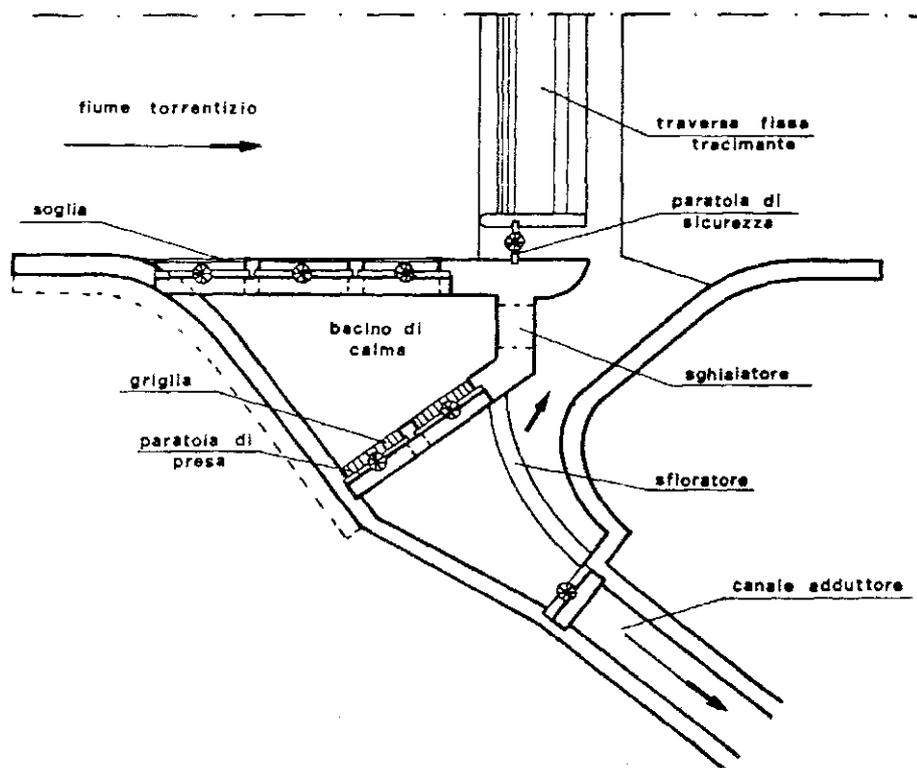


Fig. VI-2 - Schema planimetrico di un'opera di presa di corso d'acqua torrentizio

Inoltre, occorre tener presente che uno sbarramento, oltre a rialzare il profilo liquido, provoca anche un sensibile interrimento dell'alveo a causa del deposito del materiale solido trasportato dalla corrente.

2.1.2. Principali tipi di traverse di derivazione

a) Traverse fisse trascinanti

Sono opere, trasversali al corso d'acqua, costruite in muratura od in calcestruzzo.

Per il loro dimensionamento si tiene conto della portata Q_{\max} del corso d'acqua e della velocità media U .

Questa, può essere determinata, in prima approssimazione, con la formula di *Christien*, (*Bauzil*, 1952), relativa, appunto, ai corsi d'acqua naturali:

$$U = m \sqrt[3]{hi} \sqrt{\frac{l}{2}} \quad (\text{VI-1})$$

in cui:

U = velocità della corrente (m/s);

h = profondità media del corso d'acqua (m);

i = pendenza (%);

l = larghezza della corrente (m);

m = coefficiente di scabrezza che assume i seguenti valori, per letto del fiume:

— in terra senza vegetazione	= 28
— roccioso con poca »	= 24
— in ghiaia di spessore di 8 cm	= 18
— in ghiaia di spessore di 20 cm	= 16
— ingombro di rocce	= 11

(mediamente questi valori corrispondono al coefficiente γ_6 di *Bazin* di 2,10 e k_s di *Gauckler-Strickler* di 35).

In base al valore della portata massima di piena si determinerà l'altezza h nella quale tale portata dev'essere contenuta (v. stramazzi, parte I, cap. 3).

b) Traverse mobili

Possono essere costruite in materiale differente: soprattutto legno e metallo articolate su opere in pietra od in calcestruzzo.

Lo scopo è quello di permettere la loro apertura durante il periodo delle piene in modo da non creare ostacolo al regolare deflusso delle acque e del materiale trasportato (Fig. VI-3).

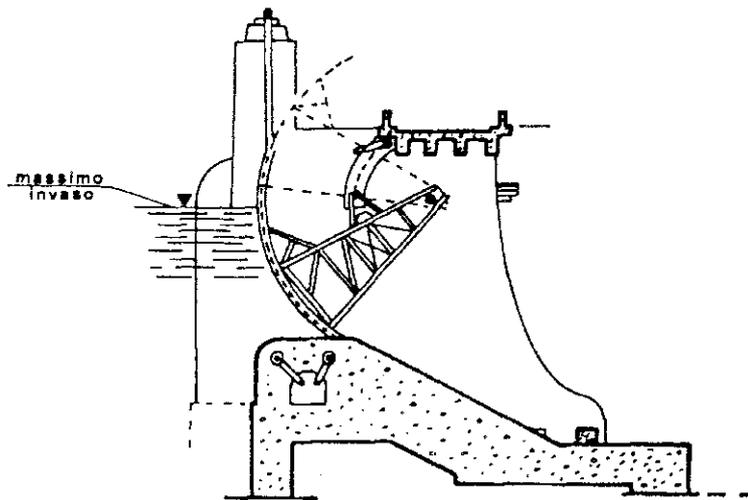


Fig. VI-3 - Schema di sezione di un'opera di presa con paratoie a settore

- a) Traversa tipo "Poirée": cavalletti di ferro a sezione trapezio ruotanti intorno ad una base orizzontale;
- b) traversa tipo "Boulé", "Milano", ecc.: a tavoloni, a ponte levatoio, ecc.;
- c) traversa a paratoie piane (in legno o in ferro): quelle in legno sono costituite da tavole disposte orizzontalmente ed inserite entro apposite guide metalliche; quelle in ferro possono essere a sezione uniforme o a travatura reticolata; la manovra delle paratoie si esegue a mezzo di organi a mano o azionati da motori elettrici;

- d) traverse cilindriche: cilindro metallico cavo, disposto orizzontalmente e sollevato a mezzo di corone dentate che ingranano su dentiere rettilinee;
- e) traverse a settore, ecc.

2.1.3. Opere di presa

Le opere di presa sono situate subito a monte dello sbarramento, tra l'argine o la sponda del fiume e la testa del canale adduttore (v. Fig. VI-2).

Esse, in generale, sono rappresentate:

- da una vasca d'imbocco;
- dall'opera di presa vera e propria.

La vasca d'imbocco è costituita da una *soglia* sopraelevata, rispetto al letto del fiume, disposta parallelamente alla direzione della corrente (ossia ortogonale alla traversa).

Detta vasca può avere una forma trapezoidale, con il lato minore lungo la sezione d'imbocco del canale adduttore.

Il suo asse, quindi, è obliquo rispetto alla corrente e l'angolo d'inclinazione sarà tanto più grande quanto maggiore è la velocità di entrata dell'acqua nella vasca.

Quest'ultima, per le piccole traverse, è preferibile che non superi i 0,70 m/s.

Il profilo della vasca deve avere una certa pendenza, intorno al 5%, verso il canale sghiaiatore il cui fondo solitamente è posto a $0,80 \div 1,00$ m al disotto del fondo dell'opera di presa vera e propria.

In tal modo la funzione di pulire la vasca dalla sabbia e ghiaia è affidata alla stessa corrente, tenendo chiusa la paratoia di presa.

Ovviamente, l'importanza dello sghiaiatore è diversa a seconda se la traversa è fissa o mobile.

In generale, comunque, nel primo caso è sempre opportuno dispor-

re direttamente sulla traversa una luce nei pressi della presa, che adempia alla funzione di eliminare periodicamente il materiale depositatosi a monte della traversa, in conseguenza della riduzione di velocità della corrente.

Circa l'opera di presa, propriamente detta, è da rimarcare che il suo dimensionamento deve, tra l'altro, tener conto che:

- la velocità d'imbocco non deve superare $1,20 \div 1,50$ m/s
($0,60 \div 1,00$ per traversi di piccola altezza,
 $1,00 \div 1,60$ per quelle di media altezza,
 $1,60 \div 2,50$ per quelle di notevole altezza);
- la portata da immettere, per metro lineare, non deve eccedere $1,50 \div 1,80$ m³/s.

Se la portata da derivare è troppo grande è bene suddividere l'imbocco in diverse luci di larghezza di $1,50 \div 2,50$ m.

Quando l'acqua è destinata ad essere sollevata è necessario munire l'opera di presa di appositi *dissabbiatori* e *vasche di calma*.

La capacità della vasca di calma dev'essere proporzionata tenendo conto che il deposito delle particelle minute (per es.: sabbia fine) avviene quando la velocità dell'acqua si abbassa a $0,16$ m/s per almeno 6 minuti primi.

Perciò, se Q è la portata derivata in m³/s, il dissabbiatore deve avere una sezione di deflusso pari a:

$$\frac{Q}{0,16} = 6 Q \text{ (m}^2\text{)} \text{ e la lunghezza dev'essere almeno di } 6 \cdot 60 \cdot 0,16 \approx 60 \text{ m.}$$

Mentre il volume della vasca dev'essere di $60 \cdot 6 Q = 360 Q$ m³, a cui è bene aggiungere un volume supplementare pari a circa il 12%.

La vasca di calma ed il dissabbiatore debbono essere poste a monte della presa, quest'ultimo può ricevere anche l'acqua in eccesso proveniente dalla tracimazione della soglia di troppo pieno.

2.2. Da serbatoi o laghi artificiali

Nelle aree sub-aride, a regime pluviometrico di tipo marittimo, i corsi d'acqua a carattere pluviale hanno portate notevolmente variabili tra i valori massimo e minimo. Quest'ultimo, si riscontra, appunto, durante

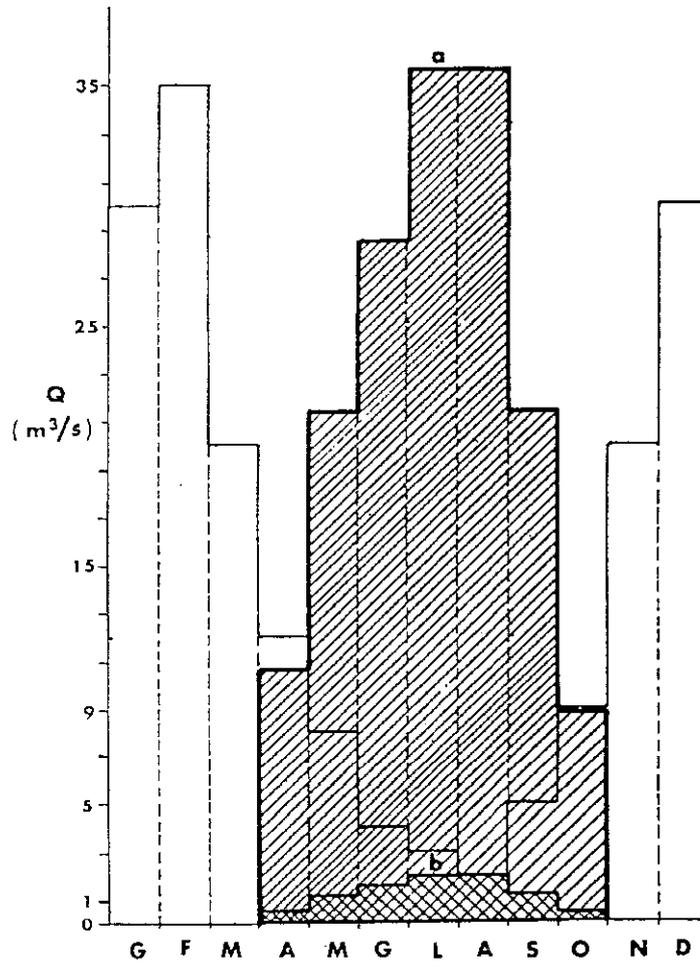


Fig. VI-4 - Esempio di andamento delle portate (Q) di un corso d'acqua durante i mesi dell'anno (linea sottile) e di disponibilità per l'irrigazione:
- a) con accumulo in serbatoi,
- b) senza accumulo in serbatoi (linee più marcate)

la stagione calda e raramente consente derivazioni dirette di entità idonee a soddisfare le esigenze della grande irrigazione (v. per es.: Fig. VI-4).

Ne consegue la necessità di accumulare l'acqua di pioggia durante il periodo in cui le precipitazioni assumono valori medi e massimi.

Tale accumulo si ottiene a mezzo di *sbarramenti fissi* o *dighe*, a monte dei quali si depositano i deflussi provenienti da un predeterminato *bacino imbrifero* o di raccolta.

I laghi artificiali (anche per i quali qui si forniscono alcuni elementi conoscitivi essenziali) hanno comunque anche una funzione regolatrice delle piene. Inoltre, essi possono essere *stagionali* o *permanenti*⁽⁴⁾.

Nel primo caso, che è quello più ricorrente nel campo dell'uso irriguo delle acque, l'invaso non è esteso a tutto l'anno, ma ad una parte di

(4) Tabella 29 - *Invasi esistenti in Italia nel 1975 (da: Conf. naz. delle acque, op. cit.)*

Zona	Serbatoi		Laghi collinari ⁽²⁾		Capacità complessiva (M m ³)
	numero	Capacità utile (M m ³)	numero	Capacità utile (M m ³)	
Veneto (1)	67	1069,0	6	0,1	1069,1
Liguria (2)	19	30,0	22	0,5	30,5
Bacino del Po (3)	195	2110,0	4748	54,2	2164,2
Romagna e Marche	23	115,0		58,7	173,7
Toscana	24	49,0	849	40,5	89,5
Lazio e Umbria	17	433,0	536	16,5	449,5
Abruzzi e Molise	12	566,0	872	37,0	603,0
Campania	19	76,0	10	0,6	76,6
Calabria e Lucania	18	1072,0	64	3,8	1075,8
Puglia	7	392,0	10	1,0	393,0
Sicilia	28	585,0	97	7,7	592,7
Sardegna	49	1055,0	39	3,7	1058,7
Totale	478	7552,0	7258	224,3	7776,3

(1) di cui 2 in Jugoslavia (c.u. 11,26 M m³) (c.u. = capacità utile)
 (2) di cui 9 in Francia (c.u. 10,05 M m³)⁽³⁾ l'aggiornamento
 (3) di cui 20 in Svizzera (c.u. 474,52 M m³) è al 1970 (MAF, 1976)
 e 1 in Francia (c.u. 51,10 M m³)

questo, sia pure quella prevalente. Gli invasi permanenti, invece, sono generalmente sempre chiusi ed interessano soprattutto il settore industriale.

2.2.1. Capacità di serbatoio ⁽⁵⁾.

La capacità di un lago artificiale dipende, evidentemente, dall'altezza della diga e dalle *caratteristiche morfologiche* della zona a monte di essa, con quote altimetriche inferiori a quella della diga stessa.

L'ubicazione ed il tipo dello sbarramento, a loro volta, sono determinate, innanzitutto, dalle *caratteristiche geologiche* e morfologiche del corso d'acqua, nei tronchi altimetricamente idonei all'accumulo di acqua per gli scopi prestabiliti.

La possibilità di realizzare l'accumulo od invaso dell'acqua, nel volume desiderato, dipende, infine, dalle *caratteristiche idrologiche* del bacino imbrifero, idraulicamente dominante la sezione trasversale del corso d'acqua ritenuta idonea alla costruzione della diga.

In sostanza, dunque, i fattori geomorfologici determinano la scelta della località del serbatoio e del tipo di diga da costruire e quindi la capacità del lago; i fattori idrologici, del relativo bacino imbrifero, determinano, invece, le condizioni entro cui il lago è soggetto a riempimento.

I rilievi preliminari debbono perciò stabilire, per ciascun serbatoio, i rapporti fondamentali tra il regime degli afflussi, la capacità d'invaso ed il regime dei deflussi, sia nei riguardi dell'acqua utilizzabile che di quella destinata allo scarico.

Per quanto riguarda lo studio del regime degli afflussi l'*optimum* è costituito dalla conoscenza dei dati relativi alle misure di portata del corso d'acqua, alla sezione d'invaso, per un esteso periodo di anni. Ma è chiaro che difficilmente capita di trovare stazioni idrometriche proprio a

⁽⁵⁾ V. anche la parte IV, cap. 3 relativa ai laghetti collinari.

detta sezione.

Conseguentemente, è necessario ricorrere allo studio dei dati pluviometrici ed alla ricerca dei coefficienti mensili di deflusso. I risultati di tale studio dovranno essere comparati con i diagrammi di deflusso di corsi d'acqua di analoghe condizioni e verificati, sia pure parzialmente, con le misure di portata, di almeno un triennio, nel frattempo ottenute da apposita stazione idrometrica installata nella località prescelta per lo sbarramento.

In tal modo è possibile elaborare, e quindi confrontare, diversi diagrammi integrali di deflusso riferiti a diversi periodi dell'anno.

È diffuso il criterio di non procedere a dimensionamenti tali da permettere che il volume utilizzabile sia quello che si verifica nel 100% dei casi, ma di consentire qualche deficienza, a scendere, cioè, a volumi realizzabili con frequenza dell'85 ÷ 90%. Naturalmente nei rimanenti 10 ÷ 15 anni il deficit globale è auspicabile che non sia superiore al 10 ÷ 15% delle normali dotazioni irrigue.

Finora si è accennato al volume utile disponibile per scopi irrigui; la capacità dell'invaso, però, deve tener conto degli *interrimenti*, (v. parte III, cap. 3) delle *piene* che si verificano quando il lago è già riempito (per es.: marzo-aprile) e dell'*evaporazione*.

Per quanto riguarda la ubicazione dei serbatoi, è da tener presente che non sempre è possibile realizzarne uno unico sull'asta principale del fiume, di volume tale da soddisfare tutte le richieste di acqua a scopi irrigui. Spesso, invece, è necessario suddividere il bacino in sottobacini a ciascuno dei quali assegnare un vaso.

2.2.2. Opere di sbarramento

Le dighe impiegate per lo sbarramento dei corsi d'acqua possono essere di due tipi fondamentali:

- *rigido*: solitamente in calcestruzzo;
- *materiale sciolto*: in generale terra o pietrame.

Il primo tipo è adattabile in località ove le caratteristiche geologiche del sottosuolo sono tali da consentire l'impiego di carichi unitari elevati, com'è, appunto, il caso del calcestruzzo. Questo, di contro, può assicurare già da sé l'impermeabilità dello sbarramento.

Il secondo, invece, più leggero, ha bisogno di particolari nuclei impermeabili (taglioni), o di particolari rivestimenti anch'essi impermeabili, sul paramento a monte della struttura stessa.

Tra i vari problemi connessi con la costruzione dei serbatoi, due sono quelli più importanti: le *fondazioni della diga* e l'*impermeabilizzazione* sia della diga che della superficie del lago.

Il problema delle fondazioni è strettamente collegato con i risultati delle indagini geognostiche e con la necessità di assicurare i più idonei collegamenti tra il corpo della diga e gli strati impermeabili sottostanti. Infatti, una delle più frequenti deficienze che si riscontrano è rappresentata dal pericoloso passaggio dell'acqua al disotto della diga stessa (sifonamento).

L'impermeabilizzazione riguarda anche la zona d'invaso, in quanto le perdite possono talvolta assumere valori piuttosto rilevanti, tanto da non riuscire a riempire l'intera capacità per la quale è stato costruito lo sbarramento.

Tipi di dighe

- *A gravità* - Sono costruite in muratura legata con malta e più diffusamente in calcestruzzo i cui blocchi sono connessi con giunti verticali. Hanno la caratteristica di resistere con il loro peso alle azioni di sollecitazioni esterne. Le dighe di questo tipo raggiungono altezze fino a 217 metri (Boulder-Colorado). La loro pianta è leggermente arcuata. Circa le

caratteristiche geometriche e di stabilità vi sono precise norme a cui i progettisti debbono attenersi.

- *A gravità alleggerita* - È come la precedente tranne che anziché essere a struttura piena, presenta dei vani interni pari al 10 ÷ 15% del corpo della diga.
- *A volta* - A differenza della diga a gravità, l'equilibrio contro l'azione della spinta idrostatica, si ottiene con la sola azione di volta del muro che resiste come arco incastrato alle pareti ed al fondo della gola. Questo tipo di diga va quindi costruito su "terreni di particolare compattezza, stabilità e resistenza".
- *In muratura a secco a scogliera* - La sezione resistente è costituita da pietrame lavorato e collocato a strati successivi, ovvero da pietrame in blocchi disposti alla rinfusa.
- *In terra* - Questo tipo di diga esclude nel modo più assoluto la possibilità di tracimazione dell'acqua al disopra del ciglio di coronamento. Pertanto esse debbono avere un franco di almeno 1,50 m al disopra della massima semi-altezza di onda verificabile nel lago.

2.2.3. Opere di scarico

Com'è ovvio, la costruzione della diga presuppone la preventiva deviazione delle acque del fiume onde mettere "all'asciutto" la zona destinata alla sede dell'opera.

A tale riguardo si costruisce una pre-diga dalla quale ha origine un canale di deviazione con la parte centrale in galleria.

Quando lo sbarramento principale è completato, le opere di deviazione (in sostanza la galleria ed il canale di restituzione a valle) vengono utilizzate, in modo permanente, come *scarico di fondo*. Questo serve per svuotare il lago in particolari casi, nonché per eliminare, almeno in par-

te, il materiale depositatosi in prossimità dello scarico stesso. Inoltre, lo scarico di fondo può essere aperto nel caso in cui, di fronte a piene eccezionali, lo scarico di superficie dovesse mostrarsi insufficiente.

Lo scarico di superficie o sfioratore ha il compito di smaltire gli eccessi dovuti a piene quando il lago è già riempito. In sostanza, esso impedisce al filo idrico del serbatoio di superare il livello di massimo riempimento.

Gli sfioratori possono essere: a stramazzo, a paratoie automatiche autoregolatrici, a paratoie manovrate.

La presa dell'acqua dal lago avviene a mezzo di aperture poste a diverse altezze dal fondo oppure da una unica luce, ossia ad altezza costante. Nel primo caso il sistema si realizza a mezzo di un apposito edificio di presa, detta torre, nella quale avviene il raccordo tra i vari bracci di tubo, provenienti dalle paratoie esterne ed il tubo verticale destinato all'opera di derivazione.

Nel secondo caso, invece, il condotto di presa può essere realizzato nello stesso corpo della diga.

Tutti i condotti sono protetti da griglie e muniti di paratoie piane a perfetta tenuta manovrabili, il più delle volte, a mezzo di motori elettrici, da apposita cabina detta, appunto, di manovra.

Dall'opera di presa l'acqua si immette in galleria di derivazione posta a quota superiore a quella di scarico di fondo per evitare immissioni di materiale solido.

La galleria, previa dissipazione dell'energia totale, può terminare in canale aperto il quale, a sua volta, può raggiungere direttamente il comprensorio irriguo, ovvero, nel caso di notevoli distanze, può scaricare l'acqua nello stesso alveo del fiume dal quale sarà derivata più a valle per essere immessa nel canale adduttore dell'impianto irriguo.

2.3. Da pozzi

Come già accennato nella parte II, cap. 6, l'emungimento da falde acquifere avviene attraverso i *pozzi* (v. Tab. 30).

Questi, possono essere a grande diametro, detti a scavo, od a piccolo diametro, detti trivellati.

I primi si realizzano quando la falda è poco profonda dal piano

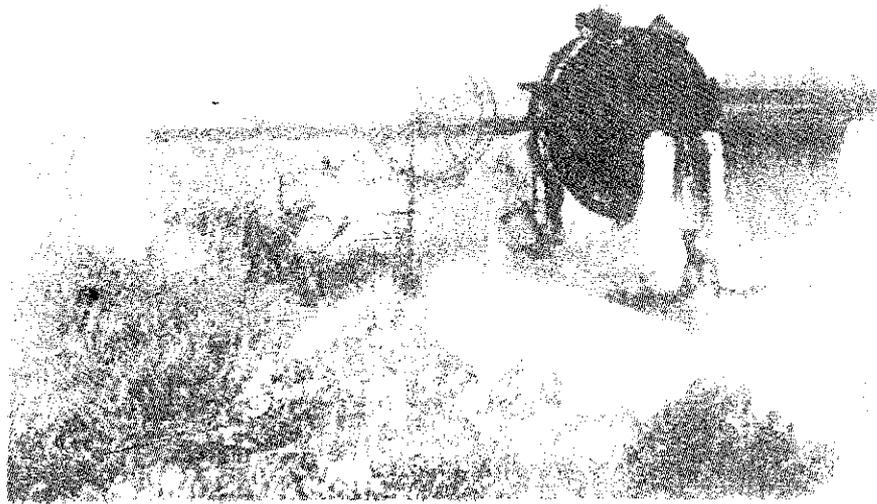
Tabella 30 - *Tentativo di stima delle risorse sotterranee potenziali e delle utilizzazioni attuali nei singoli compartimenti idrografici*

Compartimento o sezione idrografica	Risorse potenziali		Utilizzazioni attuali					
	Volume annuo (Gm ³)	Portata media (m ³ /s)	Pozzi censiti		Pozzi presumibilmente esistenti			
			Numero	Portata massima com- plessiva (m ³ /s)	Numero	Volume annuo estratto (Gm ³)	Portata media annua estratta (m ³ /s)	Area interes- sata dai pozzi (km ²)
Torino	2.040	64,6	7560	202,8	8250	1,400	44,4	10300
Milano	3,170	100,4	6190	133,8	7300	2,522	79,9	11970
Parma	1,450	45,9	4880	109,3	7560	1,225	38,8	6970
Bologna	680	21,5	7100	42,0	11300	375	11,9	4810
Venezia	1,760	55,8	8860	26,0	12860	1,211	38,4	11000
Genova	200	6,3	600	11,1	870	200	6,3	410
Pisa	490	15,5	3180	13,7	5900	350	11,1	2000
Roma	280	8,9	500	5,0	5000	100	3,2	1100
Pescara	175	5,5	1000	3,4	1300	100	3,2	800
Napoli	550	17,4	4270	13,7	25050	446	14,1	3500
Bari	760	24,1	9620	50,4	15420	410	13,0	8385
Catanzaro	350	11,1	2780	9,4	3650	300	9,5	1300
Palermo	860	27,2	10170	77,2	15180	740	23,4	6810
Cagliari	190	6,0	3700	9,0	4550	67	2,1	3000
ITALIA Totale	12,955	410,2	70410	706,8	124190	9,446	299,3	72355

Fonte: Conferenza Naz. delle acque, 1971. *I problemi delle acque in Italia*, Tipografia del Senato, Roma, 1972.



(a)



(b)

Fig. VI-5 - Antichi esempi di sollevamento di acqua: (a) ruota persiana operante in India (FAO, 1974), (b) "noria" funzionante fino ad alcuni anni orsono lungo il litorale adriatico barese

campagna (in generale falda libera) ed hanno un diametro solitamente intorno ai 2 metri; i secondi sono generalmente connessi con falde profonde, indifferentemente se si riferiscono a falde libere (freatiche o carsiche) od a falde in pressione (artesiane) ed hanno un diametro solitamente di 25 ÷ 30 cm.

A parte il caso di falde in pressione la cui acqua risale a quote uguali o superiori al piano campagna, nella generalità dei casi si pone il problema del sollevamento della portata emungibile (nel passato veniva risolto in modi diversi, v., per es., Fig. VI-5).

La definizione delle caratteristiche degli impianti di sollevamento, oltre al tipo di pozzo, è legata alla preventiva elaborazione del diagramma delle portate e dei relativi livelli dinamici dell'acqua riferiti al piano campagna (Fig. VI-6).

La portata emungibile può essere minore di quella del pozzo, sia per contenere in limiti accettabili le variazioni tra livello statico e livello dinamico, sia per evitare eventuali intrusioni di acqua di massa volumica più elevata rispetto a quella dolce (com'è il caso abbastanza frequente in presenza di acqua salmastra).

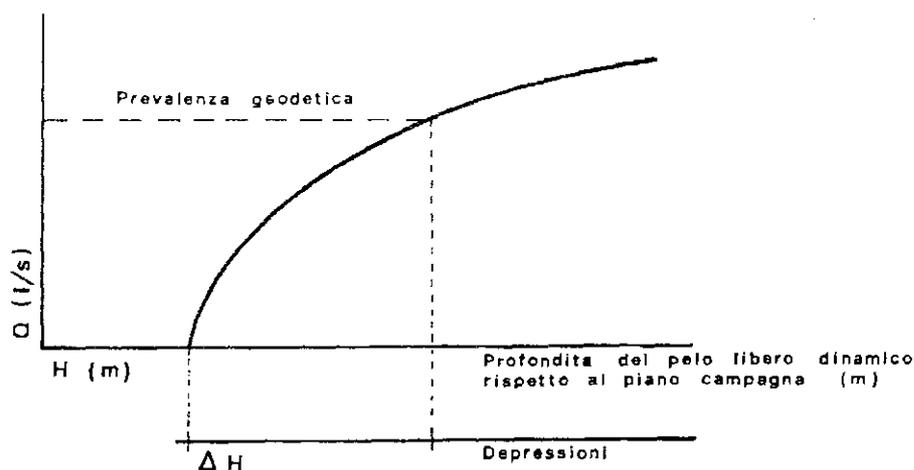


Fig. VI-6 - Diagramma delle portate Q dei livelli dinamici H .

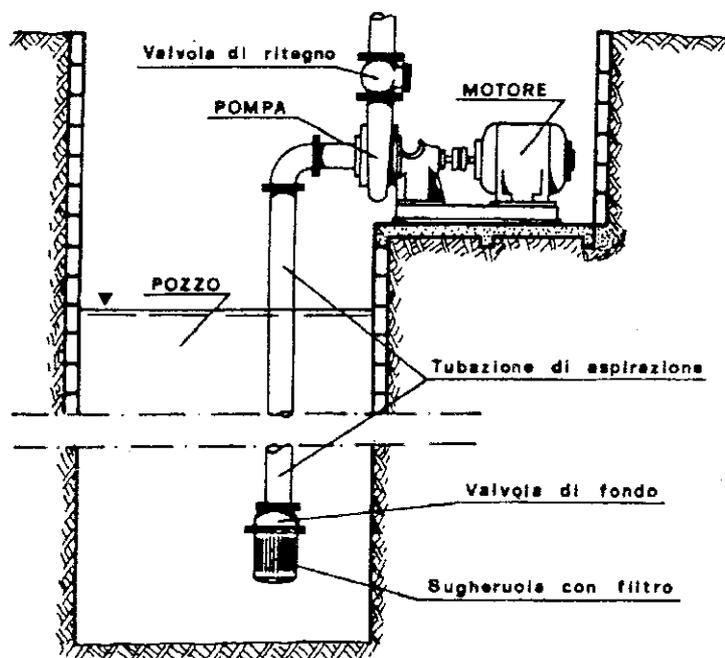


Fig. VI-7 - Gruppo motore-pompa ad asse orizzontale

Ricordando che l'altezza di aspirazione di una pompa è bene che non superi i 6 ÷ 7 metri (al livello del mare), i tipi dei gruppi motore-pompa più diffusi sono i seguenti.

- a) Ad *asse orizzontale* (pompa centrifuga radiale), con eventuale avanzamento (Fig. VI-7), accessibile, per rispettare la predetta altezza massima di aspirazione riferita al livello dinamico; altezze che, ovviamente, diminuiscono con l'aumentare dell'altitudine.

Queste pompe sono semplici e molto diffuse, soprattutto negli emungimenti da falde superficiali con pozzi a scavo.

Secondo *Breglia* (1955), a parità di prestazioni, il costo varia da 1/5 a 1/3 di quello delle pompe ad asse verticale ed è circa 1/2 di quello delle pompe sommerse.

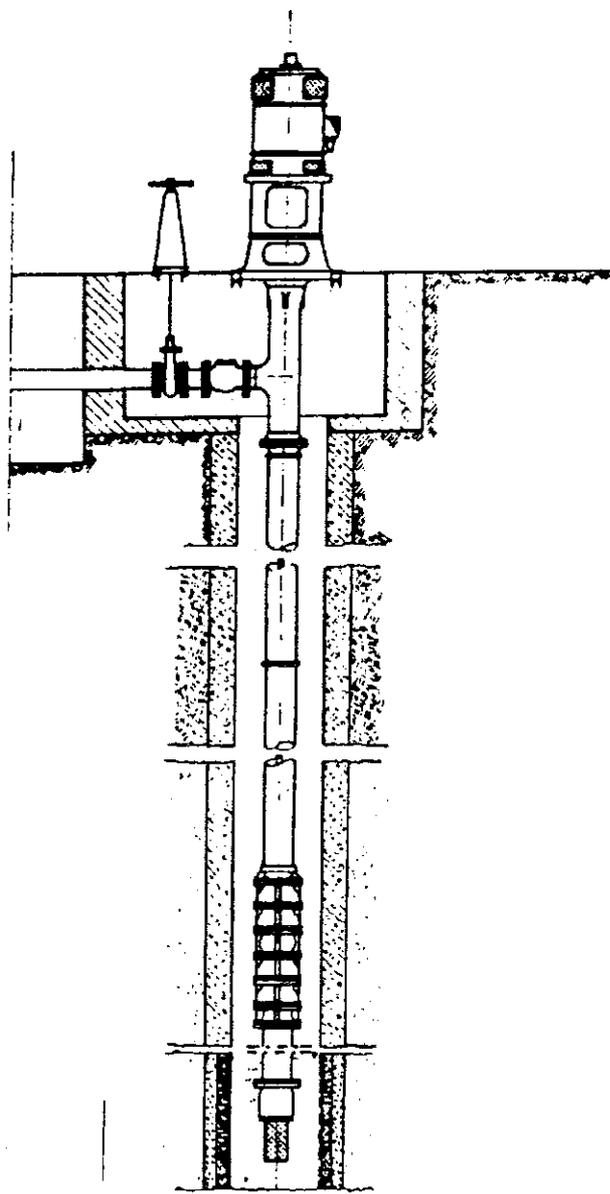


Fig. VI-8 - Impianto a linea d'asse

- b) *Gruppo ad asse verticale od a linea d'asse* (pompa centrifuga assiale) con motore sul piano campagna e pompa sommersa, e comunque ad altezza non superiore a $6 \div 7$ m dal livello dinamico (Fig. VI-8). Questo tipo di pompa è quasi sempre a più giranti sovrapposte. La necessità del rigoroso allineamento dell'asse ne limita l'impiego fino a profondità dell'ordine di $50 \div 100$ m; altro fattore limitante l'impiego a profondità elevate è l'ingombro trasversale, che cresce (per es. fino a 550 mm) con l'aumentare della portata (per es. fino a circa 400 l/s).
- c) *Gruppo sommerso* (pompa centrifuga assiale o ad elica) con motore e pompa sommersi (Fig. VI-9). Teoricamente, per il loro impiego non vi sono limiti di profondità.

In realtà vi sono problemi di scelta connessi con la potenza e con l'ingombro trasversale. Per es. per una potenza di 5,5 kW, $Q = 1,4$ l/s, la prevalenza topografia $H = 185$ m, il diametro del pozzo può essere di 153 mm; per kW = 45,5, $Q = 18$ l/s, $H = 165$ m, il diametro del pozzo dev'essere di almeno 250 mm.

La conoscenza della portata emungibile, oltre alla determinazione della potenza (per acqua: $\text{kW} = \frac{Q}{102 \eta} H_m$; in cui: $Q = \text{l/s}$, $H_m =$ altezza manometrica $= H + J L + \Sigma \Delta H +$ altezza piezometrica finale, $\eta =$ rendimento meccanico \times rendimento idrodinamico) e delle caratteristiche del gruppo, è necessaria per la progettazione di eventuale vasca di accumulo, nel caso in cui la portata emungibile è più piccola di quella necessaria per l'irrigazione.

$$\text{Il volume della vasca } V = 86,4 Q \left(1 - \frac{Q}{c}\right) \quad (\text{VI-2})$$

in cui Q è la portata e c è il corpo d'acqua ($V = \text{m}^3$; Q e $c = \text{l/s}$).

Nei riguardi della progettazione della vasca di accumulo è da aggiungere che anche nel caso in cui la portata emungibile è uguale al corpo d'acqua o al modulo da immettere nella rete di distribuzione è sempre bene evitare il collegamento diretto tra la tubazione di mandata del

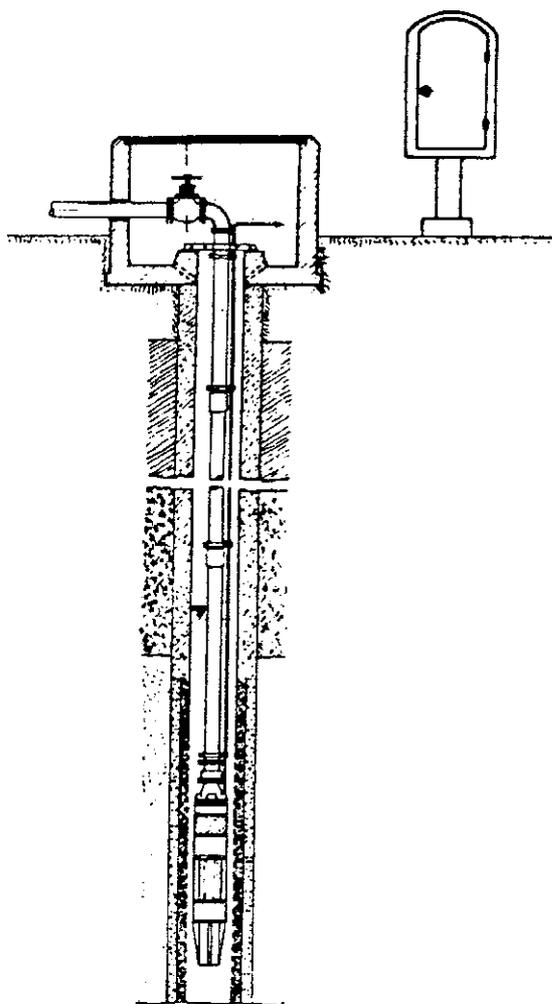


Fig. VI-9 - Impianto con motore sommerso

gruppo e la tubazione di distribuzione. Tra le due condotte si installa una cassa d'aria per permettere una più regolare distribuzione della pressione in rete.

2.4. Da fonti non convenzionali

L'utilizzazione irrigua di acque non provenienti dai "corpi idrici" di cui ai punti 2.1, 2.2 e 2.3, riguarda quasi esclusivamente le "acque reflue" (le acque marine e salmastre "dissalate", infatti, interessano - almeno per ora - solo l'uso civile ed in particolare quello potabile).

Trattasi, com'è noto, di acque già utilizzate per altri scopi (civile ed industriale), quindi più o meno inquinate, che sottoposte a processi (non tradizionali) di tipo nuovo (rigenerativi o depurativi) possono essere impiegate per l'irrigazione nel rispetto delle norme di cui alla legge 10 maggio 1976, n. 319 (Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento) e delle relative regolamentazioni dell'apposito Comitato dei Ministri.

Le opere di approvvigionamento non riguardano, pertanto, gli impianti per i trattamenti (primario, secondario e terziario) - per i quali si rimanda ai numerosi testi specializzati -. Esse, solitamente, consistono in vasche di accumulo alle quali sono connessi impianti di sollevamento per l'immissione in rete; impianti non dissimili da quelli necessari per i normali impianti irrigui in pressione non a caduta naturale.

3. RETI DI TRASPORTO E DI DISTRIBUZIONE DELL'ACQUA

3.1. - Studi preliminari

Note le caratteristiche della fonte di approvvigionamento dell'acqua (portate, volumi, posizione topografica) e determinate le opere di adduzione e di derivazione al comprensorio (se trattasi di irrigazione collettiva) o all'azienda (per l'irrigazione sia collettiva, sia autonoma), occorre studiare alcune caratteristiche dell'area suscettibile d'irrigazione (*clima, terreno, regime fondiario, ecc.*) per definire le *ipotesi dei possibili ordinamenti irrigui*. Tali studi, tra l'altro, sono indispensabili per determinare i *fabbisogni idrici stagionali e di punta*.

I rilievi *plano-altimetrici*, in scala 1:5000 o 1:2000, consentono non solo di avere una buona visione dell'andamento morfologico degli appezzamenti per lo studio dei *metodi irrigui* e degli eventuali interventi di sistemazione superficiale, ma anche di impostare possibili tracciati della rete.

Ipotizzati, o meglio definiti, i nuovi ordinamenti irrigui, sarà noto il *fabbisogno idrico netto di punta*, fn , o di massimo consumo, in mm/giorno (nell'emisfero nord tale periodo corrisponde quasi sempre al mese di luglio od a parte di questo).

Scelti il metodo o i metodi irrigui con cui soddisfare detti fabbisogni (in relazione alle caratteristiche del terreno, delle colture, delle modalità con cui l'acqua arriva agli appezzamenti, ecc.), sarà possibile assumere il valore probabile della efficienza degli adacquamenti E_a (a titolo orientativo: dal 50 ÷ 75%, dei metodi cosiddetti gravimetrici al 90 ÷ 98%, della subirrigazione e della irrigazione localizzata).

A seconda del sistema di trasporto e di quello di consegna (o di derivazione), dell'acqua, da adottare, si terrà conto dei diversi valori delle relative efficienze: di consegna E_c e di distribuzione E_d (indicativamente: 50 ÷ 80% e 25 ÷ 90% rispettivamente). L'efficienza totale E_t sarà uguale a $E_c \cdot E_d \cdot E_a$.

Aggiungendo, quindi, al valore del fabbisogno di punta quello attribuito alle perdite totali, si ottiene la *dotazione specifica continua*, lorda, q' , riferita, cioè, a 24 ore su 24 (in l/s.ha): $q' = 0,1157 fn/E_i$
 Come è noto:

$$fn = ETE = ETc = E(kp.KC)Li = ET_o.KC$$

(ETE o ETc = evapotraspirazione effettiva della coltura, ET_o = evapotraspirazione della coltura di riferimento, E = evaporazione cumulata, letta ad un evaporimetro "classe A", kp = coefficiente di passaggio da E alla evapotraspirazione potenziale, KC = coefficiente colturale, Li = coefficiente di riduzione per ottenere, infine, ETc).

Tenendo conto (ove sussistono) delle piogge efficaci P_e :

$$fn = ETc - P_e$$

Sempre con riferimento alle colture, se l'irrigazione è limitata ad una frazione t' di giorno, la portata specifica di punta q (l/s.ha) sarà:

$$q = q'/r, \text{ in cui } r = t'/24$$

Se si considera il rapporto di copertura R (per es. nei metodi localizzati):

$$q = \frac{q'(0,10 + 0,90R)}{r};$$

la portata di punta Q (l/s), riferita ad ogni unità N di area A , diventa:

$$Q = q.A.e,$$

se si introduce, appunto, il coefficiente di elasticità e (> 1) con il quale si intende dimensionare l'impianto, ossia, qualora si voglia che il tempo t sia $\leq t'/e$.

Con riferimento al terreno, il volume di acqua v_a che può essere trattenuto fino alla profondità p (cm) sarà (in m^3/ha):

$$v_a = (Cic - Ca) \rho t . p;$$

$Cic = CIC$ = capacità idrica di campo in % del peso del terreno secco;
 $Ca = CA$ = punto di appassimento o coefficiente di avvizzimento in % del peso del t.s.; ρt = massa volumica apparente del terreno;

oppure: $\frac{(Cic - Ca)}{100} \cdot p \cdot 10$, se Cic e Ca sono in % del volume e p in mm.

Detto volume, per semplicità, può essere identificato con il *volume specifico di adacquamento* o con la riserva utilizzabile Ru .

Tale volume potrà essere somministrato con turno T , in giorni:

$$T = \frac{v_a}{fn} = \frac{v_a}{ETc - P_c}$$

e per una durata t , in ore.

$$t = \frac{v_a \cdot Ad}{q_c \cdot E_a} \quad (Ad = \text{superficie servita da } q_c).$$

La portata totale Q (l/s) a servizio di N unità di area A ciascuna, sarà:

$$Q = 2,778 \frac{A \cdot v_a}{N \cdot t} \quad \left(N \leq \frac{T \cdot 24}{t} \right)$$

e la superficie

$$Ad = \frac{q_e}{q'} r$$

$q_e = c$ (modulo, corpo d'acqua parcellare, portata dell'erogatore).

La conoscenza dei fabbisogni (portate e volumi) decadali, mensili ed annui riferiti al territorio da irrigare (comprensorio, distretto, azienda) è necessaria per verificare il grado di disponibilità delle risorse idriche nel tempo (portate fluenti da corsi d'acqua, emungimenti da falde sotterranee, alimentazione da invasi ecc.).

La rete di irrigazione, da progettare, deve poter soddisfare i fabbisogni idrici delle colture (parametro variabile nel tempo e nello spazio) nella misura massima possibile e nel modo più agevole per gli agricoltori. Pertanto, essa, in quanto "mezzo", deve essere concepita, compatibilmente con i problemi economici, per far fronte anche a prevedibili esigenze del futuro.

La *rete di trasporto* è quella che, ordinariamente, non ha, lungo il suo tracciato, opere di presa o di consegna (idranti o bocchette) e serve per addurre l'intera portata nel comprensorio (*adduttore*) e per poi ripartire questa (attraverso *ripartitori principali e secondari*) tra i sub-comprensori. I *dispensatori* fanno ancora parte della rete pubblica ma rientrano nella categoria di *rete di distribuzione*, così come i distributori aziendali.

In generale, la rete di trasporto (adduttore e ripartitori) è, prevalentemente, a pelo libero, salvo i casi di disponibilità di sufficiente carico (come per esempio, l'alimentazione da serbatoio).

La rete di distribuzione, invece, può essere costituita da:

- *canali a pelo libero*, per la distribuzione turnata,
- *condotti in pressione*, per la distribuzione turnata o "a domanda".

In definitiva, *un impianto irriguo può essere definito come un com-*

plesso coordinato, di opere, manufatti e apparecchiature, idoneo al trasferimento dell'acqua, dalla fonte di approvvigionamento ai singoli appezzamenti, nei tempi e con le modalità adatte a soddisfare, attraverso l'intervento autonomo dei singoli agricoltori, le esigenze idriche delle colture.

È importante ricordare, al riguardo, che la scelta dei metodi irrigui, adottabili in un'azienda, è vincolata dalle caratteristiche della corrente (pressione e portata) nella rete di distribuzione.

Nei sistemi irrigui collettivi, tali vincoli (compresi quelli derivanti dal sistema di esercizio), possono essere eliminati, almeno in gran parte, con impianti autonomi aziendali, opportunamente integrati con la rete collettiva.

In sintesi: *i metodi irrigui gravitazionali:*

- *sommersione*, totale o parziale (su terreni sistemati a conche, a scomparti);
- *scorrimento, superficiale* (su terreni sistemati ad ala semplice e doppia, a campoletto) e *incanalato*, in canali e solchi, per l'infiltrazione laterale;
- *subirrigazione*, con tubi forati,

possono essere adottati con acqua proveniente da rete di distribuzione non in pressione.

Il metodo per aspersione (a bassa, a media ed alta pressione, per pioggia sia lenta, sia media, sia intensa), richiede acqua proveniente da rete in pressione, tranne nei casi di impiego di gruppi (fissi o mobili) attingenti direttamente da canali: la pressione, in questi impianti è regolata direttamente dal gruppo.

Il metodo a microportata di erogazione (*L. Cavazza*), (subirrigazione capillare, irrigazione a goccia e a sorsi (*Celestre*), localizzata a manichette forate od a tubi forati (*Tournon*), a spruzzatori), richiede l'acqua in pressione, unitamente a particolari impianti aziendali (per il filtraggio dell'acqua e per rendere costante la pressione).

Per i dettagli sull'adozione dei metodi irrigui alle singole colture si rimanda alla bibliografia specializzata che va sempre più arricchendosi dei risultati di pregevoli esperienze.

3.2. Reti a pelo libero

Il primo dato necessario per il calcolo delle reti, in generale, è la misura della portata Q che le reti stesse debbono poter trasportare.

Nelle reti a pelo libero, destinate all'impiego di metodi irrigui gravimetrici e, nel caso di impianti collettivi con consegne programmate, alla distribuzione turnata (si ricorda che il turno di consegna può essere diverso dal turno di adacquamento della coltura) la misura di detta portata assume una importanza particolare.

È evidente, infatti, che la *dotazione specifica continua* q' , (la cui misura solitamente non si discosta molto da 1 l/s.ha), in quanto tale, non è idonea a somministrare, con detti metodi irrigui, il *volume di adacquamento* (alcune centinaia di m³) richiesto dall'ettaro a cui si riferisce.

Occorre, quindi, unire più dotazioni specifiche in modo da costituire una portata capace di soddisfare le esigenze della tecnica di adacquamento, vale a dire che detta portata deve poter consentire contemporaneamente l'infiltrazione dell'acqua nel terreno e lo scorrimento sulla superficie di questo, in modo da bagnare tutta la parcella considerata. Deve, cioè, evitarsi il prevalere dell'infiltrazione a svantaggio dello scorrimento superficiale e viceversa.

Tale portata viene indicata come *corpo d'acqua parcellare* c .

Il *corpo d'acqua di consegna* c_a può essere uguale a quello parcellare o multiplo di esso.

Posto pertanto: t' la durata giornaliera delle consegne (in ore) e A una generica superficie che si intende servire (in ha):

$$Q = \frac{q' \cdot A}{r}, \text{ in cui, com'è noto, } r = \frac{t'}{24} \quad (\text{VI-3})$$

Se con Ad si indica la superficie irrigabile della unità territoriale di base (distretto):

$$Ad = \frac{c_a}{q'} r = \frac{c_a}{q} \quad (\text{VI-4})$$

(Questo argomento sarà ripreso più avanti al par. 4.2.1.).

Dovrebbe sembrare ora più chiara la classifica dei canali di una rete irrigua, detta anche a gravità o a superficie libera.

Infatti, con riferimento ad un *compensorio irriguo collettivo*, la rete viene così classificata:

a) *rete di trasporto*:

a.1. *canale adduttore*: dall'opera di presa (corso d'acqua o invaso) adduce l'intera portata (cioè $\Sigma c_a/E$) ad una quota altimetrica del perimetro del compensorio, tale da dominare tutto o gran parte di quest'ultimo,

a.2. *canali ripartitori* (principali e secondari): ripartiscono la portata dell'adduttore in due o più parti per servire due o più subcompensori.

Dalle due predette categorie di canali, l'acqua non viene immessa direttamente sui terreni, se non in casi eccezionali e temporanei.

b) *rete di distribuzione* (Fig. VI-10):

b.1. *dispensatore*: dalla presa disposta lungo il ripartitore e dal connesso manufatto di misura, permette la consegna del corpo d'acqua a ciascuna delle *bocchette* di cui è munito,

b.2. *distributore aziendale*: può essere assimilato ad un dispensatore della rete autonoma.

A livello dei campi e delle parcelle vi sono poi gli *adacquatori* e le *adacquatrici*.

Da questi ultimi canali, in terra, il corpo d'acqua di consegna può

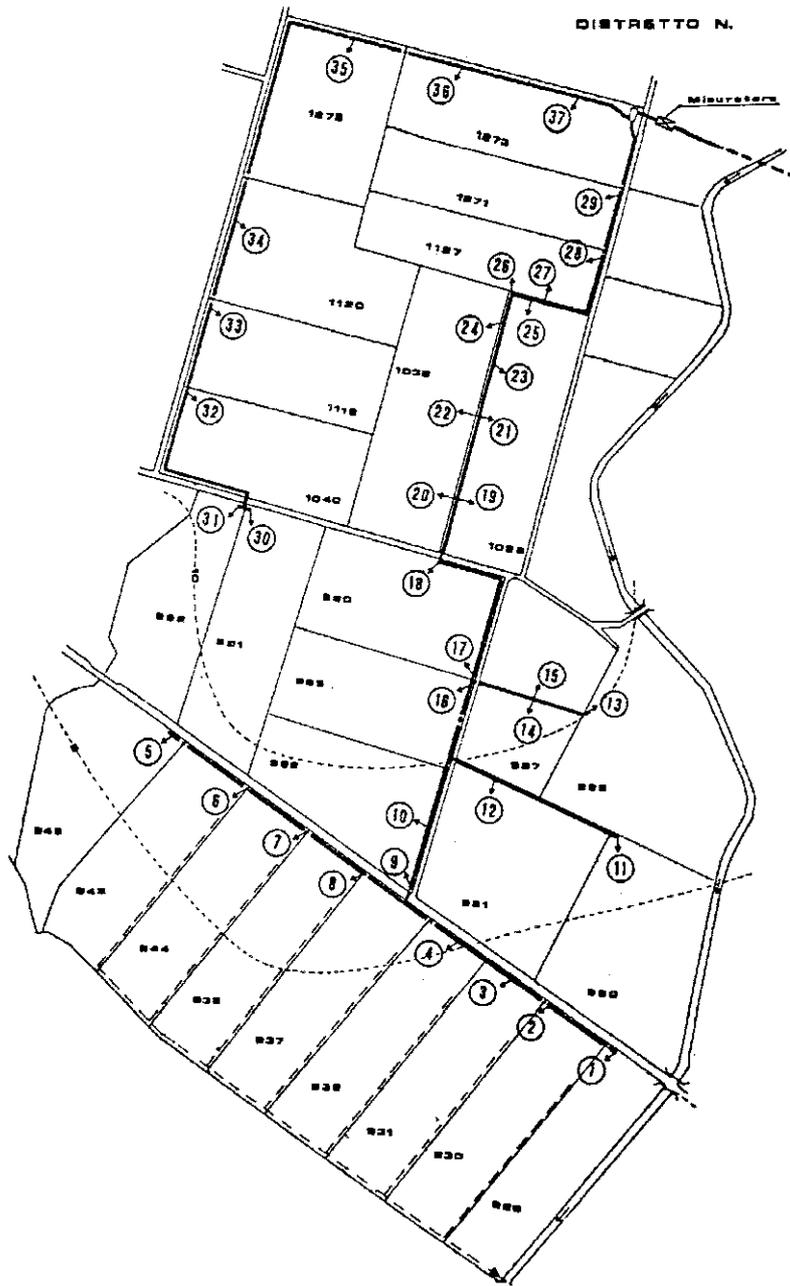


Fig. VI-10 - Schema di rete di distribuzione a pelo libero per una unità territoriale (distretto)

essere suddiviso in due o più corpi d'acqua parcellari per la irrigazione a sommersione, a scorrimento, o per infiltrazione da canali o da solchi.

3.2.1. *Tracciati e profili*

Occorre distinguere i canali di trasporto da quelli di distribuzione. Per i primi, ovviamente di dimensioni ben più grandi dei secondi, è richiesto uno studio geologico preventivo per evitare l'attraversamento di zone franose che potrebbero pregiudicare la stabilità di essi (si ricorda al riguardo che la somma del peso proprio del calcestruzzo armato e dell'acqua trasportata è piuttosto rilevante). Talvolta in luogo di inaccessibili trincee si ricorre alla costruzione di gallerie nell'attraversamento di colline per abbreviare il tracciato, quando ciò è conveniente.

Il tracciato dei canali di distribuzione, invece è maggiormente vincolato, nei limiti del possibile, ai confini tra le proprietà fondiarie.

Il *profilo longitudinale*, in generale, dovrà tener conto, quando non vi sono problemi di erosione delle sponde e del fondo come è il caso dei canali in calcestruzzo, che il moto deve essere il più possibile uniforme e che la velocità non deve scendere al disotto di certi valori minimi.

La *velocità minima*, per evitare depositi di materiale trasportato in sospensione (particolarmente importante nel caso di acque superficiali), secondo *Kennedy*:

$$U \geq c h^{0,64} \quad (VI-5)$$

in cui: h = altezza dell'acqua nel canale (m),

c = coefficiente, pari a: 0,40 per il limo,

0,55 per la sabbia fine,

0,63 per la sabbia media.

In generale: $U \geq 0,60$ m/s.

Nei riguardi della pendenza longitudinale i , questa può aumentare

man mano che si passa dai canali di trasporto a quelli di distribuzione: per i canali dispensatori: $i \approx 0,5 \div 2\%$.

Per la determinazione del *profilo, o sezione, trasversale*, nei riguardi delle caratteristiche idrauliche e geometriche del canale, nonché degli elementi della corrente, si rimanda al cap. 2 della parte I.

Qui giova riportare alcune indicazioni relative a delle risoluzioni rapide.

Si tratta dell'altezza h dell'acqua nel canale, della misura minima della larghezza del fondo b , del valore della scarpa s e del franco f .

Per la determinazione approssimativa dell'altezza, vi sono diverse formule empiriche, tra queste:

— una formula USA:
$$h = \frac{1}{2} \sqrt[3]{\Omega} \quad (\text{VI-6})$$

— una formula indiana:
$$h = \sqrt[3]{\Omega/3}$$
, per canali in terra, in cui
 h altezza dell'acqua nel canale (m) Ω area della sezione bagnata (m^2):
in generale: $h = 0,30 \div 1,00$ (canali piccoli),
 $= 1,00 \div 2,00$ (canali medi),
 $= 2,00 \div 3,50$ (canali grandi).

Per la larghezza del fondo b (in m) vengono indicati i seguenti valori in funzione di h e della scarpa s :

$$\begin{aligned} b &= 3,5 h \text{ per } s = 1/2, \\ &= 3,0 h \text{ per } s = 1/1, \\ &= 2,5 h \text{ per } s = 3/2, \\ &= 2,0 h \text{ per } s = 2/1, \end{aligned}$$

(nella sezione trapezoidale di minima resistenza, com'è noto, $b = 0,667 h$, essendo $s = 1,333/1$).

Per la scarpa s è consigliabile il rapporto $l/h = 1/1$ per i piccoli canali; questo valore tuttavia non si presta bene per l'esecuzione dei lavori di rivestimento, sembra più adatto $2/1$ o $2,5/1$.

Il franco f non dovrebbe scendere al disotto dei seguenti valori per i canali in calcestruzzo:

0,08 m per $Q = 10 \div 100$ l/s,

0,15 m per $Q = 100 \div 1000$ l/s,

0,30 m per $Q =$ decine di m^3/s .

Quest'ultima misura appare insufficiente, soprattutto quando il comando idraulico è da valle; in questo caso f dovrebbe essere almeno di 0,50 m.

Per i canali in terra i valori di f vanno raddoppiati.

La scelta della forma geometrica della sezione trasversale è legata, com'è già noto, soprattutto alle caratteristiche del materiale costituente le pareti del canale stesso (v. anche parte V, cap. 2).

Per i canali in terra, infatti, a parte i gravi problemi della infiltrazione dell'acqua attraverso le sponde ed il fondo, della erosione, dell'incrinamento, della sedimentazione, che li fanno ormai ritenere superati nel campo dell'irrigazione, la scelta è obbligata alla sezione trapezoidale.

Per l'adozione anche di sezioni diverse (per esempio: rettangolare, semicircolare) e per risolvere gran parte dei problemi avanti indicati, è necessario ricorrere al *rivestimento*.

Questo può essere:

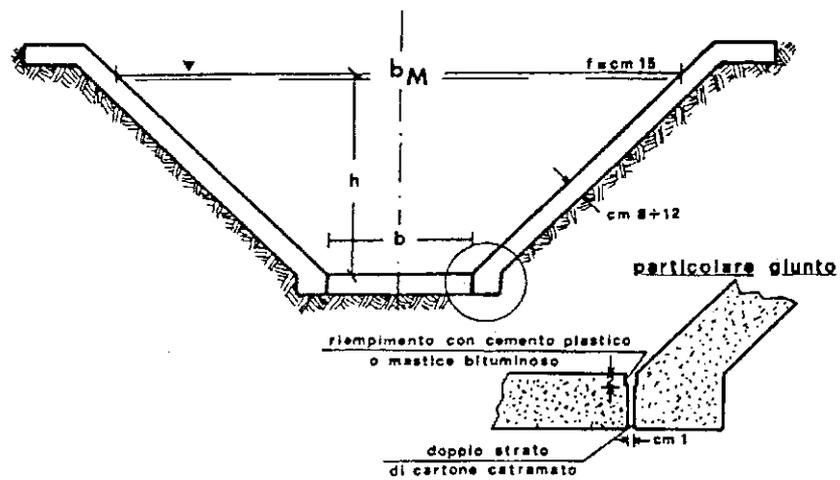
- di calcestruzzo gettato in opera,
- di calcestruzzo prefabbricato,
- di materiale bituminoso.

Il *rivestimento in calcestruzzo* gettato in opera è abbastanza semplice a realizzarsi e dà notevole resistenza al canale.

Il calcestruzzo, però, com'è noto, è sensibile alle variazioni di temperatura e presenta i rischi di fessurazione: occorre pertanto una buona compattezza ed uno spessore uniforme (5 ÷ 8 cm per canali piccoli e 8 ÷ 12 per canali grandi). La resistenza alla compressione deve essere maggiore di 190 kg/cm^2 a sette giorni ed il dosaggio minimo di cemento

deve essere di 300 kg/m^3 .

Il rivestimento in calcestruzzo non può essere, ovviamente, continuo; nei tratti d'interruzione sono necessari dei giunti (Fig. VI-11). Questi possono essere di *ritiro* e di *dilatazione*. I primi non dovrebbero essere indispensabili se il calcestruzzo è ben compatto. I secondi invece sono indispensabili proprio perchè il calcestruzzo, come già detto, è sensibile alle variazioni di temperatura.



Tipo	Caratteristiche									
	geometriche			Idrauliche per $\gamma = 0,35$						
	b_M	h	b	Ω	C	R	χ	$I \%$	$U \text{ m/s}$	$Q \text{ m}^3/\text{s}$
1	3,15	1,10	0,95	2,25	4,06	0,55	58,5	0,4	0,66	1,920
2	3,55	1,25	1,05	2,87	4,58	0,63	59,7	0,2	0,67	1,860
3	3,45	1,20	1,05	2,70	4,45	0,60	59,4	0,2	0,65	1,720
4	2,85	1,05	0,75	1,89	3,72	0,51	57,8	0,4	0,62	1,480
5	3,10	1,05	1,00	2,15	3,97	0,54	58,4	0,2	0,61	1,300
6	2,70	1,00	0,70	1,70	3,53	0,48	57,3	0,4	0,79	1,300
7	2,05	0,75	0,55	0,97	2,67	0,36	54,2	0,4	0,65	0,820
8	1,95	0,70	0,55	0,875	2,53	0,35	54,0	0,4	0,64	0,540

Fig. VI-11 - Sezione tipo di canale trapezoido

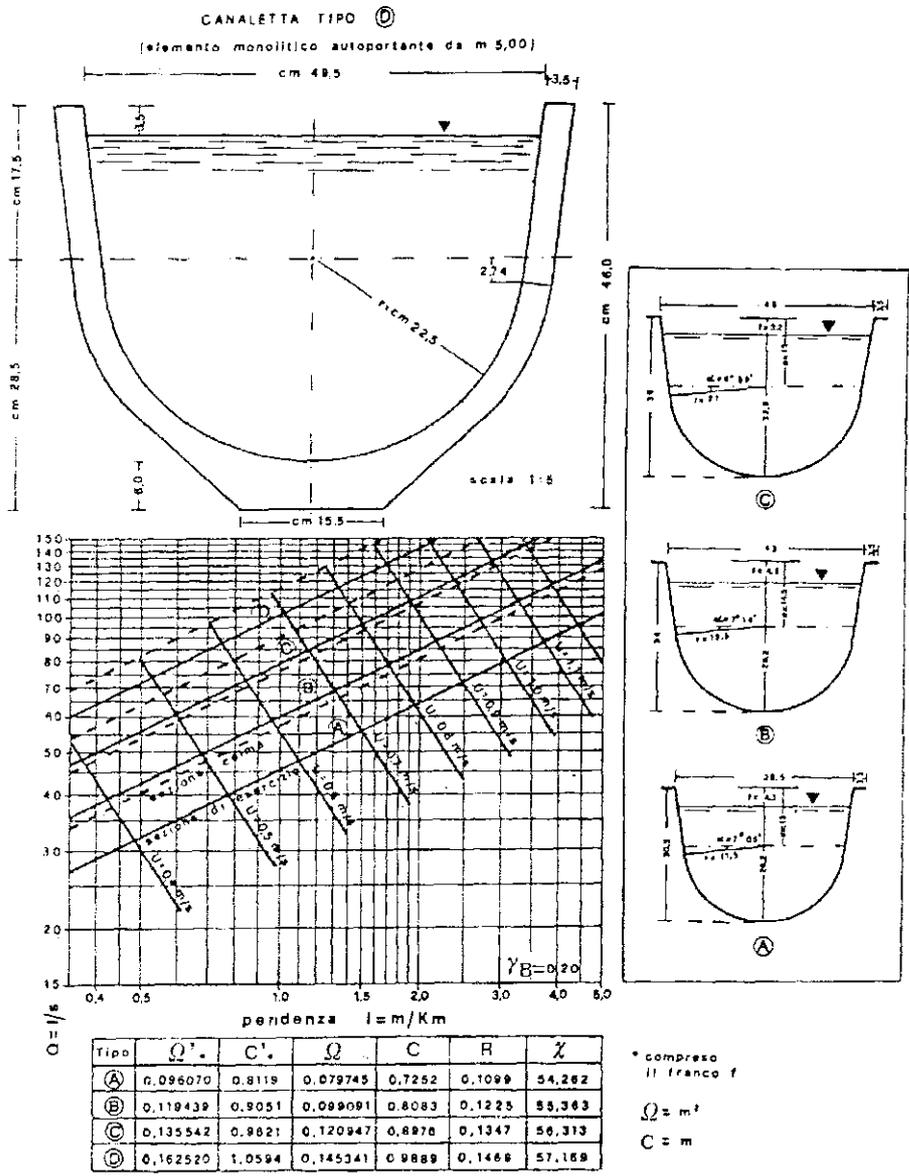


Fig VI-12 - Caratteristiche idrauliche e diagramma delle portate dei canali dispensatori (compensorio irriguo Tara)

La distanza reciproca può variare da 50 a 100 volte lo spessore del rivestimento, se questo non è armato e può raggiungere le 200 volte se il calcestruzzo è invece armato. Più che i giunti *permeabili*, che hanno una funzione di semplice riempimento, sono da preferire i giunti a *tenuta stagna*, a base di prodotti bituminosi o elastici. In commercio vi sono diversi prodotti forniti da ditte specializzate.

L'impiego di *prefabbricati*, sempre più diffuso, consente di mettere in opera rivestimenti qualitativamente migliori in quanto il calcestruzzo viene sottoposto a trattamenti particolari (asciugatura sottovuoto, vibrazioni, ecc.).

I prefabbricati possono essere in *lastre* (solitamente rettangolari), per il rivestimento di canali in terra o in roccia, o direttamente sotto forma di *canalette*.

Queste ultime, particolarmente sviluppate in Italia prima e ormai diffuse in tutto il mondo, sono costituite, quasi sempre, da elementi autoportanti (calcestruzzo armato precompresso) della lunghezza di 4 ÷ 6 m, a seconda della sezione e quindi del peso. Poggiano su appositi sostegni (*collari*) i quali a loro volta poggiano, in relazione alla *pensilità* del profilo rispetto al piano campagna, direttamente su *basamenti* o su altri manufatti prefabbricati.

La sezione trasversale più adatta è *semicircolare* (Fig. VI-12) o *poli-centrica* (Fig. VI-13) o *mista*.

I *rivestimenti bituminosi*, non molto usati nei canali d'irrigazione, sono, in effetti, in *calcestruzzo bituminoso* realizzato in due strati dello spessore di 3,5 ÷ 5 cm e della seguente composizione di massima:

32,5% in peso di pietrisco 8/10,

18,5% in peso di pietrisco 4/6,

40,0% in peso di sabbia 0,6,

9,0% in peso di sfilacciati

100,0% più 7,4 in volume di bitume 60/70 (com'è noto derivato dal petrolio, mentre il catrame lo è dal carbon fossile).

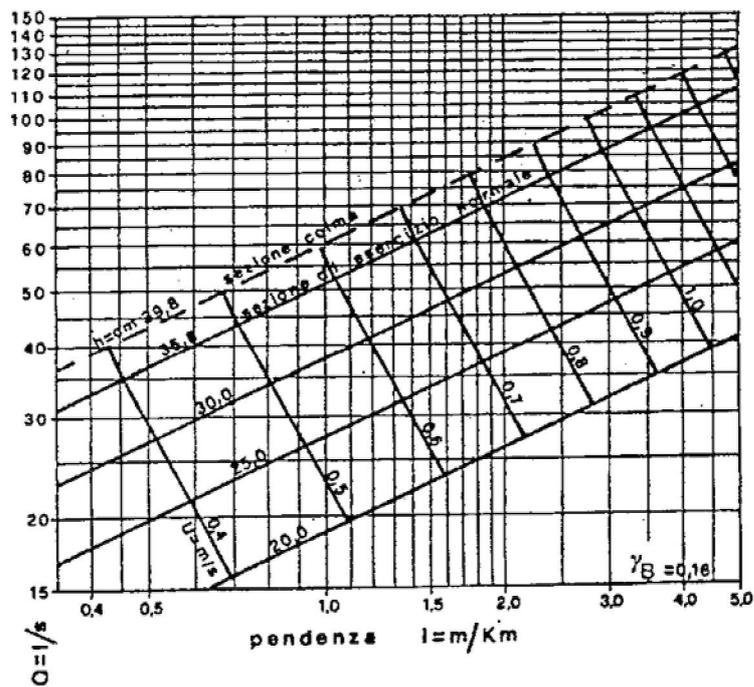
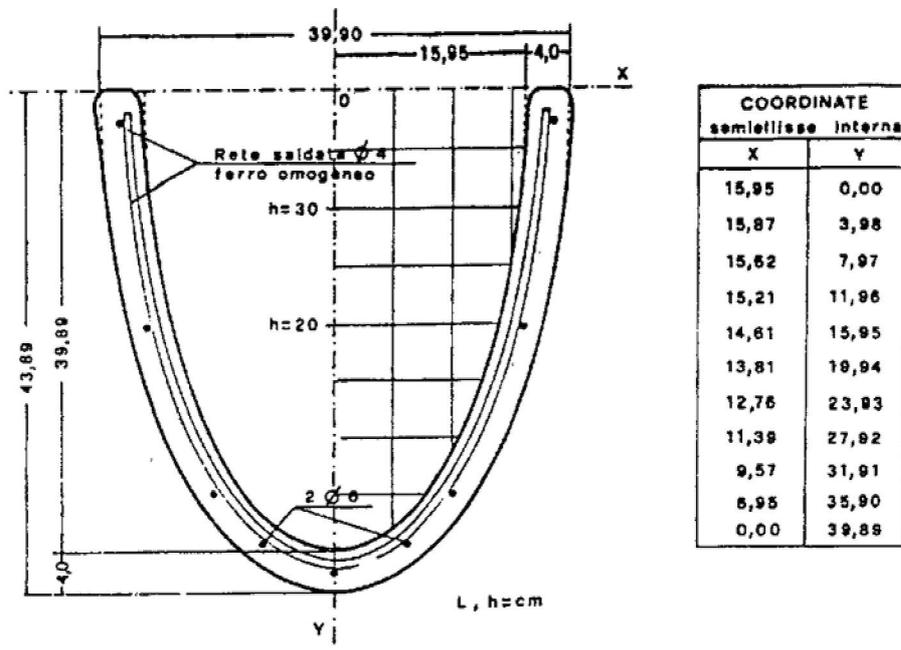


Fig. VI-13 - Caratteristiche, diagramma di $Q = f(h)$ e di $U = f(h)$ di un canale dispensatore, (Tipo 100 Cassa per il Mezzogiorno, $\Omega = 0,100 m^2$)

3.2.2. Opere speciali lungo i canali.

3.2.2.a) Superamento di irregolarità o di ostacoli lungo il profilo longitudinale (come, per es., l'attraversamento di corsi d'acqua, di strade ecc.).

Il superamento di dislivelli tra il profilo del canale e quello del terreno si ottiene o a mezzo di rilevati, per i grandi canali in terra rivestiti, o a mezzo di appositi supporti prefabbricati nel caso di canalette autoportanti.

Quando il dislivello è notevole e riguarda, per esempio, un sottostante corso d'acqua si ricorre alla costruzione di *ponti-canale*, ovvero di *sifoni*.

Questi ultimi, in effetti, oltre al superamento di ampie depressioni (sifoni lunghi), consentono l'attraversamento di strade, di ferrovie, di altri grandi canali (sifoni corti).

Si tratta di tubi in calcestruzzo armato o in acciaio opportunamente raccordati, alle loro estremità, con il canale.

La scelta delle caratteristiche costruttive dipende in gran parte, oltre che dalla portata, dal dislivello da vincere, ossia dal carico.

Per carichi fino a 20 ÷ 30 metri possono essere impiegati tubi in calcestruzzo armato dello spessore in cm (secondo *Bauzil*, 1952) di un dodicesimo del diametro, più: 2,5 cm se il carico è compreso tra 12 e 24 metri, 5 cm se il carico invece è di 24 ÷ 30.

L'imbocco sarà leggermente più basso del livello dell'acqua per evitare l'entrata di aria.

Inoltre, apposite griglie asportabili proteggeranno l'imbocco e lo sbocco dalla entrata di corpi estranei. Una opportuna apertura permetterà lo svuotamento e la pulizia.

I cosiddetti sifoni corti (meglio sifoni invertiti) si identificano sovente con le *botte a sifone*, costituite da: un pozzetto di entrata, un tubo o canna posti a quota più alta del fondo dei pozzetti, da un pozzetto di

uscita (Fig. VI-14).

Le perdite di carico localizzate ΔH sono date da:

$$\Delta H = n \frac{U^2}{2g} + J L (*) \quad (VI-7)$$

(*) n = per l'entrata 0,5, per i gomiti 1,0, per l'uscita 1,0; n totale = 2,5;
 L = lunghezza della canna.

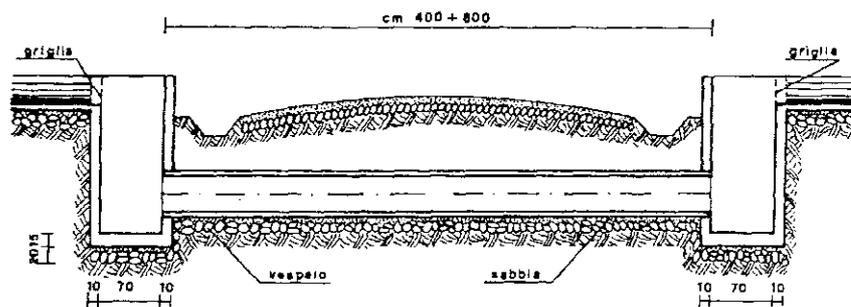


Fig. VI-14 - Sezione di botte a sifone

3.2.2.b) Distribuzione del normale dislivello.

Per mantenere la pendenza compatibile con la velocità in moto uniforme è necessario, quando la morfologia del terreno lo richiede, interrompere il profilo del canale con *salti di fondo*. Si tratta di manufatti, quasi sempre prefabbricati in calcestruzzo, attraverso i quali il profilo viene modificato da una linea retta ad una linea spezzata (Fig. VI-15).

Talvolta, per brevi tratti in forte pendenza, si ricorre a *scivoli*, soprattutto lungo i canali di scarico.

3.2.2.c) Ripartizione.

Si impiegano, di solito, dei *partitori a prisma*, fissi o con ago mobile.

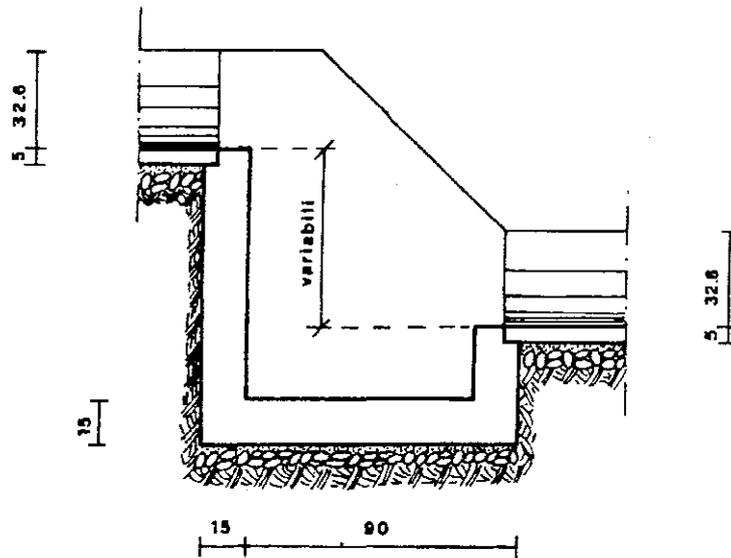


Fig. VI-15 - Sezione tipo di salto semplice

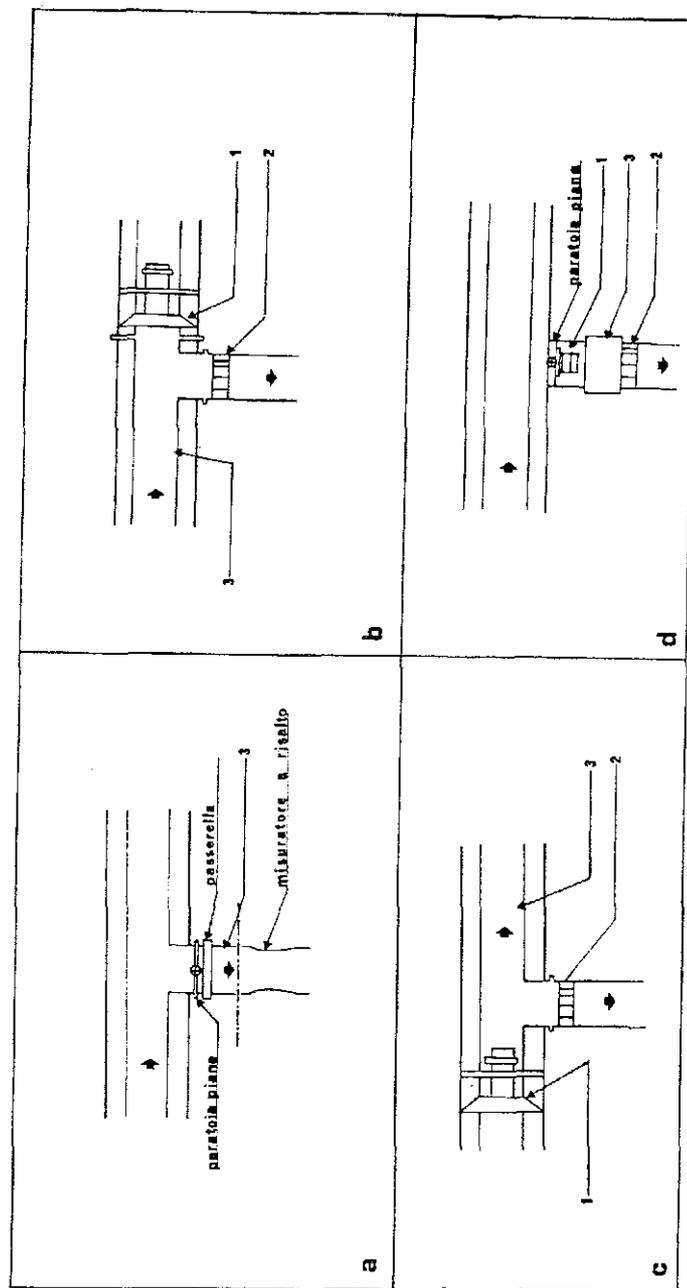
3.2.2.d) Derivazione e misura.

Sono manufatti posti "in fregio" ai canali ripartitori per la derivazione di uno o più corpi d'acqua. Costano di una apertura lungo la sponda, del ripartitore stesso, opportunamente dimensionata, particolarmente nei riguardi del fondo del ripartitore e munita di paratoia metallica azionata a mano con volantino.

A valle della paratoia viene costruita la *vasca di calma del misuratore* (a stramazzo od a risalto) (Fig. VI-16).

3.2.2.e) Scarico.

A parte lo scarico di fondo con il quale termina ogni canale, spesso, per ragioni di sicurezza, è necessario costruire lungo i canali di trasporto degli *sfiatori laterali* (v. Fig. VI-17) per evitare, appunto, un eccessivo innalzamento del pelo idrico con conseguenti pericoli di tracimazione.



(1 = paratoia per livello costante, 2 = paratoia a settore su "modulo a maschera", 3 = livello costante)

Fig. VI-16 - Schemi di derivazione da canale

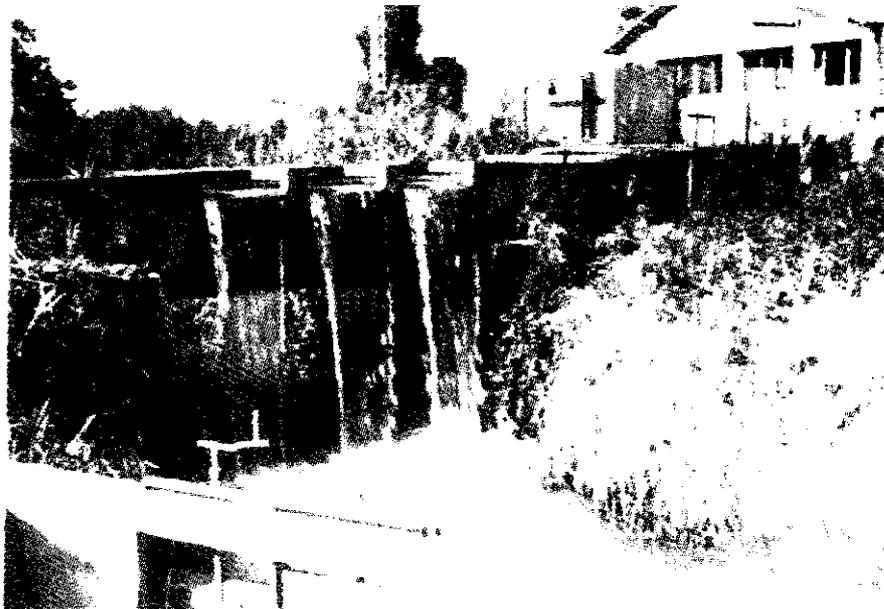


Fig. VI-17 - Sfiatore laterale a tre luci

Gli sfioratori laterali si realizzano lungo una sponda del canale, opportunamente resa più spessa, in corrispondenza di corsi d'acqua o canali di scolo.

La portata Q che possono smaltire varia con l'altezza h dell'acqua in arrivo e soprattutto con la lunghezza L dello sfioratore stesso:

$$Q = m L h^{3/2} \quad (\text{VI-8})$$

con $m = 0,45 \sqrt{2g} \approx 2$.

3.2.2.f) Regolazione del livello idrico.

L'andamento del filo idrico di un canale ripartitore in esercizio è quasi sempre, di fatto, irregolare perchè il regime può variare in relazio-

ne al numero dei corpi d'acqua in derivazione da una medesima opera di presa ed al numero delle prese in funzione nello stesso istante.

Occorre, pertanto, rendere costante il livello dell'acqua in ciascun tronco di canale.

La regolazione può essere:

- da monte,
- da valle.

La *regolazione da monte* è la più tradizionale ed ancora la più diffusa. La portata ed il tempo di immissione vengono regolate alla testa del canale adduttore.

In effetti la portata da immettere dovrebbe rispettare il diagramma delle consegne, vale a dire per ciascun intervallo di tempo considerato (e tenendo conto della velocità dell'acqua nei canali) nel canale adduttore

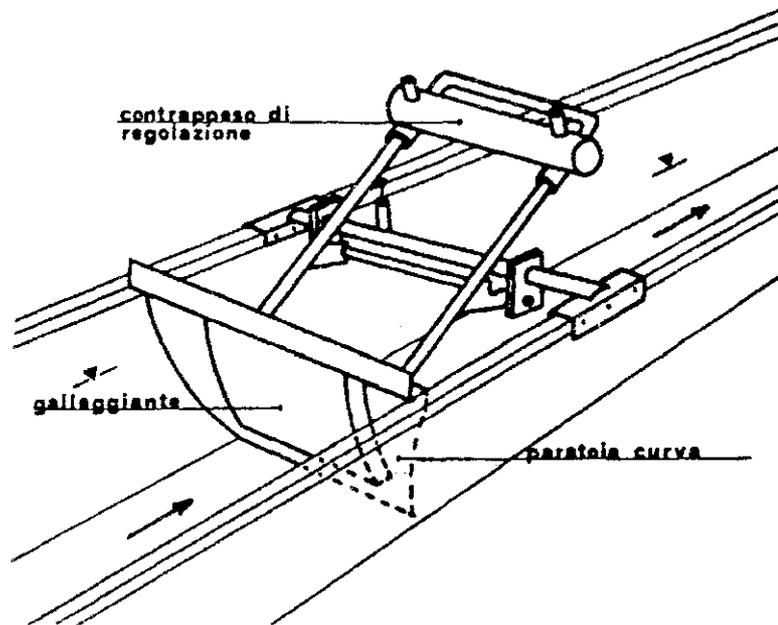


Fig. VI-18 - Paratoia autoregolatrice per livello costante a monte (*Neypic*)

dovrebbe essere immessa una portata pari alla somma dei corpi d'acqua da consegnare. Ciò è molto difficile a realizzarsi.

Di conseguenza, occorre intervenire lungo i canali o con *paratoie a mano*, in modo da scaricare gli eccessi di portata, ovvero con *paratoie autoregolatrici per livello costante a monte* (per es.: del tipo *Neyrpic*) (Fig. VI-18).

La *regolazione da valle* permette di mantenere, appunto, a valle del manufatto, un livello costante in funzione delle derivazioni istantanee in atto. In sostanza, la eventuale chiusura di un certo numero di prese, e

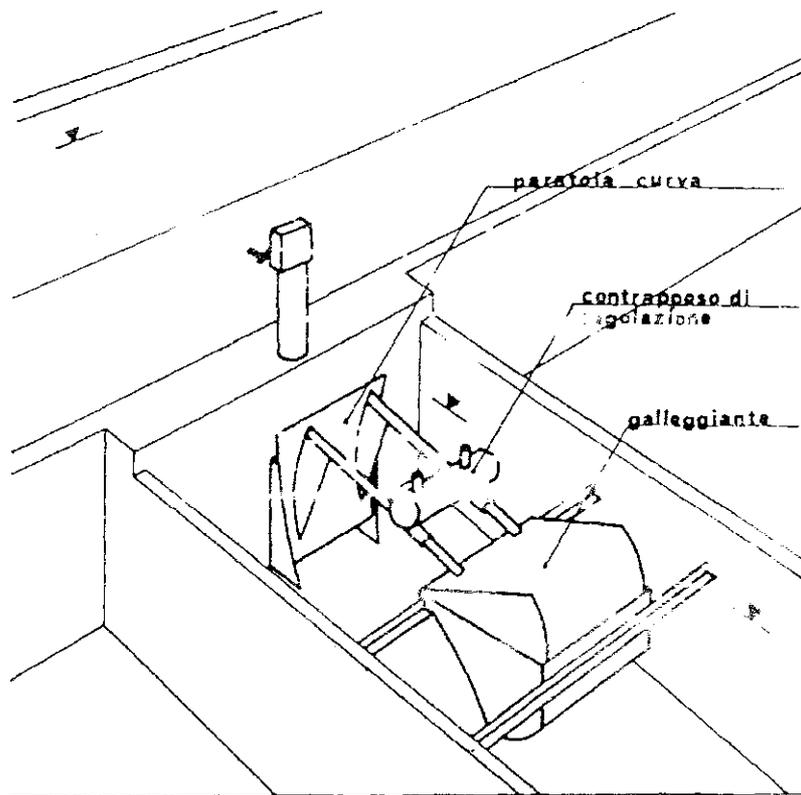


Fig. VI-19 - Paratoia autoregolatrice per livello costante a valle (*Neyrpic*)

quindi l'interruzione del deflusso di un certo numero di corpi d'acqua, comporterà un innalzamento del filo idrico del canale ripartitore a monte di dette prese.

La presenza in detto tronco di una *paratoia per livello costante a valle* permetterà, a seguito della sua chiusura, totale o parziale, conseguente al predetto innalzamento, una interruzione o una diminuzione dell'afflusso da monte, quindi, gradualmente il livello a valle tornerà ad essere costante sui valori assegnati (Fig. VI-19).

Naturalmente la installazione delle paratoie idromeccaniche oltre ad essere costosa per il numero elevato di esse, necessario a creare i numerosi tronchi a filo idrico orizzontale, comporta anche una modifica delle sponde dei canali ripartitori.

3.2.2.g) Consegna del corpo d'acqua.

Quando la misura di ciascun corpo d'acqua avviene a mezzo di misuratori a stramazzo od a risalto disposti subito a valle della vasca di calma connessa alla presa sul ripartitore, la consegna all'utente, di detto corpo d'acqua, avviene da una delle *bocchette* (Fig. VI-20) disposte lungo ciascun *canale dispensatore* (v., per es., Fig. VI-21). Non vi sono particolari problemi se non quello che le operazioni di apertura e chiusura di ciascuna bocchetta devono avvenire manualmente, secondo un predisposto quadro orario.

In seguito all'impiego delle paratoie per livello costante, si sono diffusi dei particolari *modulatori o paratoie a maschera* (v. anche il successivo par. 4.2.1.).

La concezione di queste è molto semplice: se a monte il livello, e quindi il carico, è costante, sarà costante la portata defluente da una luce fissa appositamente proporzionata.

In effetti il manufatto posto a valle della presa sul ripartitore, in corrispondenza della quale il livello dell'acqua è costante, e trasversal-

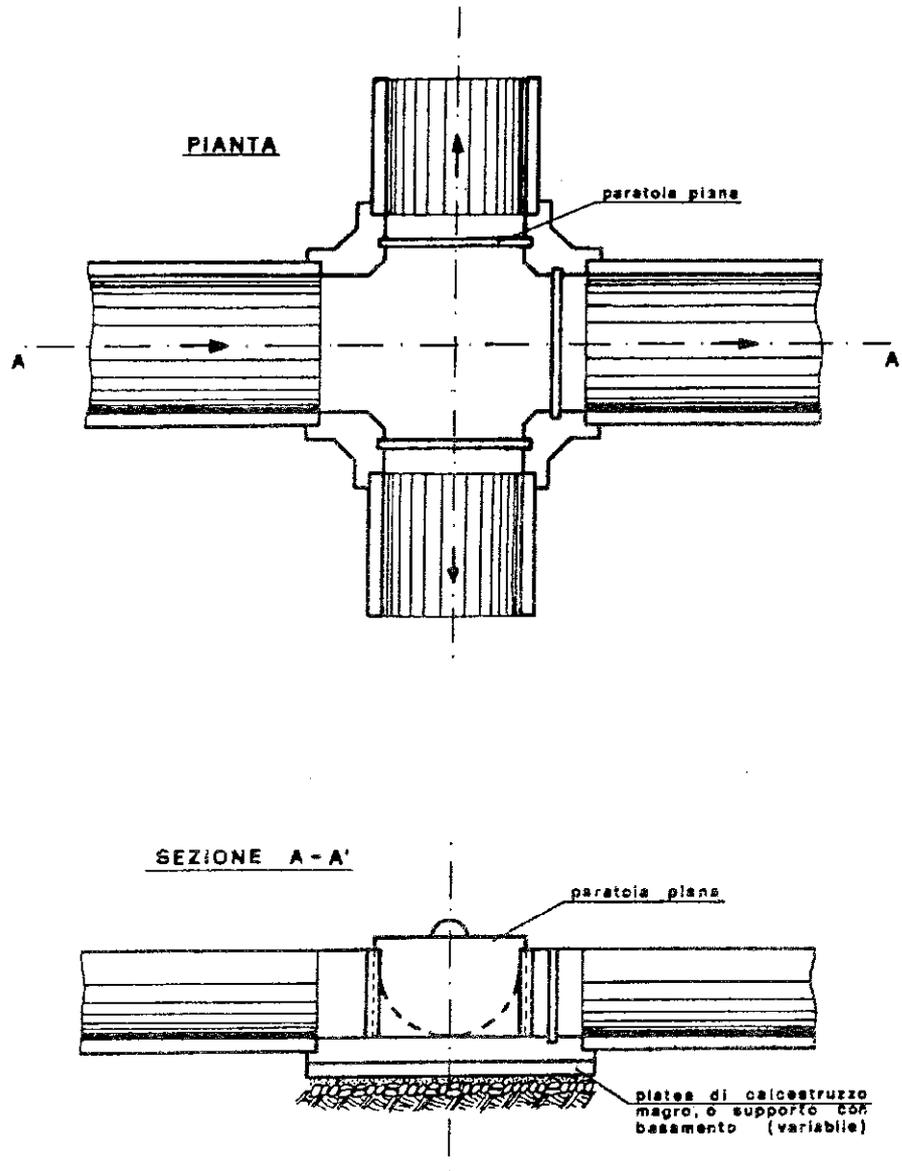


Fig. VI-20 - Tipo di manufatto a doppia bocchetta di presa

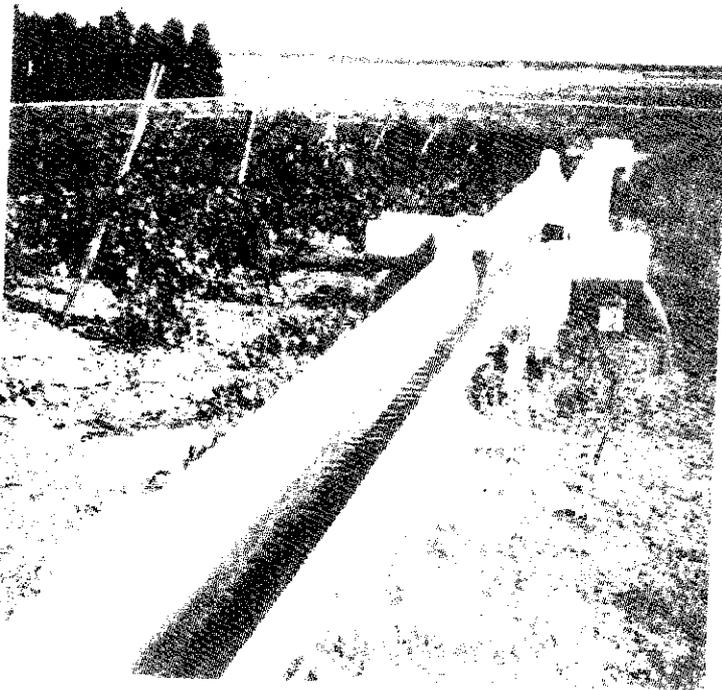


Fig. VI-21 - Canaletta con bocchette

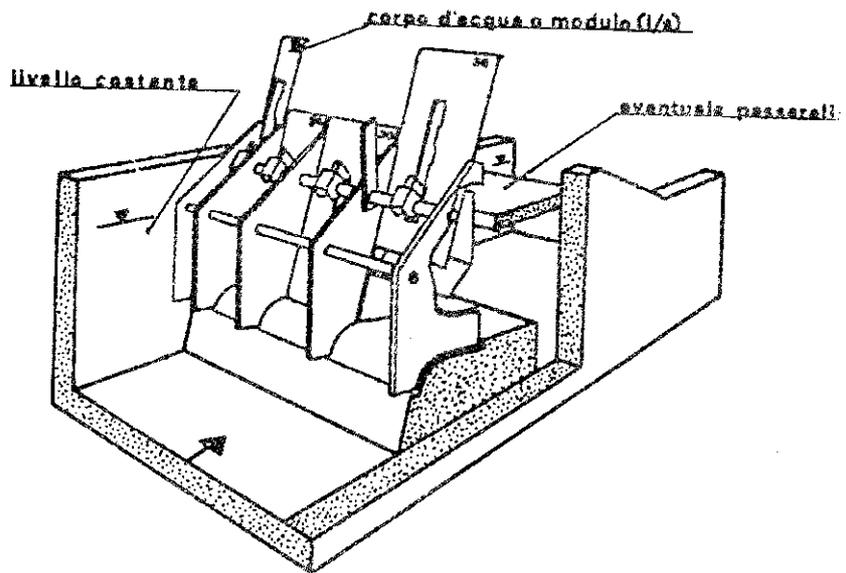


Fig. VI-22 - Paratoia a settore su "modulo a maschera" monoblocco (Neyrho)

mente al canale dispensatore, è munito non di una ma di più paratoie. Queste sono di larghezza diversa per poter permettere il deflusso di corpi d'acqua di misura maggiore o minore a seconda delle necessità dell'utente (Fig. VI-22).

3.3. Reti in pressione

Anche in questo caso il primo elemento di calcolo è la portata Q che ciascun tronco di condotto deve trasportare.

Vale al riguardo la nota relazione (VI-3):

$$Q = \frac{q' \cdot A}{r}$$

Il ragionamento sulla portata necessaria per somministrare un dato volume specifico di adacquamento (m^3/ha) va però parzialmente modificato per tener conto del fatto che la rete in pressione:

- serve direttamente ed ordinariamente per l'adozione del metodo irriguo per *aspersione* ed anche per la irrigazione localizzata a mezzo di erogatori a "microportata";
- permette la consegna o la derivazione dell'acqua non solamente secondo la misura della portata, ma anche in base alla pressione di esercizio al manufatto di consegna o di derivazione.

Ne consegue che non si può più fare riferimento al corpo d'acqua, proprio per la rete a pelo libero, ma ad una entità più piccola chiamata *modulo c*.

La misura del modulo può variare; in genere, per ciascun comprensorio, vengono stabilite delle classi con la misura di quella più piccola pari alla portata necessaria a far funzionare gli irrigatori posti su di un'ala mobile ⁽⁶⁾; la misura degli altri moduli è multipla della minima.

⁽⁶⁾ Al riguardo occorre aggiungere che la pressione degli irrigatori può variare, mediamente, tra 2 e 3 bar (200 ÷ 300 kPa) e che la pressione nell'ala mobile secondo *Christiansen* può ammettere uno scarto + 15% - 5% tra il primo e l'ultimo irrigatore.

Per esempio, si possono avere le seguenti *classi di moduli*: 2,5 - 5,0 - 7,5 - 10,0 - 12,5 - 15 l/s.

Ciascun modulo viene derivato da una *presa* (individuale o collettiva) posta singolarmente, o unita ad altre, su di una *testa d'idrante* (ciascun idrante può avere 1 ÷ 4 prese).

Ne discende che la portata Q , da prendere a base del calcolo del diametro dei tronchi terminali, sui quali sono disposti gli idranti, in base alla (VI-3), sarà uguale al modulo assegnato e la distribuzione non potrà che essere a turno.

$$\text{Cioè: } Q = \frac{q' \cdot A}{r} = c$$

Conseguentemente il numero m dei moduli c funzionanti contemporaneamente sarà (VI-4):

$$m = \frac{q' \cdot A}{r \cdot c} = 1 \quad (\text{VI-9})$$

Se, invece, i moduli sono di misura diversa fra loro, come avanti detto, occorrerà considerare:

- il modulo medio \bar{c} ed
- il numero delle prese k che “probabilmente” potranno essere aperte contemporaneamente.

Pertanto: $Q = \bar{c} \cdot k$ (v. cap. 4)

Noto comunque Q , si dimensionano i condotti terminali in base a prescelte classi di portata.

3.3.1. Tracciati e profili

I tronchi terminali si collegano tra loro ed ai condotti di trasporto seguendo il tracciato più economico.

Al riguardo occorre valutare attentamente la convenienza a seguire i confini di strade, di canali di bonifica, dei limiti di proprietà, onde evitare danni a colture arboree od arbustive già in atto, oppure attraversare le proprietà private per seguire il tracciato più corto e più economico.

In linea generale i tracciati di base sono due:

- *ad anello*,
- *a diramazione, o ramificato, o palmato*.

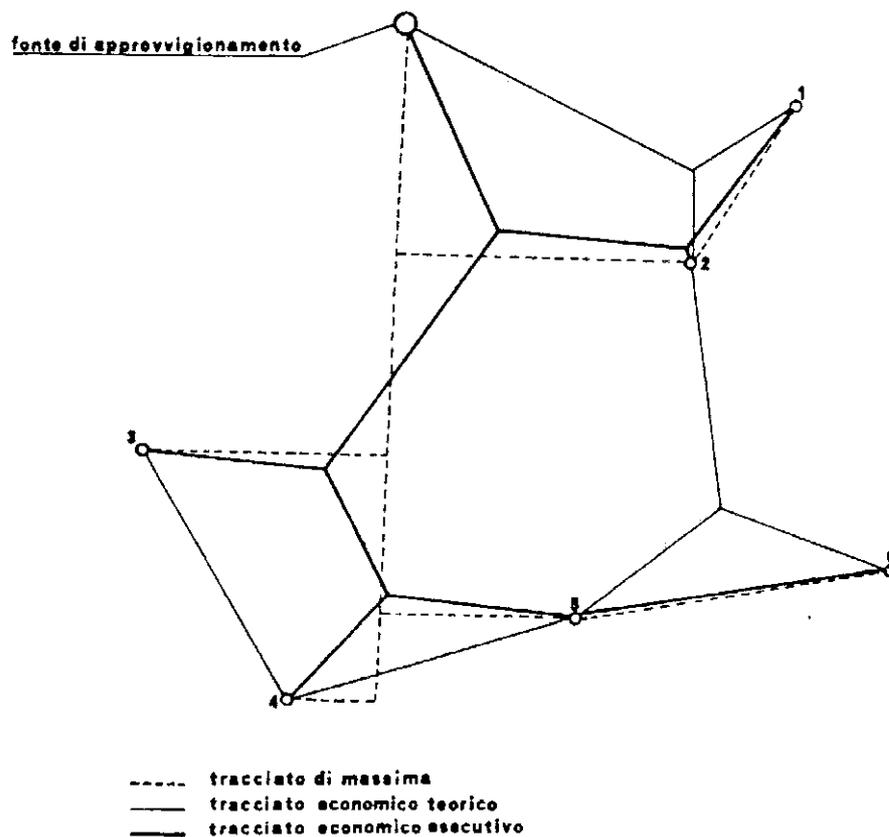


Fig. VI-23 - Schema di tracciato economico tra una fonte di approvvigionamento e sei abranti

Il primo, diffuso negli acquedotti, può trovare valido impiego nelle reti irrigue nel caso in cui il modulo è di unica misura e le prese sono molte, ossia nei casi di proprietà molto frazionate.

Il secondo, invece, è di più largo ordinario impiego e sostanzialmente non offre particolari problemi.

Seguire il tracciato più economico significa, ovviamente, unire tra loro tre o più punti in modo che la distanza sia minima.

È facile dimostrare che la somma delle distanze da un punto qualsiasi P a tre punti A , B , C è minima se i tre angoli al vertice comune P individuati dalle semirette PA , PB , PC , sono uguali a 120° (v. schema riportato nella Fig. VI-23 e due esempi di tracciati reali riportati nelle Figg. VI-24 e VI-25).

Tale assunto è ammissibile nelle reti irrigue se il diametro è uguale per tutti i diversi tronchi da collegare.

Diversamente occorre minimizzare non solo la lunghezza della rete ma la combinazione tra le singole lunghezze L ed i singoli diametri D .

Due metodi, così detti esatti, sono stati messi a punto da *Labye*: il metodo del programma lineare ed il metodo discontinuo.

Quest'ultimo presuppone la preventiva conoscenza:

- del tracciato della rete (palmato) e delle quote degli idranti,
- la lunghezza di ciascun tronco e le rispettive portate,
- il carico minimo alle prese.

Viene inoltre stabilito il limite ammissibile delle velocità: minima e massima.

Per lo sviluppo dei calcoli si rimanda al testo dell'Autore, non essendo la lunga elaborazione riassumibile con sufficiente chiarezza.

Per quanto riguarda il profilo longitudinale (Fig. VI-26), non sussiste la necessità di particolari raccomandazioni ove si tiene conto che:

- la rete dev'essere interrata a profondità tale (in genere $0,70 \div 1,10$ m) da non intralciare le normali lavorazioni dei terreni né da subire danni in conseguenza di carichi concentrati,



Fig. VI-24 - Tracciato esecutivo di una rete di distribuzione "aperta"



Fig. VI-25 - Tracciato esecutivo di una rete di distribuzione ad "anello"

- i condotti, soprattutto quelli in cemento-amianto, debbono poggiare su di un letto di posa di sabbia dello spessore di circa 10 cm,
- occorre dare ai condotti un profilo "a sega" e collocare opportuni sfiati d'aria sui punti di vertice,
- nei punti più bassi è necessario porre in opera scarichi di fondo, possibilmente in vicinanza di canali di bonifica o di fossi.

Per il calcolo della sezione trasversale si rimanda alla parte I, cap. 2.3.

Per concludere l'argomento profili, sembra utile ricordare che i condotti, indipendentemente dal materiale che li costituisce (acciaio, cemento-amianto, *PVC*, calcestruzzo armato ecc.), sono in barre o elementi da collegare tra di loro a mezzo di saldatura per l'acciaio e a mezzo di giunti (Fig. VI-27) per il cemento-amianto e per il calcestruzzo armato.

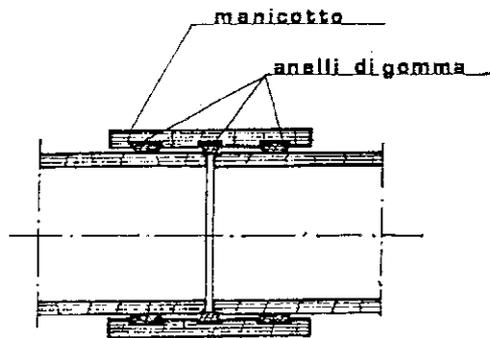
Gli elementi in *PVC* possono essere uniti con speciali mastici forniti dalle stesse ditte fabbricanti. I tubi in *polietilene a b.d.* sono a rotoli di lunghezza variabile ed hanno bisogno anch'essi di particolari pezzi speciali di giunzione.

In relazione all'ambiente in cui i tubi vengono messi in opera è da considerare la possibilità e l'entità della *corrosione* di essi, particolarmente di quelli metallici. Infatti, a parte le *incrostazioni* che, nel tempo, possono ricoprire la *parete interna* (per es.: deposito di carbonato di calcio) di tutti i tubi, quelli *metallici* sono soggetti a *corrosione* della *parete esterna* in dipendenza delle caratteristiche dell'ambiente in cui sono ubicati (in pratica dall'umidità del terreno).

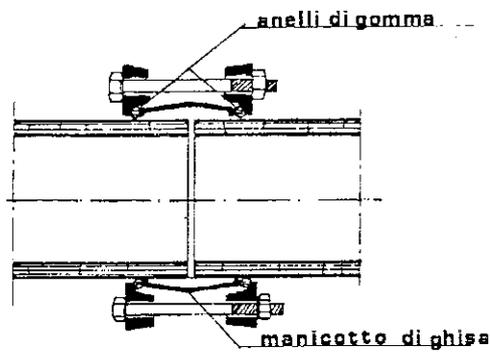
I processi di corrosione sono generalmente di natura elettrochimica e sono dovuti al passaggio di ioni del metallo nel liquido del mezzo di contatto (fase liquida del terreno) da campi elettrici provocati dalle cosiddette "*correnti vaganti*" disperse nel suolo da sistemi di utilizzazioni elettriche in corrente continua (particolarmente ferrovie a trazioni elettrica).

La protezione dei tubi metallici dalla corrosione può avvenire a mezzo di:

a) *protezione passiva*, ossia isolando il tubo metallico, dal mezzo elettroli-



a) a manicotto



b) Gibault

Fig. VI-27 - Giunti per tubi in cemento-amianto

tico esterno, con appositi rivestimenti impermeabili, con o senza feltro di amianto o di carta "craft", a base di prodotti *bituminosi* (catrame e bitume) o, compatibilmente con il costo e la loro resistenza, e con il loro grado di affidabilità (che sembra buono), di *resine artificiali* termoplastiche (*polietilene* e *PVC*) e termoindurenti (epossidiche);

b) *protezione attiva o catodica*, spesso, nelle vicinanze di dette linee ferroviarie, integrativa della prima, essa consiste essenzialmente, in un impianto elettrico particolare capace di abbassare artificialmente il potenziale del metallo, rispetto a quello dell'elettrolito a contatto (v. per es.: *Arredi*, 1972, vol. 2).

3.3.3. *Manufatti ed apparecchiature*

3.3.3.a) Messa in pressione.

La pressione necessaria per il funzionamento della rete (qui si fa riferimento all'adozione del metodo irriguo per asperzione), ossia mediamente $200 \div 300$ kPa, può essere fornita dal *carico naturale* o da un *impianto di sollevamento o di spinta* (v. schema della Fig. VI-28).

Il primo caso si realizza quando la rete in pressione inizia da un serbatoio o invaso posto a quota tale da offrire un dislivello, rispetto alla presa più alta del comprensorio, pari alla perdita di carico totale ($JL + \Sigma\Delta H$) più il carico H per la pressione di esercizio.

Il secondo caso, abbastanza ricorrente, si basa sul principio che l'intera portata dal canale adduttore, attraverso una centrale di sollevamento venga immessa:

- direttamente nella rete dei condotti di distribuzione,
- in serbatoi di carico o di compenso della pressione dai quali l'acqua viene immessa nella rete di distribuzione.

In ogni modo la potenza assorbita dell'impianto sarà data da:

$$\text{kW} = \frac{\gamma Q}{102 \eta} (H + JL + \Sigma\Delta H)$$

(si ricorda che $\gamma = \rho g$ = peso specifico dell'acqua, $Q = l/s$, η = rendimento del gruppo, H = prevalenza totale in m, $JL + \Sigma\Delta H$ = perdite di carico lineari e localizzate in m, 102 sono i $m.kg.s^{-1}$ di 1 kW, mentre di 1 CV sono 75).

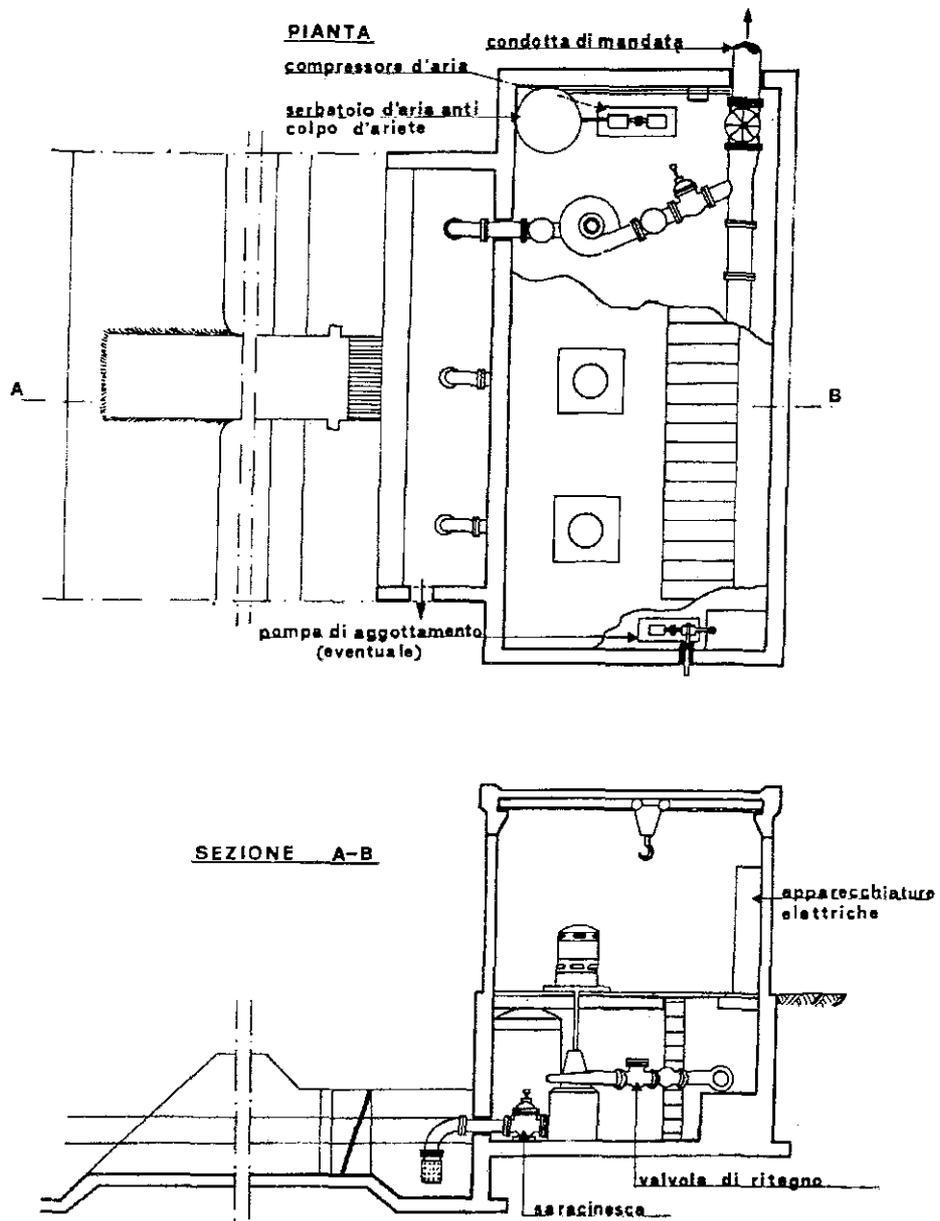


Fig. VI-28 - Schema di impianto di sollevamento

Talvolta, laddove ne sussista la convenienza (soprattutto per i grandi comprensori irrigui), in luogo di un solo sollevamento, si progettano più impianti lungo i canali ripartitori.

Senza entrare in dettagli, si ritiene utile rimarcare che la serie dei gruppi di sollevamento (ormai salvo qualche eccezione si tratta di elettropompe) viene scelta in modo da poter sollevare portate multiple di una assegnata come portata di base.

Anche per queste centrali di sollevamento, come per gli emungimenti dai pozzi, le elettropompe possono essere ad asse orizzontale o ad asse verticale, non sono necessarie le sommerse.

3.3.3.b) Intercezione e regolazione:

- *saracinesca*: otturatore che dall'esterno può occupare parzialmente o totalmente la sezione del condotto (Fig. VI-29).
- *valvola a farfalla*: è disposta parallelamente alla linea di flusso; facendola ruotare intorno al proprio asse (verticale) ottura gradualmente la sezione del condotto (Fig. VI-30), similmente a quella a *sfera*.

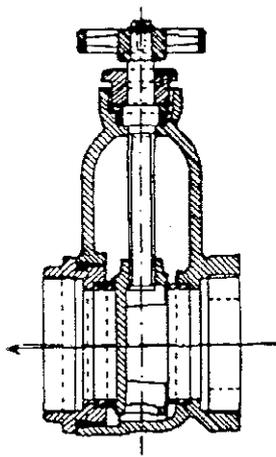


Fig. VI-29 - Saracinesca

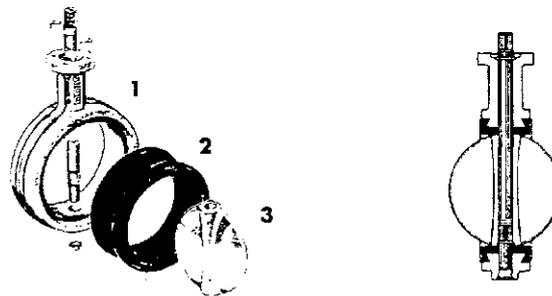


Fig. VI-30 - Valvola a farfalla: 1 = corpo con asse monoblocco; 2 = guarnizione; 3 = farfalla.

3.3.3.c) Sicurezza:

- *sfiati*: (*liberi e meccanici*) disposti nei punti di culmine del profilo, servono per la fuoriuscita dell'aria accumulatasi, appunto, nei tratti più alti della condotta. Possono essere liberi (per carichi piezometrici molto piccoli) o a pressione (Fig. VI-31),

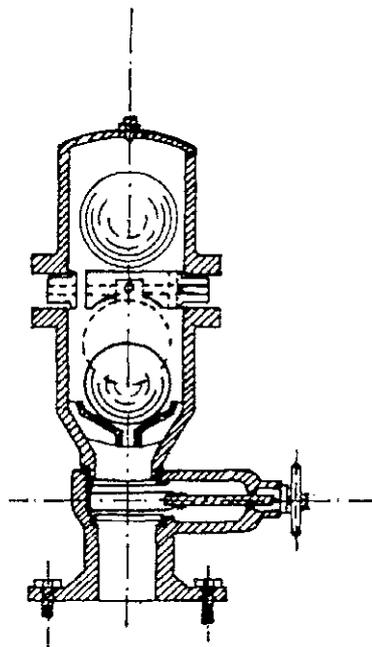


Fig. VI-31 - Sfiato automatico

- *scarichi*: vengono disposti nei punti più bassi del profilo per consentire lo svuotamento di tronchi di condotti, soprattutto nei casi di necessarie riparazioni (Fig. VI-32).

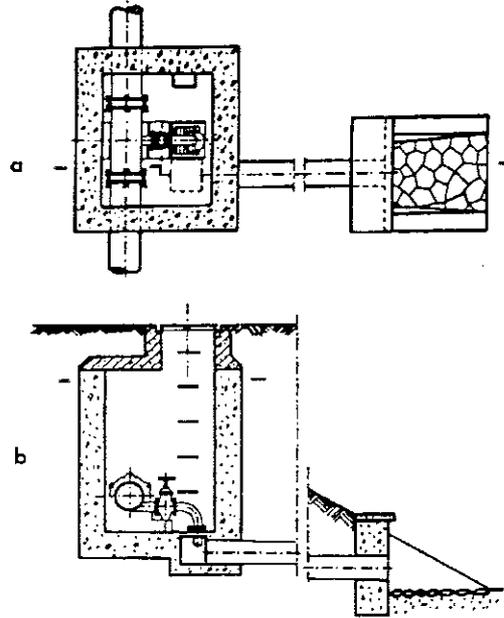


Fig. VI-32 - Scarico di fondo: a = pianta, b = sezione

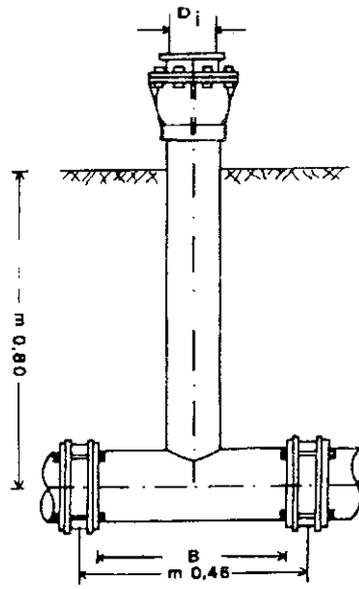


Fig. VI-33 - Idrante

3.3.3.d) Derivazione:

- *idranti*: sono pezzi speciali a T rovescio, in acciaio, montati sulla condotta e terminanti al piano campagna (Fig. VI-33 e VI-34);



Fig. VI-34 - Idrante con presa e saracinesche in un impianto collettivo

- alla loro sommità viene montata la *testa d'idrante* alla quale si collega poi la *curva di idrante* (Fig. VI-35) o il *gruppo di consegna*, con una o più prese (Figg. VI-36 e VI-37),
- *valvole temporizzatrici*, per derivazione automatica, o cambio di derivazione (Fig. VI-38).

3.3.3.e) Misura e regolazione:

- *della portata*: sono strumenti che applicano il sistema *Venturi*:

$$Q = K \sqrt{\Delta h}$$
 (v. parte I, par. 3.2.a);

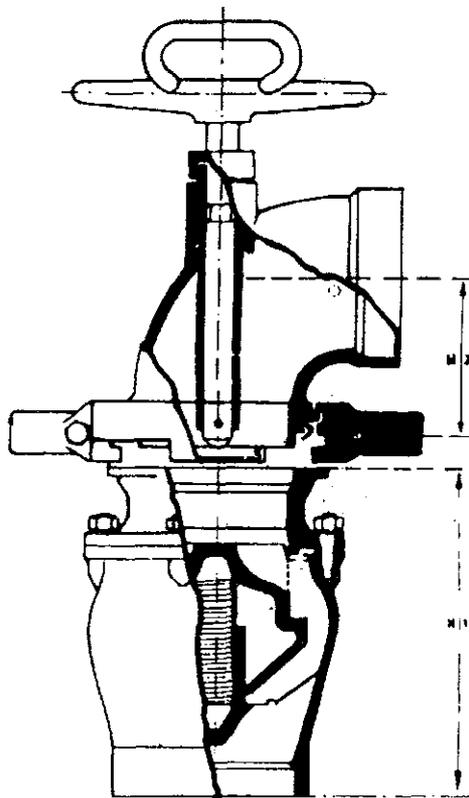


Fig. VI-35 - Testa e curva d'idrante

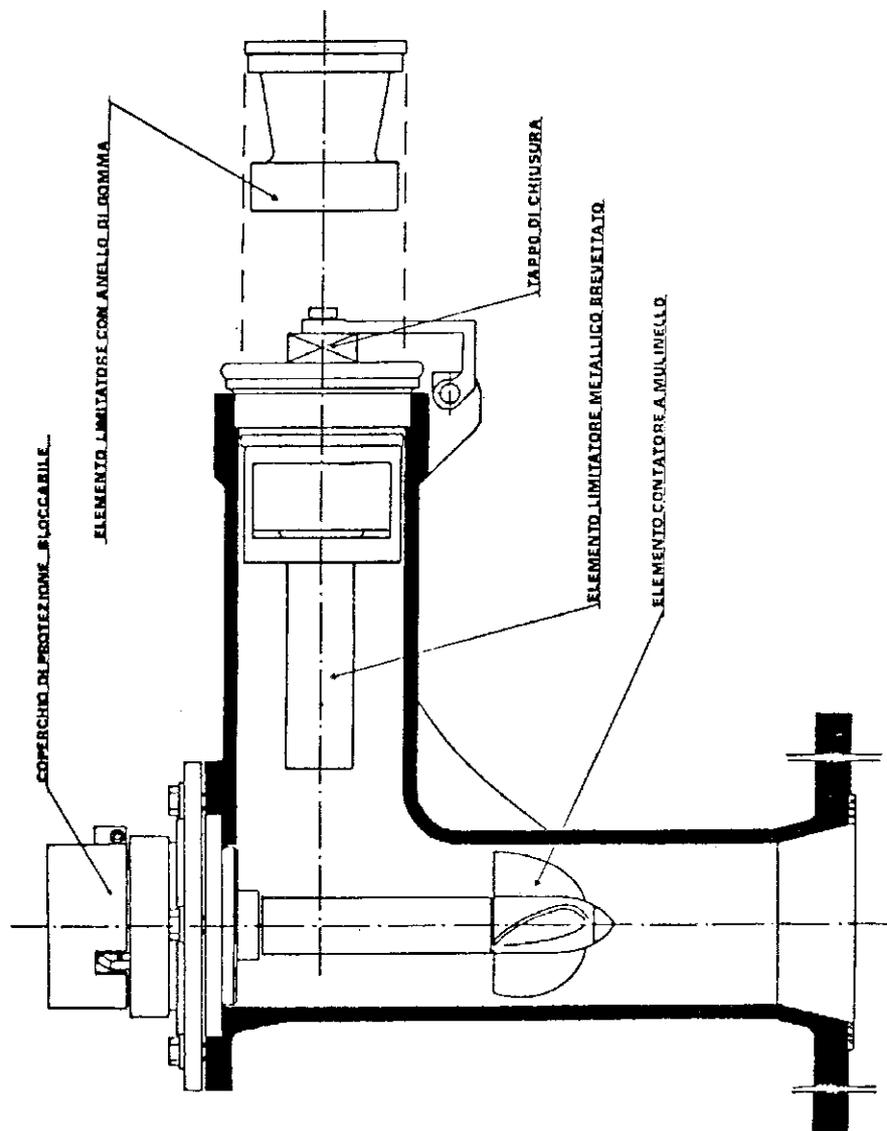


Fig. VI-36 - Gruppo di consegna ad una presa (Borsa) - con limitatore di portata e contatore volumetrico

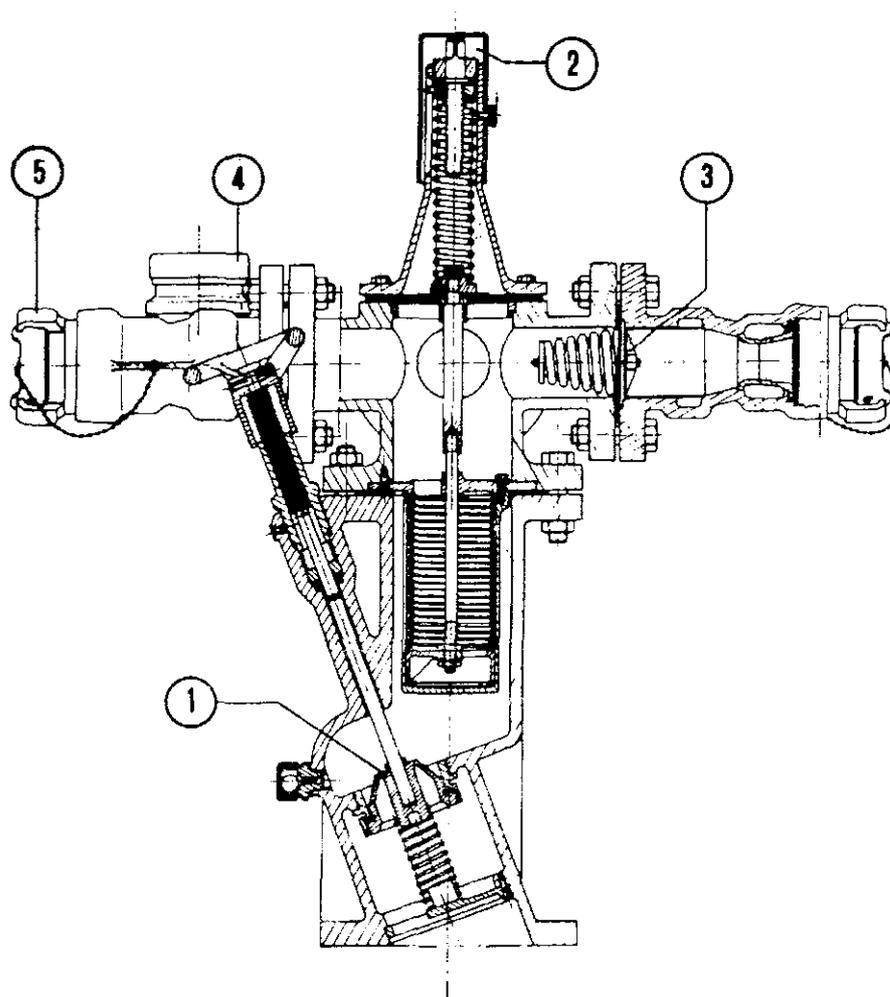


Fig. VI-37 - Gruppo di consegna a più prese (Aster)
 (1) saracinesca; (2) regolatore di pressione; (3) limitatore di portata; (4) contatore; (5) cerchio bloccabile.

gli organi di strozzamento possono essere:

- diaframmi calibrati,
- tubi Venturi corti,
- tubi Venturi lunghi;

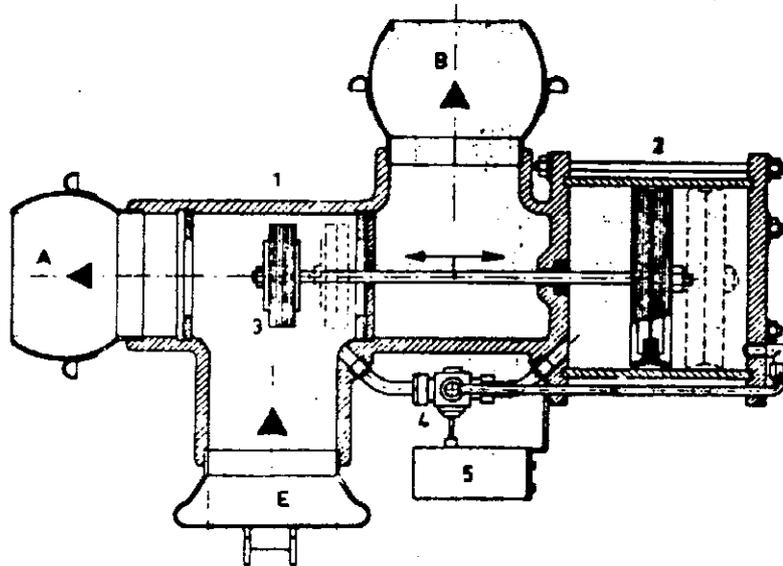


Fig. VI-38 - Valvola bidirezionale ad azionamento idraulico temporizzato (Basco)
 1 = corpo con 1 entrata (E) e 2 uscite (A e B), corredato di attacchi rapidi; 2 = cilindro idraulico; 3 = otturatore; 4 = rubinetto commutatore a quattro vie; 5 = orologio per comando a tempo del rubinetto di commutazione.

- *del volume*: si tratta dei contatori volumetrici: a mulinello (*Wolffmann*) e proporzionale o in derivazione;
- *della pressione*: manometri a molla *Bourdon*;
- *di regolazione della portata*: limitatori:
 - a molla e otturatore (v. Fig. VI-37),
 - ad anelli di gomma (v. Fig. VI-36).

3.3.3.f) Automazione e centralizzazione:

- funzionamento automatico in base al livello dell'acqua in un serbatoio,
- funzionamento automatico in base alla portata istantanea richiesta dagli utenti.

4. SISTEMI DI DISTRIBUZIONE NEGLI IMPIANTI COLLETTIVI

4.1. Cenni introduttivi

Un impianto irriguo, nel suo complesso, può essere ad uso di una sola o di più imprese agricole.

Nel primo caso, l'agricoltore, non essendo soggetto a vincoli organizzativi imposti da terzi (l'approvvigionamento, però, è sovente sottoposto a particolari discipline, per esempio: l'emungimento da pozzi, la derivazione da corso d'acqua, ecc., in quanto si tratta di acque pubbliche), può effettuare l'irrigazione secondo le proprie esigenze; può attuare, cioè l'*irrigazione autonoma*.

Nel secondo caso, invece, gli agricoltori serviti da un medesimo impianto sono necessariamente sottoposti a particolari vincoli organizzativi (nella portata disponibile, nell'orario di derivazione e spesso nel turno); rientrano, dunque, nella disciplina di *esercizio* e di *gestione* della *irrigazione collettiva*.

I problemi più comuni che si debbono risolvere per un razionale esercizio di un impianto ad uso collettivo, di un dato sistema di distribuzione, sono:

- a) - preventiva conoscenza dell'andamento delle *dotazioni* giornaliere (in l/s o m³/s) occorrenti per soddisfare le esigenze idriche degli ordinamenti colturali del comprensorio;
- b) - definizione ed approntamento delle *modalità organizzative ed operative* affinché tali dotazioni vengano trasformate, per ogni singolo utente, in volumi di consegna;
- c) - mantenimento di un'alta *funzionalità idraulica delle opere*;
- d) - mantenimento di una elevata *efficienza del sistema trasporto e consegna dell'acqua*;

e) - contenimento entro limiti sopportabili delle *spese di esercizio e di manutenzione*.

Il fabbisogno idrico di una determinata coltura, in uno specifico ambiente, quasi sempre è sufficientemente ben conosciuto dai tecnici nel momento stesso in cui si dimensiona l'impianto, così come sono già concretamente stabilite le principali variabili irrigue da adottare in relazione alle caratteristiche pedologiche e morfologiche del terreno. È sufficiente quindi tener in dovuto conto le perdite, che normalmente si verificano nel sistema trasporto e consegna, per trasformare i fabbisogni delle colture in dotazione aziendale.

Pertanto, le difficoltà di esercizio iniziano, generalmente, quando con la variazione delle colture irrigue attuate, nella qualità e nella quantità, rispetto a quelle previste in sede di dimensionamento dell'impianto, i fabbisogni tendono ad essere maggiori della stessa *dotazione di "punta"* stabilita per il comprensorio.

Occorre quindi che, in sede di progettazione dei complessi irrigui, si tenga ben presente la opportunità di *adattare, al massimo consentito, l'impianto alle più larghe possibilità che l'ambiente può offrire ad una agricoltura irrigua intensiva, a sua volta soggetta a continui adattamenti conseguenti alle mutevoli esigenze del mercato.*

In altre parole, è l'impianto - costruito per durare molti anni - che deve poter far fronte alle possibili evoluzioni di un'agricoltura, costretta a continui adattamenti per cercare di conseguire i migliori fini economici e sociali che l'irrigazione può offrire, e non il contrario.

La conservazione della funzionalità idraulica delle opere è affidata prevalentemente alla tempestiva ed adeguata manutenzione, la cui spesa è, peraltro, spesso in contrasto con un'altra necessità: quella di mantenere economico l'esercizio. Del resto, per essere l'impianto a contatto con tutti gli agenti esterni, a nessuno sfugge l'importanza che ha, anche agli effetti della manutenzione, il senso di autodisciplina e di controllo da

parte degli stessi utenti. Tuttavia, i grossi mezzi meccanici adoperati per le sistemazioni, per le arature e per le operazioni aziendali in genere, costituiscono pur sempre una fonte non trascurabile di inconvenienti alla rete. Anche la struttura del terreno, con i suoi possibili assestamenti o cedimenti, è in taluni casi ragione di forte preoccupazione. Occorre quindi poter disporre di apposite squadre meccanizzate di "pronto intervento" costituite da elementi altamente qualificati e muniti di idonei attrezzi.

Vi è poi il problema della pulizia della rete dei canali del materiale solido trasportato e depositato dalle acque o trasportato dal vento. Inoltre, esiste il problema del diserbo, di particolare importanza negli ambienti ad elevata luminosità e temperatura. Sempre nel caso di trasporto dell'acqua a mezzo di canali solitamente interrotti da sifoni (per esempio per gli attraversamenti stradali) o da particolari manufatti, si affaccia il difficile compito della eliminazione da questi dei corpi che vi possono penetrare anche quando sono state applicate apposite griglie di protezione.

Vi sono, infine, da considerare taluni fattori particolari proprio di ciascun sistema di trasporto (canali non rivestiti, canali rivestiti e condotte), che determinano l'efficienza totale della irrigazione.

Per quanto riguarda le *spese annue di gestione*, queste vengono generalmente suddivise in *fisse e variabili*. Si considerano fisse quelle che occorre comunque sostenere per conservare la funzionalità dell'impianto; esse non sono perciò direttamente proporzionali all'entità della superficie annualmente irrigata. Rientrano in questa categoria le spese per il personale a servizio continuativo quelle per le quote di perpetuità e di assicurazione dell'impianto e quelle per la manutenzione (lavori e materiale, pezzi di ricambio, carburanti e lubrificanti per prove, eventuali quote fisse per fornitura elettrica, pulizia impianto ecc.).

Le spese variabili seguono invece direttamente le variazioni della superficie effettivamente irrigata ogni anno. Esse riguardano l'eventuale personale stagionale aggiunto a quello fisso per la distribuzione dell'acqua, o, nel caso di impianto con sollevamento, il consumo di energia

elettrica, o di altri carburanti e di lubrificanti. Fanno parte di questa categoria di spese anche quelle occorrenti per le riparazioni straordinarie.

Nei riguardi della misura delle spese di gestione è da rilevare che essa, ovviamente, varia da impianto ad impianto in relazione non solo al sistema di esercizio, ma anche, nell'ambito dello stesso sistema, in dipendenza di particolari fattori la cui comparizione è spesso poco significativa

4.2. Sistemi di esercizio

Il funzionamento di un impianto irriguo collettivo nei riguardi essenziali delle modalità di trasporto o di consegna dell'acqua, dalla fonte di approvvigionamento ai singoli utenti, comporta l'applicazione di determinate norme che definiscono il sistema di esercizio di quell'impianto.

Si può dire che, solitamente, il sistema di esercizio è determinato dalla reciproca influenza dei seguenti principali fattori e dalla eventuale preminenza di uno di essi sugli altri:

- a) — disponibilità di acqua, rispetto alla superficie suscettibile di conveniente trasformazione irrigua;
- b) — costo globale dell'impianto;
- c) — importanza attribuita al grado di accuratezza con il quale si intende servire gli utenti.

I sistemi di esercizio possono differenziarsi tra di loro in relazione alle seguenti scelte fondamentali adottate in sede di progettazione dell'impianto:

- 1 — *modalità di trasporto* dell'acqua alle aziende:
 - 1.a — con rete a pelo libero;
 - 1.b — con rete in pressione;
- 2 — *corpo d'acqua o modulo derivabile* da ciascuna azienda:
 - 2.a — continuo;

- 2.b — intermittente;
- 2.c — ciclico;
- 3 — *orario di derivazione*:
 - 3.a — prefissato dall'Ente gestore;
 - 3.b — a libera scelta dell'utente;
- 4 — *modalità operativa* per la distribuzione del corpo d'acqua o modulo:
 - 4.a — operazioni di consegna effettuate a mezzo di personale dell'Ente gestore;
 - 4.b — operazioni di prelievo dalla rete effettuate direttamente da ciascun utente;
- 5 — *modalità organizzative* con cui l'Ente gestore, nell'ambito di ciascuna stagione irrigua, provvede ad assicurare la regolare distribuzione dell'acqua agli utenti.

Tali scelte, ovviamente, non possono considerare il sistema di distribuzione che arrivi a consentire agli utenti prelevamenti di acqua assolutamente liberi nel tempo o nella quantità. I relativi impianti, comporterebbero surdimensionamenti tali da essere generalmente inammissibili nel campo dell'uso agricolo delle acque. In questo, infatti, è molto difficile che trovino, almeno allo stato attuale, valide giustificazioni e quindi concrete possibilità di realizzazione. Trascurando, peraltro, le antiche derivazioni a *presa libera*, legate a particolari concessioni ormai regolate dai nuovi riordini delle utenze, si può quindi rilevare come i più comuni *sistemi di distribuzione* irrigua delle acque si basano sui seguenti due principi fondamentali:

- A) — *consegne programmate*, dall'Ente gestore, sulla base di definiti parametri di base (turno e corpo d'acqua di consegna o modulo) fissate in sede di progettazione dell'impianto con il presupposto fondamentale di "offrire" il corpo d'acqua secondo una successione, più o meno ciclica, tra gli utenti di una data unità territoriale;

B) — *derivazioni libere*, da parte degli utenti, di portate controllate, la cui misura è fissata anch'essa in sede di progettazione dell'impianto ma sulla base di calcoli probabilistici sul presunto numero di derivazioni che possono aver luogo contemporaneamente da un dato tronco di rete.

Il primo sistema, detto anche *distribuzione turnata* si può attuare con rete di dispensa, indifferentemente, a pelo libero od in pressione; il secondo, detto *distribuzione "a domanda"*, trova la sua più logica applicazione con rete in pressione e con moduli aventi una misura tale da consentire, usualmente, l'irrigazione per aspersione e quella a "microportata di erogazione".

Il campo di applicazione di tali sistemi non è, però, strettamente rigido, anzi, soprattutto quello programmato, attraverso continui adattamenti, tende ad adeguare, sempre più, per così dire, l' "offerta" alla "domanda". Pertanto in via preliminare è da tenere presente che il predetto campo può essere rappresentato: da un lato, dalle *consegne cicliche fisse*, sia nell'ampiezza del ciclo (turno) che nella portata (corpo d'acqua) e dell'altro dalle *derivazioni libere* nel tempo ma pur sempre controllate nella portata (modulo).

4.2.1. *Consegne programmate*

Quando le disponibilità idriche non sono abbondanti, rispetto al territorio da irrigare, si ricorre (ora forse molto meno che nel passato anche recente) ad un tipo di impianto attraverso il quale, da un'opera di derivazione e di adduzione, si immette l'acqua nel comprensorio e, quindi, a mezzo di una rete di *canali dispensatori*, (chiamati anche canali secondari o terziari) è possibile consegnare l'acqua agli utenti.

La portata che si immette nel comprensorio è pari alla somma dei corpi d'acqua necessari perchè, nell'ambito di un prescelto intervallo di

tempo (generalmente pari al turno medio di consegna), tutta la superficie irrigua, e quindi tutti gli utenti, di ciascuna unità territoriale, possa ricevere la dotazione assegnata.

Il corpo d'acqua (o i corpi d'acqua) viene derivato dal canale ripartitore secondario (od in mancanza, direttamente dal ripartitore principale) a mezzo di apposita opera di presa la quale è connessa, subito a valle, con un misuratore o modulatore (a risalto od a stramazzo) necessario al controllo della portata. Talvolta la misura del corpo d'acqua è fatta a mezzo di moduli a maschera e la sua costanza nel tempo è assicurata da manufatti che permettono di mantenere a monte il livello dell'acqua ad un'altezza costante.

La consegna del corpo d'acqua all'utente avviene solitamente a mezzo di bocchetta (Fig. VI-20) o di prese di consegna da idrante (Figg. VI-33 e VI-34). La consegna di detto corpo d'acqua, intero o frazionato, può avvenire anche attraverso "sifoncini" (di metallo o di plastica) disposti sui canali dispensatori. Si fa anche ricorso a piccole pompe quando la superficie dell'acqua è a quota tale da non dominare i terreni che si vogliono irrigare.

È evidente che quando l'utente, per un motivo qualsiasi, non accetta la consegna del corpo d'acqua, questo, ove possibile, passa all'utente che in ordine di orario viene immediatamente dopo il rinunciataro, ovvero il corpo d'acqua è destinato, attraverso opportuni manufatti, alla rete di scolo. La consegna avviene secondo una *rotazione ciclica fissa e con un corpo d'acqua anch'esso solitamente fissato in misura eguale per tutto il comprensorio*. Si tratta di impianti relativamente semplici che richiedono tuttavia la condizione ottimale di servire comprensori con caratteristiche pedologiche e climatiche omogenee e con limitato numero di specie di colture da irrigare o di colture che, comunque, abbiano uguali fabbisogni idrici unitari da soddisfare. Vale a dire che l'esercizio di un tale impianto trova il miglior campo di applicazione in territori ove si tratti di irrigare, per es., il solo prato di erba medica, il solo cotone, ecc.

Tale sistema di esercizio, abbastanza semplice, comporta, come già accennato, la regolazione del regime idrico della rete "da monte". Esso offre tuttavia la possibilità di introdurre taluni, più o meno laboriosi, adattamenti rispetto allo schema rigido avanti indicato.

Come più volte detto, il proporzionamento della rete di un impianto irriguo collettivo, per la distribuzione turnata, si basa sulla conoscenza della portata Q che deve circolare in essa durante il periodo di punta. Perciò, a parte i fattori: pendenza, scabrezza e dimensioni del condotto (a pelo libero, od in pressione), la variabile principale è, appunto, detta portata Q .

Gli elementi fondamentali che caratterizzano il sistema turnato sono:

- il turno, (T) in giorni, ossia l'intervallo di tempo tra una consegna e l'altra;
- la durata giornaliera delle consegne o delle derivazioni in ore (t');
- il corpo d'acqua di consegna (c_a) in l/s;
- la dotazione specifica continua di punta (q') in l/s.ha;
- l'orario di consegna (O) in ora e centesimi di ora;
- il numero dei corpi d'acqua di un distretto (o comizio) consegnati contemporaneamente (k).

La portata, com'è già visto, è data dal prodotto tra la dotazione specifica di punta q' ($= q_{\max}$ per la superficie (A) che con essa si intende servire, diviso per il grado di utilizzazione della rete r ;

cioè:
$$Q = \frac{q' \cdot A}{r} \quad (\text{VI-3})$$

Il grado di utilizzazione giornaliera r è dato da $\frac{t'}{24}$

La superficie irrigabile (Ad) del "distretto" (o "comizio"), che agli effetti dell'esercizio rappresenta l'unità territoriale di base del comprensorio, è data da:

$$Ad = \frac{c_a}{q'/r} = \frac{c_a \cdot r}{q'} \quad (\text{VI-4})$$

Consegne con comando idraulico “*da valle*”.

Un ulteriore miglioramento del sistema di consegna turnato è ottenibile disponendo sui canali ripartitori principali o secondari delle apposite *paratoie auto-regolatrici* o *idromeccaniche* con la funzione di mantenere costante il livello dell'acqua a monte od a valle di esse (Figg. VI-18 e VI-19).

La costanza dell'altezza d'acqua nel canale, ossia del “carico”, assicura così un esercizio più regolare basato, appunto, sulla possibilità automatica di derivare il corpo d'acqua nella misura fissata. Inoltre, con le paratoie a livello costante “a valle” è possibile realizzare un vero e proprio *comando idraulico “da valle”*, regolato in base alle esigenze dei singoli distretti e non in base ad una predeterminata portata costante immessa all'origine del canale ripartitore principale.

La consegna agli utenti ha luogo attraverso *modulatori* o *paratoie a maschera* (Fig. VI-22), posti all'imbocco del canale derivatore, ossia immediatamente a valle o a monte delle paratoie autoregolatrici in corrispondenza del tronco di canale principale con acqua a livello costante.

Con questo sistema è certamente più facile soddisfare l'esigenza di turni variabili, nell'ambito, naturalmente, della portata massima dei canali e di una certa autodisciplina degli utenti.

4.2.2. Distribuzione “a domanda”

Il sistema di distribuzione irrigua collettiva, detto “a domanda”, consente, come già detto, *derivazioni libere di portate contenute entro dotazioni prefissate*.

Esso si basa essenzialmente sul principio di mettere a disposizione di ciascun utente, attraverso una *rete in pressione*, una portata continua o “modulo”, la cui misura minima è data dalla esigenza di una normale postazione-tipo (ala piovana) per l'irrigazione per aspersione e quella

massima dalla esigenza della superficie che si intende servire con una presa.

Si tratta cioè di consentire ad ogni utente di derivare l'acqua senza vincoli di turni ma con portata contenuta entro i limiti fissati in sede di dimensionamento dell'impianto (generalmente di $15 \div 20$ l/s). Di conseguenza, anche con questo sistema l'utente è soggetto a vincoli di portata, a meno che la superficie che egli intende irrigare sia inferiore a quella assegnata a ciascun modulo. Solo in questo caso, infatti, si ha una effettiva irrigazione libera, rispetto al tempo ed alla portata, anche se il volume di irrigazione stagionale, comunque, deve essere contenuto entro limiti prefissati.

Un impianto che consenta un siffatto sistema di esercizio si differenzia sostanzialmente dagli altri per avere una rete di condotte in pressione i cui valori limiti delle prestazioni idrauliche, e quindi del relativo proporzionamento, sono determinati con *criterio probabilistico*, già da tempo adottato per gli impianti di distribuzione degli acquedotti civili.

Le formule usualmente adottate (*Marchetti e Clement*) presuppongono che, nell'ambito della rete considerata, *la casualità delle derivazioni* sia omogenea nel tempo, ossia che la volontà degli utenti, sia pure determinata da particolari esigenze imprevedibili, non modifichi tale casualità.

È da tener presente, tuttavia, che i fenomeni naturali ai quali le colture sono esposte, e le esigenze della stessa agricoltura, la quale richiede interventi sempre più tempestivi, costituiscono seri ostacoli reali alla *teoria della casualità*, soprattutto qualora questa venga applicata con gli stessi principi con i quali viene usualmente dimensionato un impianto di acquedotto interno, per esempio di un albergo.

In termini comparativi, sembra chiaro, quindi, che l'impianto costruito per la distribuzione "a domanda", deve consentire, rispetto a quello per la distribuzione "turnata", un ben maggiore *grado di elasticità* e, necessario per offrire all'utente la *libertà* non solo di irrigare quando lo

ritiene più opportuno, ma anche di derivare un corpo d'acqua o modulo di misura maggiore rispetto a quello che lo stesso impianto in pressione consentirebbe per l'esercizio turnato, e ciò contemporaneamente ed altri utenti dello stesso tronco di rete.

Infatti, il dimensionamento della rete, tiene conto di due parametri principali:

$$r = \frac{t'}{24} \leq 1,$$

ossia il grado di utilizzazione della rete nel tempo r , e $U(P)$, ossia il coefficiente di qualità o sufficienza di funzionamento normale della rete.

Se con Q' si indica la portata necessaria nel caso di irrigazione continua $24^h/24^h$ ($q' \cdot A$), con c la misura del modulo medio (l/s), con n il numero delle prese a servizio della superficie A , si ha che la frequenza o probabilità media di funzionamento di ciascuna presa è data da:

$$p = \frac{Q'}{n \cdot r \cdot c}; \quad (\text{VI-10})$$

mentre il numero delle prese m che funzionerebbero contemporaneamente, se l'irrigazione fosse regolata da un turno di consegna, è dato da:

$$m = \frac{A \cdot q'}{r \cdot c} = \frac{Q'}{r \cdot c} = np \quad (\text{VI-9})$$

Se n è grande si può conoscere, attraverso la legge di probabilità, di Gauss o di Laplace, il numero k ($< n$) delle prese che possono essere soddisfatte contemporaneamente dalla rete:

$$k = np + (A) \sqrt{2np \cdot f} \quad (\text{Marchetti, 1948})$$

o, con la simile:

$$k = np + U(P) \sqrt{np \cdot f}, \quad (\text{Clement, 1956})$$

$f = 1 - p$, ossia la probabilità di non funzionamento; (A) = coefficiente numerico corrispondente all'ipotizzato valore di p ed al voluto valore di p_m^n della teoria del calcolo di probabilità, ovvero, sostituendo a p la sua espressione ⁽⁷⁾,

$$k = m \left[1 + U(P) \sqrt{\frac{1}{m} - \frac{1}{n}} \right] \text{ (1ª formula di Clement) } \quad \text{(VI-11)}$$

L'aumento di portata, in relazione al rapporto $\frac{Q}{r}$ calcolato sul tempo t' , è legato alla espressione:

$$U(P) \sqrt{\frac{1}{m} - \frac{1}{n}}$$

⁽⁷⁾ Infatti, nel calcolo di probabilità, in luogo di x (v. Tab. 24, parte II) dell'integrale di Gauss si può introdurre la variabile ridotta u o, $U(P) = \frac{k - np}{\sqrt{npf}}$ e perciò

$$Pr \left(\frac{k - np}{\sqrt{npf}} \leq u \right) = P_{(u)} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-u^2/2} du$$

Dalla predetta Tab. 24 si possono rilevare i seguenti valori di $U(P)$.

$P = 99\%$, $P(x) = 0,99$, $x = U(P) = x_0 + t$:

a $x_0 = 2,32$ corrisponde $P(x_0) = 0,98982$ e $z(x_0) = 0,02704$, quindi:

$$t = \frac{0,99 - 0,98982}{0,02704} = 0,00630$$

$x = U(P) = 2,32 + 0,00630 = 2,32630$.

Con lo stesso procedimento si ricava:

per $P = 99,9\%$, $U(P) = 3,0904$,

per $P = 95\%$, $U(P) = 1,6448$,

per $P = 90\%$, $U(P) = 1,2816$,

per $P = 85\%$, $U(P) = 1,0363$,

per $P = 80\%$, $U(P) = 0,8416$.

Risolvendo per k si ha:

$$k = np + U(P) \sqrt{np(1-p)}, \text{ ma } p = \frac{Q}{nrc}, \text{ perciò } np = \frac{Q}{rc}, \text{ (continua a pag. seguente)}$$

È evidente che una presa è caratterizzata essenzialmente dai seguenti fattori:

- 1) la portata media del modulo c legata al numero degli irrigatori che con essa si intendono far funzionare;
- 2) i tempi di funzionamento, che per c fissato, dipendono dalle esigenze delle colture.

I suddetti fattori sono integrati dalla probabilità di funzionamento p che caratterizza la libertà individuale dell'utente.

Successivamente, anzicchè fare riferimento alla probabilità p di funzionamento di una presa, si è preferito prendere in considerazione i processi aleatori.

$U(P)$ non è più una costante dipendente dalla probabilità scelta (0,1 - 1 - 5 - 10%, e così via), ma una funzione dell'ingombro di chiamata Pa , (ossia della probabilità condizionale che una "chiamata" che arriva ad un certo istante, trovi il sistema ingombro) p , f e n .

Da qui la 2^a formula di *Clement*:

$$k = np + U' \sqrt{np \cdot f} = np + \frac{U' \cdot H(U')}{Pa}$$

o,

$$k = m \left[1 + U' \sqrt{\frac{1}{m} - \frac{1}{n}} \right] = m + \frac{U' \cdot H(U')}{Pa} \quad (\text{VI-12})$$

continuazione nota (7) della pag. precedente:

Peraltro, $\frac{Q}{rc} = m$, perciò:

$$k = m + U(P) \sqrt{m \left(1 - \frac{m}{n} \right)}, \text{ ossia:}$$

$$k = m + U(P) \sqrt{m - \frac{m^2}{n}}, \text{ dividendo tutto per } \sqrt{m^2} \text{ si ha:}$$

$$\frac{k}{m} = \frac{m}{m} + U(P) \sqrt{\frac{1}{m} - \frac{1}{n}}, \text{ da cui la relazione finale:}$$

$$k = m \left[1 + U(P) \sqrt{\frac{1}{m} - \frac{1}{n}} \right]$$

con

$$H(U) = Pa \cdot m \sqrt{\frac{1}{m} - \frac{1}{n}}$$

Se Pa è fissato a priori

$$k = (n - 1) P - U' \sqrt{(n-1) p.h} \text{ (formula approssimativa).}$$

*Tabella di alcuni valori
di $H(U)$, U' e $U.H(U)$*

$H(U)$	U'	$U' \cdot H(U)$
0,798	0	0
0,735	0,10	0,0735
0,675	0,20	0,135
0,562	0,40	0,225
0,459	0,60	0,275
0,367	0,80	0,294
0,287	1,00	0,287
0,219	1,20	0,363
0,163	1,40	0,228
0,117	1,60	0,188
0,082	1,80	0,147
0,054	2,00	0,108
0,0176	2,50	0,044
0,0044	3,00	0,0132

Si può dedurre, con lo stesso *Clement*, che la 1^a formula è valida per le piccole reti (≤ 100 ha), per le grandi conduce a dei risultati leggermente maggiori. Se si vuol ottenere realmente un ingombro di chiamata dell'ordine dell'1%, la 1^a formula dovrà essere calcolata con una probabilità di perdita dell'ordine dell'1% per le piccole reti e del 5% per le grandi.

L'inesattezza relativa della 1^a formula si chiarisce perchè: il ragionamento che ha condotto alla sua elaborazione non tiene conto del fatto che la capacità di trasporto della rete è limitata e di conseguenza certe chiamate sono rigettate. Le probabilità sono modificate perchè tutte le chiamate non si possono esprimere liberamente.

– *Esempio comparativo tra la 1^a e la 2^a formula.*

Si consideri una rete munita di $n = 21$ idranti a servizio di $A = 36$ ha; la portata del modulo medio c di ciascun idrante è:

$$c = \frac{10 \cdot 2,5 + 8 \cdot 5 + 1 \cdot 10 + 2 \cdot 15}{21} = \frac{105}{21} = 5 \text{ l/s}$$

la dotazione specifica $q' = 0,558 \text{ l/s.ha}$; $r = \frac{16}{24} = 0,667$

Allora:

$$m = \frac{36 \cdot 0,558}{5 \cdot 0,667} = \frac{20,0}{3,33} = 6.$$

1^a Formula

$$k = m \left(1 + U(P) \sqrt{\frac{1}{m} - \frac{1}{n}} \right),$$

per $P = 99\%$; $U(P) = 2,3263$.

$$k = 6 \left(1 + 2,3263 \sqrt{\frac{1}{6} - \frac{1}{21}} \right) = 6(1 + 2,3263 \cdot 0,345)$$

$$k = 10,815; \quad Q' = k \cdot c = 10,81 \cdot 5 = 54,08 \text{ l/s.}$$

2^a Formula

$$\begin{aligned} \text{per } Pa = 1\%; \quad H(U') &= Pa \cdot m \sqrt{\frac{1}{m} - \frac{1}{n}} = \frac{1}{100} \cdot 6 \cdot 0,345 \\ &= \frac{2,07}{100} = 0,0207, \end{aligned}$$

per $H(U') = 0,0207$, $U' = 2,4$ (e $U' \cdot H(U) = 0,054$)

Quindi:

$$k = m \left(1 + U' \sqrt{\frac{1}{m} - \frac{1}{n}} \right) = 6 \left(1 + 2,4 \sqrt{\frac{1}{6} - \frac{1}{21}} \right) = 6(1 + 2,4 \cdot 0,345)$$

$$k = 10,968; \quad Q' = 10,968 \cdot 5 = 54,84 \text{ l/s.}$$

Nel caso della rete per distribuzione turnata, $c_a = 30$ l/s; il grado di libertà e , per l'utente, è uguale a:

$$e = \frac{c_a \cdot r}{q \cdot A} \quad (\text{VI-13})$$

$$e = \frac{30 \cdot 0,6666}{0,558 \cdot 36} = \frac{20}{20} = 1$$

Con Q' ($=c_a$), ottenuto attraverso la 2^a formula di *Clement* invece:

$$e = \frac{54,8 \cdot 0,6666}{0,558 \cdot 36} = \frac{36,529}{20} = 1,82.$$

Infatti: $c_a \cdot e = Q'$, ossia: $30 \cdot 1,82 = 54,8 \text{ l/s.}$

In altre parole la "elasticità" e di una rete "a domanda", rispetto alla "rigidità" di un impianto "turnato", è data da Q'/Q ; nell'esempio considerato: $54,8/30 = 1,82$.

In generale il valore di e dovrebbe essere contenuto tra $1,5 \div 3$.

Il che significa che l'utente anzichè irrigare per tutta la durata di esercizio giornaliero della rete t' , potrà soddisfare le esigenze idriche della sua azienda nel tempo $\frac{t'}{e}$.

Agli effetti dell'organizzazione dell'esercizio, basta ricordare, che per ogni presa o gruppo di esse, vi è un *contatore* per la misura dei volumi derivati e che il rispetto della derivazione delle portate prestabilite è ottenuto automaticamente a mezzo di appositi *limitatori di portata o regolatori di pressione* (tarati, per es. a $200 \div 250$ kPa).

Ogni gruppo di consegna (Figg. VI-36 e VI-37) può avere da 1 a 4 prese, ciascuna delle quali può servire uno o più utenti.

È chiaro che nel caso di *presa individuale*, l'utente può utilizzare in pieno tutto il grado di elasticità offerto dall'impianto. Nel caso, invece, di *presa collettiva*, possono insorgere gravi limitazioni a detta libertà; ciò soprattutto in dipendenza delle possibili sovrapposizioni, nel tempo, delle necessità dei diversi utenti.

Vi è poi da considerare il problema, proprio degli impianti con rete in pressione, dall'*attrezzatura mobile per l'irrigazione per asperzione*.

4.2.3. Derivazioni per irrigazione "bivalente"

Per concludere sui principali sistemi di distribuzione, non si può non far cenno agli impianti irrigui ad *esercizio bivalente*; ossia per asperzione e per espansione superficiale. Questi sembra siano suscettibili di più larga applicazione quando, disponendo di un certo carico di esercizio per cadente naturale, è possibile immettere il corpo d'acqua, preferibilmente non molto elevato (per esempio intorno ai $20 \div 30$ l/s), nelle condotte di dispensa in modo da poterlo derivare interamente per l'irrigazione per espansione superficiale, ovvero frazionato, in $2 \div 4$ moduli, per poter eseguire l'irrigazione per asperzione a bassa pressione. Ciò perchè la minor

portata derivata comportando, a parità di diametro della condotta, minori perdite di carico, consente di poter utilizzare una maggiore pressione rispetto al primo caso.

È ovvio però che, nell'ambito della unità territoriale, le derivazioni debbono essere contenute entro le portate prestabilite, altrimenti le variazioni del regime idraulico provocherebbero difficoltà per gli altri utenti.

In sostanza, quando le condizioni altimetriche del comprensorio e le cadenti disponibili permettono di adottare convenientemente una rete di distribuzione tubolare, è opportuno considerare anche schemi che consentano l'esercizio bivalente dell'irrigazione (*Malossi, 1962*).

Agli effetti dell'esercizio, una differenza, rispetto al sistema "a domanda", è costituita dal criterio di adottare, per ogni idrante, moduli di valore 3 ÷ 4 volte maggiori di quelli solitamente prescelti per gli stessi impianti "a domanda". In tal modo, oltre ad aumentare il grado di elasticità, diminuisce ad 1/3 ÷ 1/4 il numero di limitatori di portata, potendo disporre solo uno all'ingresso di ciascuna azienda in luogo dei consueti 3 ÷ 4 posti all'estremità degli idranti di ciascun tronco terziario.

4.3. Organizzazione di esercizio

Dei sistemi di distribuzione avanti indicati, quello che richiede una più complessa *organizzazione di esercizio* è senza dubbio il turnato.

Infatti, sia che si abbia un *funzionamento continuo* dell'impianto (ossia senza interruzioni delle distribuzioni nel corso del turno) oppure *intermittente* (cioè con funzionamento solo per una parte del turno o della giornata), occorre che l'Ente gestore dell'impianto predisponga, sia all'inizio che nel corso della stagione irrigua, tutta una serie di interventi organizzativi ed operativi capaci di assicurare il migliore funzionamento dell'impianto stesso, soprattutto nel caso di funzionamento intermittente

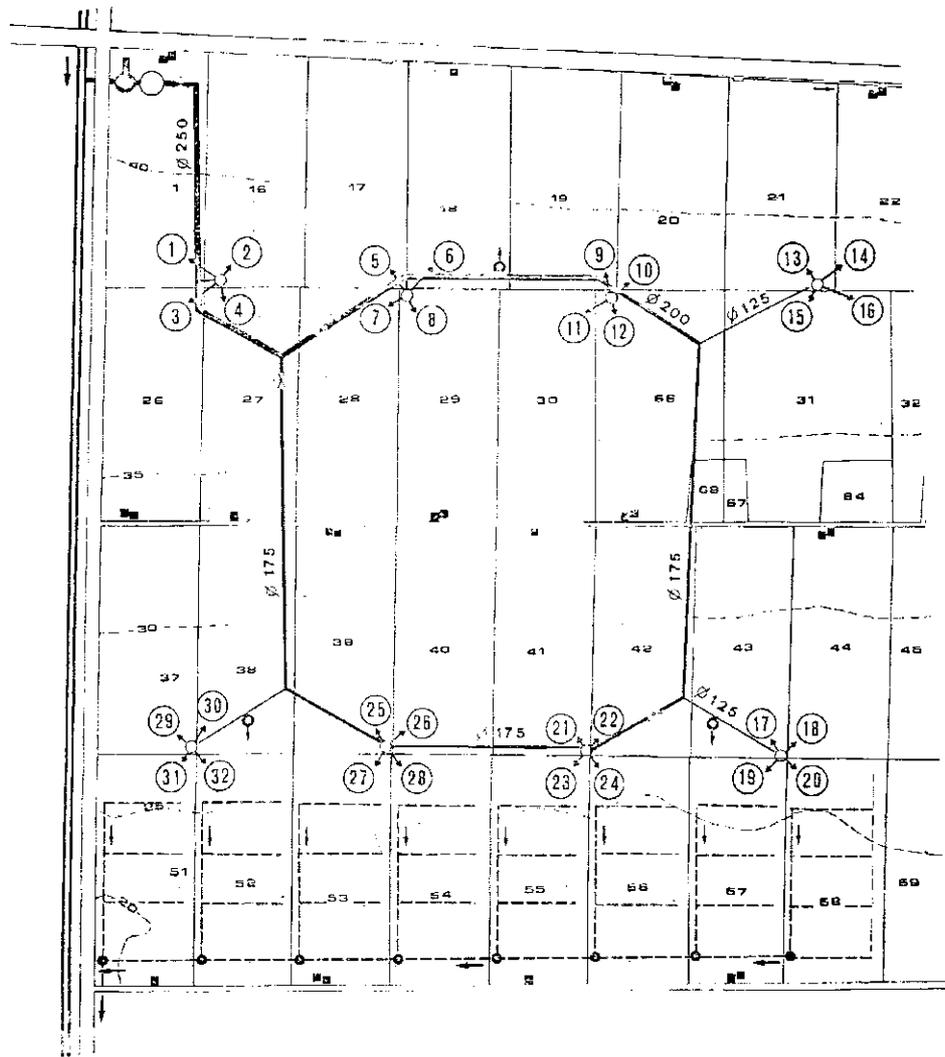


Fig. VI-39 - Schema di rete di distribuzione in pressione con 8 gruppi di consegna

con turno o corpo d'acqua variabili.

La prima necessità per l'organizzazione di questo sistema di esercizio è quella di conoscere preventivamente le ore di consegna o la superficie che si intende irrigare ed i turni richiesti da ciascuna azienda (nel caso appunto, che ne siano ammessi più di uno), in modo da poter predisporre in tempo, per ciascuna unità territoriale servita da un corpo d'acqua, il calendario delle consegne, ossia il *quadro orario*.

Con riferimento ad una di dette unità (distretto), nella Fig. VI-39 è riportata la rete di distribuzione in pressione con 8 gruppi di consegna a 4 prese ciascuno. Ad ogni gruppo è assegnato un corpo d'acqua c_g di 10 l/s per un orario di funzionamento di 16 ore (dalle 4 alle 20). Nella Fig. VI-40 è schematizzato un quadro orario limitato al solo mese di luglio. Le consegne sono turnate (per $T = 3-6$ e 9 giorni). Si noti, oltre che l'ovvia ciclicità dovuta al turno, la rotazione degli orari, in modo che l'utente non abbia a prelevare il corpo d'acqua sempre durante lo stesso orario ed evitare quindi possibili disagi organizzativi. Nei quadratini è riportata l'ora d'inizio della derivazione (al numeratore) e quella di chiusura della presa (al denominatore).

Nella Fig. VI-41, infine, è suggerito un altro schema di quadro orario; i numeri indicati nei piccoli rettangoli sono quelli degli utenti, o quelli delle bocchette o quelli delle prese.

Naturalmente è perfettamente inutile, ed in qualche caso dannoso, organizzare sin dall'inizio del funzionamento di un impianto irriguo un sistema di consegna basato su elementi molto rigidi, anche se, come già è stato detto, l'uso collettivo di qualsiasi bene richiede necessariamente una certa disciplina organizzativa.

Pertanto, sembra opportuno mantenere distinte le modalità di esercizio da adottare nella fase di avviamento di un impianto (la cui durata è peraltro estesa a molti anni) da quelle richieste quando il comprensorio ha raggiunto la totale, o quasi totale, utilizzazione dell'impianto stesso.

		MESE DI LUGLIO																																
T	C _g	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31		
5	6,40	1	2,30			11,10			8,50		2,30			11,10		2,30			8,50		2,30			11,10		2,30			8,50		2,30			8,50
5	4,30	2	2,30			12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
9	12,30	3	4,10	2,30		12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
9	7,00	4	4,10	11,10		11,10			11,10		2,30			2,30		11,10			11,10		2,30			2,30			11,10		2,30			11,10		2,30
9	19,20	5							12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
8	7,50	6	12,30			12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
9	16,00	7							2,30					2,30		2,30			2,30		2,30			2,30			2,30		2,30			2,30		2,30
3	8,20	8	2,30	4,10		12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
3	2,10	9	4,10	2,30		12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
3	2,10	10	4,10	2,30		12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
3	3,20	11	4,10	2,30		12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
6	0,10	12	4,10	2,30		12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
3	4,50	13	15,30	2,30		12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
3	6,10	14	12,30			12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
6	17,10	15				12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
6	2,10	16	12,30	2,30		12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
6	5,30	17	4,10	2,30		12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
12	32	18				12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
6	4,10	19				12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
12	14,00	20				12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
12	4,00	21				12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
3	9,30	22				12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
6	14,30	23	12,30	2,30		12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
6	14,30	24	12,30	2,30		12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
6	2,00	25				12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
3	10,10	26	12,30	2,30		12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
6	14,00	27				12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
6	2,00	28				12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
3	6,10	29	12,30	2,30		12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
3	4,00	30	12,30	2,30		12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
3	5,30	31	12,30	2,30		12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30
3	5,10	32	12,30	2,30		12,30			12,30		2,30			2,30		12,30			12,30		2,30			2,30			12,30		2,30			12,30		2,30

Fig. VI-40 - Un esempio di quadro-orario

Si è fatto cenno alla necessità di conoscere preventivamente le esigenze di orario ⁽⁸⁾ e di turno da parte di ciascuna azienda.

Tali dati possono essere acquisiti dall'ufficio addetto all'esercizio dell'impianto a mezzo delle *richieste di acqua* che ciascun utente compila prima dell'inizio della stagione irrigua. In tale richiesta vengono riportati

⁽⁸⁾ Nella Tab. 31 sono riportate, a titolo esemplificativo, alcune durate di adattamento in funzione di v_a e di A per c_v costante.

Distretto n.		O r e		Mese Luglio		Distretto n.		O r e		Mese Agosto													
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1																							
2																							
3																							
4																							
5																							
6																							
7																							
8																							
9																							
10																							
11																							
12																							
13																							
14																							
15																							
16																							
17																							
18																							
19																							
20																							
21																							
22																							
23																							
24																							
25																							
26																							
27																							
28																							
29																							
30																							
31																							

Fig. VI-41 - Altro esempio di quadro-orario

Tabella 31 - Durata di adacquamento O_a (in ore e centesimi)

$$O_a = \frac{1000 v_a}{3600 c_a} A = 0,2778 \frac{v_a}{c_a} A$$

v_a = volume specifico di adacquamento (m^3/ha); c_a = corpo d'acqua parcellare (l/s);
 A = superficie irrigua (ha).

Esempio: posto $c_a = 20$ l/s, si hanno i seguenti valori di O_a (in ore e minuti):

$v_a \backslash A$	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
200	0,17	0,25	0,34	0,42	0,50	0,59	1,07	1,15	1,23	1,32	1,40	1,48	1,57	2,05	2,13	2,22	2,30	2,38	2,47
300	0,25	0,37	0,50	1,02	1,16	1,27	1,40	1,53	2,05	2,18	2,30	2,43	2,55	3,08	3,20	3,33	3,45	3,58	4,10
400	0,33	0,50	1,07	1,23	1,40	1,57	2,13	2,30	2,47	3,03	3,20	3,37	3,53	4,10	4,27	4,43	5,00	5,17	5,33
500	0,42	1,03	1,23	1,44	2,05	2,26	2,47	3,08	3,28	3,49	4,10	4,31	4,52	5,13	5,33	5,54	6,15	6,36	6,57
600	0,50	1,15	1,40	2,05	2,30	2,55	3,20	3,45	4,10	4,35	5,00	5,25	5,50	6,15	6,40	7,05	7,30	7,55	8,20
700	0,58	1,28	1,57	2,26	2,55	3,24	3,53	4,23	4,52	5,21	5,50	6,19	6,48	7,18	7,47	8,16	8,45	9,14	9,43

Valori indicativi del turno di consegna T (giorni) e del volume specifico di adacquamento v_a (m^3/ha) per le principali colture di alcuni comprensori irrigui collettivi della Puglia:

$T = 3, v_a = 250$ per melanzana e peperone,	$T = 9, v_a = 450$ per patata e carciofo,
$T = 6, v_a = 400$ per pomodoro,	$T = 9, v_a = 400$ per melone, anguria e agrumi,
$T = 6, v_a = 300$ per cocomero e fagiolino,	$T = 12, v_a = 500$ per vite (uva da tavola normale e tardiva),
$T = 9, v_a = 600$ per sorgo, mais (erbaio) e barbabietola da zucchero,	$T = 15, v_a = 700$ per erba medica
$T = 9, v_a = 500$ per vite (uva da tavola precoce),	$T = 18, v_a = 600$ per olivo, cavolo, finocchio, cicoria.

gli elementi caratteristici della distribuzione. Aggiungendovi le principali norme con cui questa è disciplinata, la stessa richiesta diventa, all'occorrenza, anche un contratto vero e proprio con l'indicazione del canone di esercizio che l'utente deve corrispondere entro predeterminate scadenze.

Accettate tali richieste, si procede, come già detto, per ciascuna unità territoriale, alla compilazione del quadro orario ⁽⁹⁾.

Questo viene quindi portato a conoscenza di tutti gli utenti e, nel contempo, consegnato agli acquaioli i quali dovranno poi regolare le manovre di apertura e chiusura dei manufatti di consegna. Nei casi in cui gli impianti con comando "da monte" hanno anche centrali di sollevamento, è opportuno compilare inoltre un *diagramma delle portate* da immettere giornalmente nella rete. In tal modo si può realizzare una riduzione della quantità di acqua che va a finire allo scarico, ottenendo così una più elevata efficienza totale dell'irrigazione.

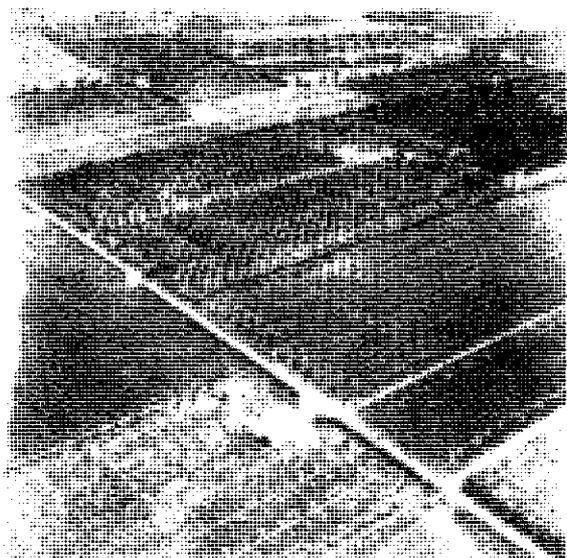


Fig. VI-42 - Una veduta del comprensorio irriguo del Tara il cui impianto, realizzato a cura dell'Ente Irrigazione di Puglia e Lucania, ha iniziato a funzionare nel 1955 in un territorio in precedenza soggetto, in gran parte, alla malaria

(9) Occorre tener presente al riguardo, l'opportunità di aumentare l'orario di consegna per il primo adacquamento di ciascuna coltura. Tale maggiorazione, del 40 - 60%, serve ad integrare le maggiori perdite per percolazione profonda dovute alle particolari condizioni di sofficità del terreno asciutto.

5. IMPIANTI AZIENDALI

5.1. Opere di base

Per impianto irriguo aziendale si intende, solitamente, l'insieme coordinato di opere ed apparecchiature idonee a distribuire, nel tempo, l'acqua dalla fonte di approvvigionamento aziendale (autonoma o collettiva) ai campi (o appezzamenti o unità colturali), in modo che, con uno o più predeterminati metodi irrigui, si possano soddisfare i fabbisogni idrici delle colture.

In esso, quindi, vi possono essere strutture essenziali e strutture complementari, strettamente legate alla tecnica di adattamento prescelta e perciò suscettibili di essere modificate o sostituite a seguito di possibile necessità di variare il metodo irriguo.

Lo schema comune a tutti gli impianti può riguardare, perciò, le *opere di base* a monte dei campi e cioè:

- a) l'opera o il manufatto di presa,
- b) la rete di trasporto dalla fonte di approvvigionamento ai singoli campi.

Detta fonte di approvvigionamento, com'è noto, può essere:

- *autonoma*, in generale: uno o più pozzi, oppure un laghetto collinare,
- *collettiva*: una presa, con portata ad una data pressione, o una bocchetta da rete a pelo libero, ambedue da un sistema di distribuzione turnato o "a domanda" con moduli e corpi d'acqua vincolati dalle caratteristiche dell'impianto collettivo (v., per es., Figg. VI-38 e VI-39).

Nel caso del pozzo, la tubazione di mandata del gruppo di sollevamento può essere collegata direttamente con la rete di trasporto interparcellare, così come lo può essere quella proveniente dal laghetto collinare.

Il collegamento diretto, però, può creare problemi connessi con la eventuale *differente pressione* tra la rete a servizio dei campi e quella del

gruppo, o viceversa; in questo caso, peraltro non infrequente, è opportuno interporre, tra la condotta di mandata e quella di trasporto, un apposito *serbatoio di compenso* (v., per es., Fig. VI-43).

Nel secondo caso (presa da impianto collettivo), si aggiungono i problemi del *turno di consegna* (se diverso da quello di adacquamento), del *modulo o del corpo d'acqua* (anche questo eventualmente diverso dalla portata richiesta dall'impianto aziendale).

Tali problemi possono porre, talvolta in modo rilevante, *vincoli e limitazione nell'adozione* di un *metodo irriguo* rispetto ad altri (v., per es., Fig. VI-44). Per tale ragione, si suggerisce la costruzione, subito a valle della presa, di una *vasca di accumulo* dalla quale, attraverso un *impianto di spinta* (ove occorra) dare inizio alla rete di trasporto indicata al punto b).

Ma la progettazione delle opere aziendali, a monte dei campi, non può, comunque, prescindere dal metodo o dai metodi irrigui da analizzare nello stesso progetto (Figg. VI-45, 46 e 47).

Infatti, com'è noto, l'adozione dei metodi gravitazionali non richiede una rete di trasporto in pressione; perciò da questa rete (costituita anche da canali in terra: adacquatori) il corpo d'acqua, intero o frazionato (*corpo d'acqua parcellare*) può essere immesso direttamente sulle parcelle (che qui si identificano con i campi) attraverso le *adacquatrici* (per le connesse sistemazioni idrauliche v. parte V, cap. 2).

Mentre tutti gli altri metodi irrigui (diversi dai gravitazionali) richiedono che i *condotti adacquatori* (impropriamente chiamati da alcuni "collettori") siano in pressione, anche se quest'ultima può essere molto diversa tra un metodo e l'altro.

Le tendenze attuali e le evoluzioni tecniche farebbero ritenere (per es. secondo i francesi, *Leonce*, 1980, *Lemonnyer*, 1983) i metodi irrigui gravitazionali in progressivo abbondano a favore:

— *dell'aspersione con impianti fissi* e con l'impiego delle cosiddette *grandi*

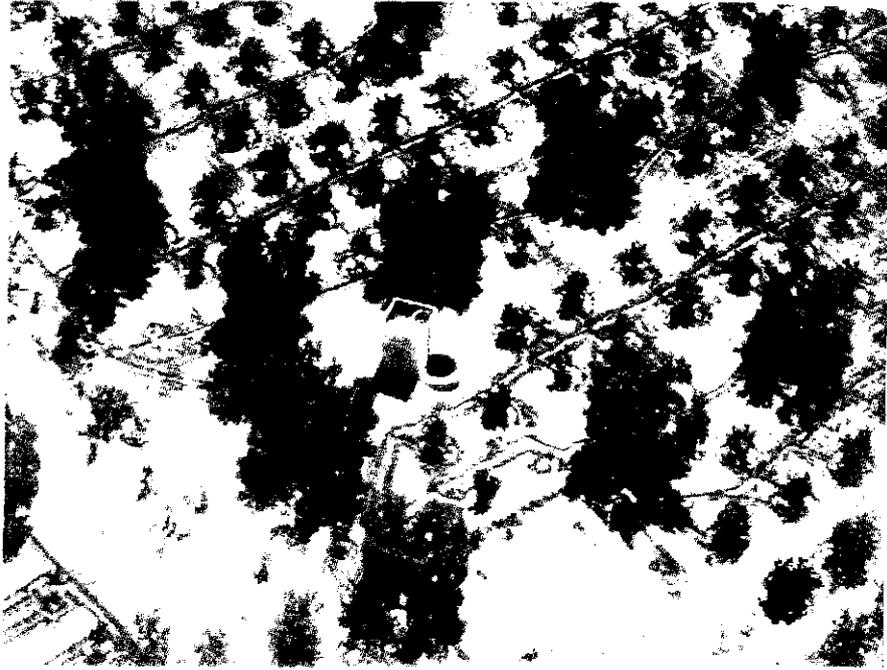


Fig. VI-43 - Serbatoio di compenso, adiacente ad un pozzo a scavo, per rete aziendale in pressione e metodo irriguo "a conche"

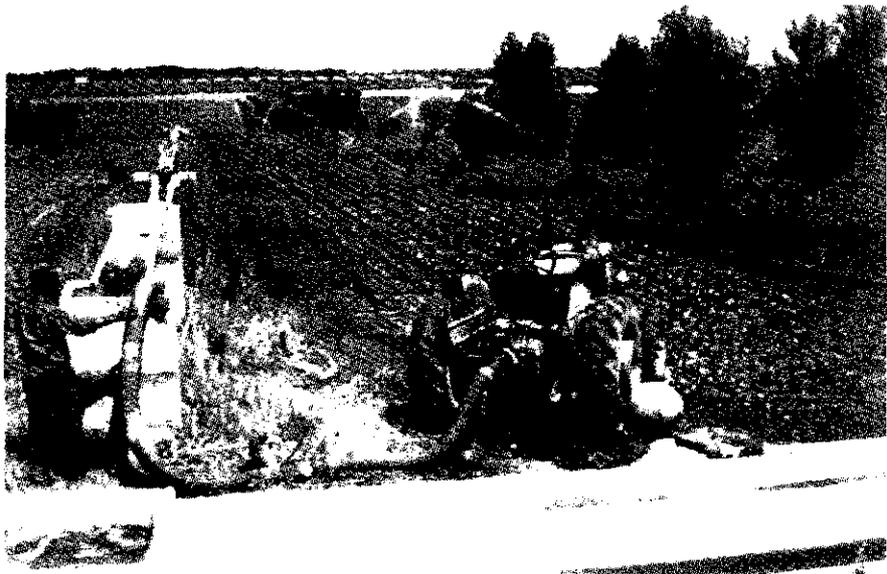


Fig. VI-44 - Per l'irrigazione ad aspersione si consente, ove possibile, il prelevamento da pozzetti di botte a sifone con messa in pressione a cura dell'utente

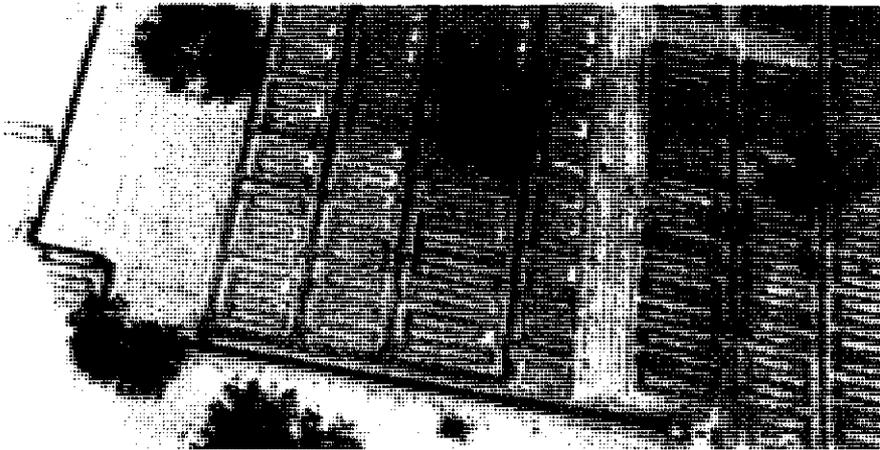
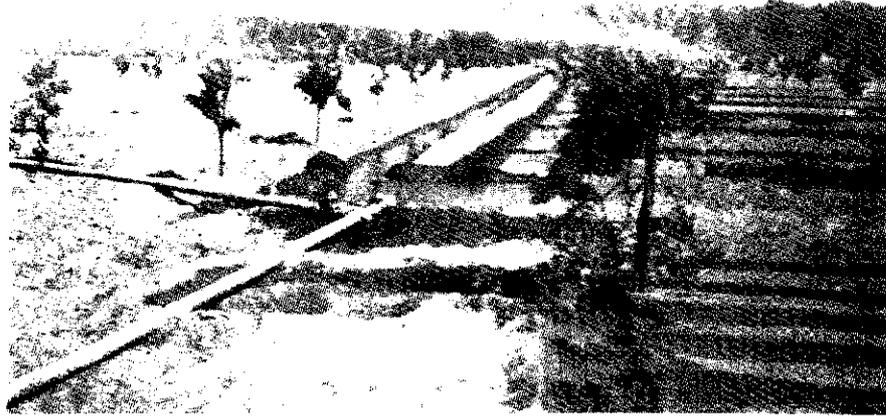


Fig. VI-45 - VI-46 - VI-47 - Gli agricoltori preferiscono le rete di trasporto aziendale in pressione anche quando i metodi irrigui non la rendono necessaria

macchine irrigue; queste tecniche anche in sostituzione dell'aspersione con le tradizionali *ali mobili* spostate manualmente,

-- *della micro-irrigazione*.

5.2. Impianti per l'aspersione

Gli impianti irrigui per aspersione usualmente vengono così classificati:

- *mobili* (tubazione metallica o in *PVC* o in *polietilene*, su cui sono installati gli irrigatori, viene spostata, di volta in volta, a seconda delle necessità di adattamento) (v., per es., Fig. VI-48);
- *semifissi* (parte della rete - i condotti adacquatori - è a posta fissa, mentre le ali mobili - adacquatrici - vengono spostate da postazione a postazione);
- *fissi* (la rete e relativi irrigatori, disposti, per es. a quadrilatero 12 x 12 m, 12 x 18, 18 x 18 e così via, sono stanziali, v. per es., Fig. VI-49);
- *grandi macchine irrigue*.

In tutti i casi la somministrazione dell'acqua avviene sotto forma di pioggia ottenuta dagli ugelli (1 ÷ 50 mm di diametro), disposti all'estremità di ciascun irrigatore. Questi possono essere: *statici*, *a cerchio completo*, *a settore regolabile*; la rotazione, a sua volta, può essere: *a battente*, *a reazione*, *a turbina*.

La superficie bagnabile da ciascun irrigatore ($A = \pi r^2$, con $r = 1 \div 80$ m) può variare da 10 ÷ 20 m² a circa 2 ha. La portata q , varia da 0,1 a circa 200 m³/h; l'intensità, in mm/h, $I = \frac{1000 q}{A}$. La velocità di rotazione può variare da 1-2 giri al minuto per gli irrigatori a $\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}$ di giro al minuto, per i "cannoni".



Fig. VI-48 - Impianto mobile in un comprensorio della Francia meridionale



Fig. VI-49 - Impianto fisso

L'uniformità di erogazione EU può essere calcolata sulla base della relazione di *Christiansen* (1942)

$$EU = 100 \left(1 - \frac{\sum |x|}{n hm} \right)$$

in cui, esprimendo i dati del piovuto in altezza (mm):

$$hm = \frac{\sum hi}{n} = \text{media dei dati; } n = \text{numero dei dati;}$$

$\sum |x| = \sum (hm - hi) =$ somma degli scarti assoluti dei singoli dati dalla media.

Un'altra classifica si basa sulla pressione occorrente agli irrigatori e cioè:

5.2.1. *bassissima pressione* (10 ÷ 100 kPa, ossia 0,1 ÷ 1 bar)

a) *caratteristiche:*

- intensità di pioggia elevata,
- gittata ridotta: 1,5 ÷ 3 m,
- portata inferiore ai 500 l/h (< 0,14 l/s),
- traiettoria del getto molta bassa.

b) *indicazioni per la loro utilizzazione*

- irrigazione sottochioma dei fruttiferi (v., per es., Fig. VI-50),
 - economia di impianti e di energia,
- es.: – ala perforata $D_i = 1$ mm; pressione 0,5 ÷ 1 bar;
 $q_e = 0,3 \div 0,4$ l/s per tubo da 6 m; D_i ala = 75 ÷ 125 mm;
 $I = 15 \div 25$ mm/h
- mini-irrigatori (v. Fig. VI-52.6); pressione 1 bar; $q_e = 34 \div 115$ l/h; D_i ugello 1 ÷ 2 mm,



Fig. VI-50 - Impianto fisso per irrigazione sottochioma

5.2.2. *bassa pressione* ($100 \div 200$ kPa, ossia $1 \div 2$ bar)

a) *caratteristiche*

- intensità di pioggia: variabile ($8 \div 12$ mm/h),
- gittata: $5 \div 10$ m,
- portata: < 1 m³/h ($< 0,30$ l/s),

b) *indicazioni*

- irrigazione delle colture con modesto sviluppo radicale richiedenti una buona uniformità di pioggia; sono anche utilizzati per l'irrigazione sottochioma.

5.2.3 *media pressione* (200 ÷ 400 kPa, 2 ÷ 4 bar)

a) *caratteristiche*

- intensità di pioggia: molto varia (1 o, meglio, 2 ugelli),
- gittata: 5 ÷ 15 m
- portata < 15 m³/h (< 4,2 l/s)
- traiettoria: tesa (5 ÷ 6°);

b) *indicazioni*

- per tutti i tipi di terreno e per tutte le colture (v. Fig. VI-51),
- buona irrigazione sottochioma;

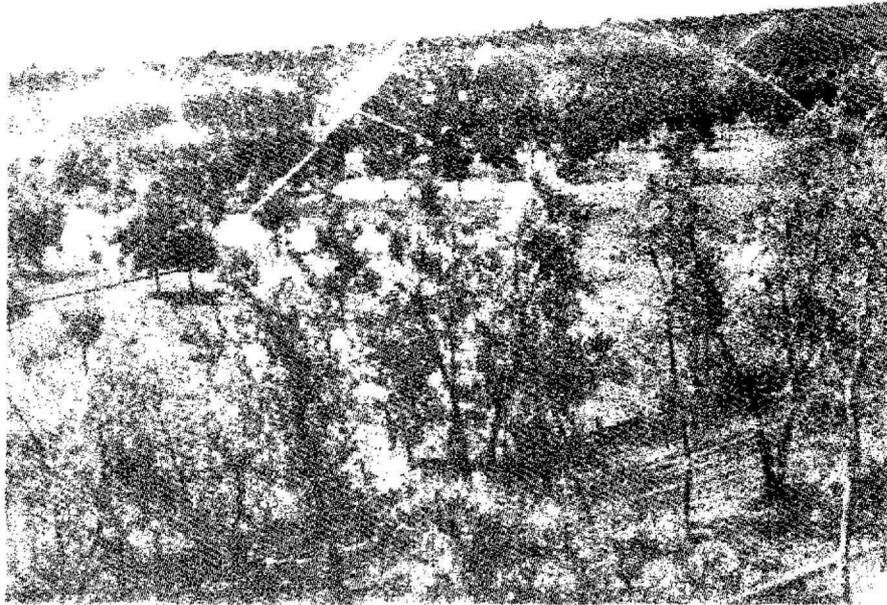


Fig. VI-51 - Irrigazione soprachioma

5.2.4. *alta pressione* (irrigatori a “cannone” o giganti con oltre 400 kPa, talvolta fino a 800, o 4 ÷ 8 bar)

a) *caratteristiche*

- intensità di pioggia: > 10 ÷ 15 mm/h,
- gittata: 15 ÷ 40 m,
- portata: > 15 m³/h (fino a 200 m³/h per “cannoni”),
- elevata sensibilità al vento (soprattutto quando supera i 4 ÷ 5 m/s);

b) *indicazioni*

- irrigazione delle colture foraggere,
- adatti ad essere inseriti nelle grandi macchine ad ali articolate o ad ali rotolanti,
- possono degradare la struttura di certi terreni.

Per quanto riguarda le “*grandi macchine irrigue*” qui si accenna solo ad una loro semplice classifica, rinviando ai testi specializzati gli approfondimenti:

a) *ali giganti semoventi*:

- rotolanti,
- semoventi articolate, tipo “Ranger”,
- articolate imperniate, tipo “Pivot”,

b) *irrigatori giganti semoventi*, tipo “Typhon”;

c) *irrigatori giganti fissi*.

5.3. Impianti per la microirrigazione

Le *strutture complementari* a quelle di base sono:

- *gli erogatori*,

— *le adacquatrici* (o linee erogatrici) su cui sono inseriti gli erogatori, a servizio di ciascun campo facente parte, di solito, di un settore irrigato contemporaneamente.

È bene prevedere anche una “testata” di regolazione della portata e della pressione e di filtrazione dell’acqua.

a) *Erogatori*

I più diffusi possono essere raggruppati nei seguenti tipi fondamentali:

— “*a goccia*” (v. Fig. VI-52.a),

— “*a spruzzo*” (v. Fig. VI-52.c).

I primi si basano sul principio di far ridurre l’energia totale dell’acqua facendo percorrere questa attraverso labirinti (a disco o “in line”) oppure in orifici flessibili, o, ancora, in tubi capillari. I secondi, invece, sono dei veri e propri micro-getti.

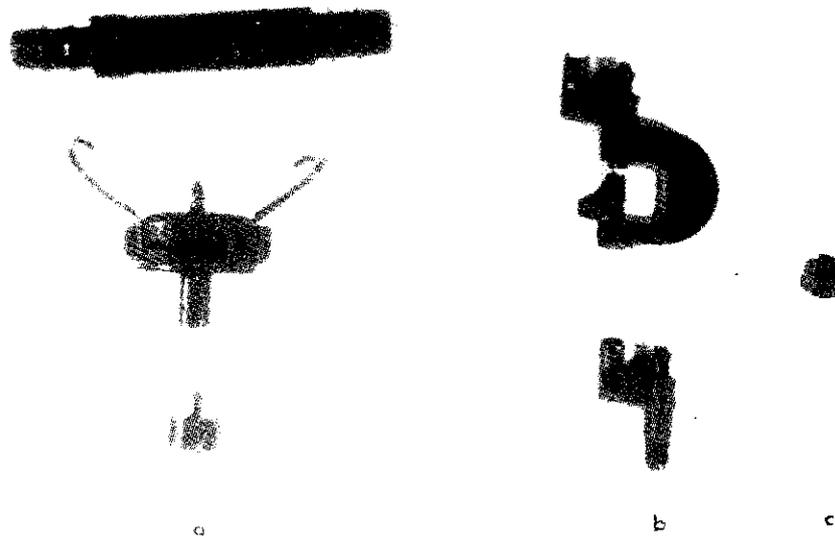


Fig. VI-52 - (a) alcuni irrigatori “a goccia”, (b) mini-irrigatori, (c) un erogatore “a spruzzo”

La relazione tra portata dell'erogatore q_e (di solito in l/h) e carico H (m) è:

$$q_e = \mu \Omega \sqrt{2gH}; \quad \text{posto} \quad \Omega \sqrt{2g} = k,$$

diventa $q_e = k \mu H^{0.5}$ per efflussi a regime turbolento. In realtà l'esponente x che caratterizza il regime può aumentare a 0,7 per quello parzialmente turbolento e fino ad 1 per regimi instabili di transizione tendenti al laminare.

Naturalmente le manichette porose, non possono essere assimilate agli erogatori come avanti accennato, il cui diametro interno D_i varia, in generale, tra 0,3 e 2 mm per i fori e tra 0,8 e 6 mm per i tubi capillari.

b) Adacquatrici

Vengono indicate anche come *linee erogatrici* o *ali disperdenti* (v. Fig. VI-53). Sono in *polietilene (PE)*; talvolta vengono usati anche tubi in *polipropilene (PPN)* o in *polivinilcloruro (PVC)*. Dal punto di vista della pressione, in generale, è sufficiente limitarsi alla PN4; infatti difficilmente la pressione in questi tipi di tubi raggiunge i 3-4 bar.

La relazione per il calcolo delle perdite di carico lineari può essere quella di *Williams-Hazen*

$$J = 15,27 Q^{1,852} D_i^{-4,871}; \quad (\text{v. I-85'})$$

$$(\text{con } J = \text{m}/\hat{\text{m}}, Q = \text{l/s}, D_i = \text{cm}).$$

Tenuto conto delle aperture per gli erogatori, J si riduce per un fattore F , che per un numero di erogatori n , sull'adacquatrice, superiore a 10, è minore di 0,40 (0,397 per $n = 11$, 0,385 per $n = 15$, 0,376 per $n = 20$, 0,367 per $n = 30$, 0,361 per $n = 50$, 0,359 per $n = 60$, 0,358 per $n = 70$, 1/2,852 per $n > 70$).

Le adacquatrici, a mezzo di apposito manicotto, talvolta fornito di



Fig. VI-53 - Adacquatrici con erogatori "a spruzzo"

saracinesca a sfera, vengono inserite nel condotto adacquatore, per il cui calcolo valgono le medesime considerazioni fatte per le stesse adacquatrici.

Anche per le adacquatrici e gli erogatori ad esse relativi è necessario controllare la uniformità di erogazione *EU* che non dovrebbe scendere al di sotto del 90-95%.

c) *Testata di comando o gruppo di testa*

Come si è accennato, è costituita dagli organi di messa in pressione e/o di regolazione di questa, di controllo della portata, di intercettazione, di filtrazione, eventualmente di fertirrigazione.

A parte le apparecchiature di regolazione della pressione e della portata già indicate in precedenza, qui si dà un cenno ai filtri che possono essere:

- a graniglia od a ghiaietto,
- a rete od a schermo.

I primi servono soprattutto per trattenere i residui organici, i secondi si impiegano quando l'acqua contiene materiale in sospensione il quale viene trattenuto da tubi perforati o da "calze", solitamente di "nylon"; il diametro dei fori o della maglia è indicato con il numero di "mesh": per esempio per fori di diametro di 0,6 mm la maglia è a 30 "mesh", di 0,15 mm a 100 "mesh" e così via.

5.4. Elaborati di progetto

Un progetto di impianto irriguo aziendale è costituito, solitamente, dai seguenti *elaborati*:

a) - una prima parte destinata alla *relazione tecnica ed economica* nella quale vengono analizzati sia i dati relativi alle caratteristiche fisiche dell'azienda (clima, terreni, idrologia), sia quelli di carattere economico (ordinamenti produttivi prima e dopo la trasformazione irrigua).

Dalla ipotesi dei nuovi ordinamenti colturali e dei conseguenti fabbisogni idrici totali e di punta, dopo aver verificato questi ultimi con le disponibilità (in portata ed in volume) si espongono i criteri di scelta dell'impianto e si descrivono le sue parti essenziali. Dai fabbisogni si passa alla determinazione delle portate, della distanza degli irrigatori, o degli erogatori, in base al metodo (o ai metodi) irriguo prescelto, la durata di ciascun adacquamento, previo calcolo dei volumi di adacquamenti.

Per dette determinazioni si può far ricorso alle relazioni richiamate nel Cap. 3 relative:

– al fabbisogno netto fn , alla portata specifica di punta

$$q = \frac{q' (0,10 + 0,90 R)}{r}, \text{ al volume specifico di adacquamento } v_a,$$

al turno (in giorni) $T = \frac{v_a}{fn}$ ed alla durata t (in ore) di adacquamento in funzione di v_a , della portata q_e dell'erogatore, della superficie Ad servita da q_e e dall'efficienza dell'adacquamento E_e , ossia:

$$T = \frac{v_a Ad}{q_e E_e}$$

($Ad = le \cdot lL$, con le = distanza tra gli erogatori e lL = distanza tra le adacquatrici).

— La durata giornaliera di adacquamento sarà, infine, t/T (in ore).

La descrizione delle caratteristiche della rete e delle eventuali apparecchiature occorrenti completerà la seconda parte della relazione, relativa al *progetto* vero e proprio. Nell'ultima parte verrà illustrata la convenienza dell'impianto e quindi della trasformazione irrigua, avvalendosi dei dati dell'elaborato "*computo metrico estimativo*" relativo, appunto, alla stima di tutte le opere e forniture occorrenti.

b) - *Cartografia* (planimetria e altimetria in scala 1 : 2000 o 1 : 1000), tracciato, profili e sezioni della rete, eventuali particolari esecutivi (vasca, testata di comando, ecc.);

c) - *computo metrico-estimativo*, come avanti accennato.

Principali lavori consultati per l'approntamento della Parte VI

1. F. ARREDI. - *Costruzioni idrauliche*, vol. 2, UTET, Torino, 1972, pagg. 777.
2. J. ARRIGHI DE CASANOVA. - *Ancien systèmes d'irrigation collective - Organisation technique*. Journées d'études de la 1ère Section de la C.I.G.R. Avignon - octobre 1962 - Publié par la C.I.G.R. Lausanne, pagg. 48-58.
3. AUTORI VARI. - *La irrigazione a pioggia in Italia*. Supplem. n. 26 al Bollettino "La Bonifica Integrale", Roma, 1964, pagg. 322.
4. AUTORI VARI. - *I problemi delle acque in Italia* (relazioni e documenti). Tipografia del Senato, Roma, 1972, pagg. 815.
5. AUTORI VARI. - Rapporto del "Groupe d'étude des nouvelles techniques d'irrigation", Sous-Groupe 2, Section "Asperseurs". Ministère de l'Agriculture, Paris, 1980, cicl., pagg. 34.
6. V. BAUZIL. - *Traité d'irrigation*. Éditions Eyrolles, Paris, 1952, pagg. 414.
7. D. CACCHI. - *Irrigazione con microportata di erogazione*. "L'Italia Agricola", Roma, anno 118, 1981, n. 1, pagg. 140-153.
8. J.E. CHRISTIANSEN. - *Irrigation by sprinkling*. University of California, Bull. 670, 1942, pagg. 124.
9. F. CONSOLO. - *Sistemi di esercizio nei grandi impianti irrigui collettivi*. "L'Irrigazione", Bologna, anno VII, n. 6, 1961, pag. 12-33.
10. M. DECROIX. - *Progetti di reti irrigue. Progetti di impianti di regolazione*. Ciclostilato, lezioni tenute al CIHEAM-Istituto di Bari, 1973, pagg. 56.
11. A. DEGAN. - *Problemi dell'irrigazione con esercizio "a domanda"*. "L'Irrigazione", Bologna, anno VII, n. 4, 1960, pagg. 3-6.
12. G. DI RICCO. - *Le irrigazioni dei terreni*. Edagricole, Bologna, 4ª Ed., 1951, pagg. 326.
13. FAO. - *Le besoins en eau des cultures*. Bull n. 24, Roma, 1976, pagg. 198.
14. S. INDELICATO et al. - *La microirrigazione: problemi tecnologici*. "Agricoltura e ricerca", Roma, 1979, n. 7, pagg. 2-25.
15. Y. LABYE. - *Elements de calcul des reseaux d'irrigation sous pression*. Ciclostilato, lezioni tenute al CIHEAM-Istituto di Bari, 1974, pagg. 122.

16. F. VAN DER LEEDEN. - *Water Resources of the World*. Water Information Center, Inc., Port Washington, New York, 1975, pagg. 568.
17. J. LEMONNYER. - *Évolution technique des différents matériels d'irrigation*. "Génie Rural", Paris, 1983, pagg. 23-26.
18. R. LEONCE. - *Le coût énergétique de l'irrigation*. "Génie Rural", Paris, 1980, pagg. 9-11.
19. D. MALOSSI. - *Le reti irrigue a servizio bivalente; aspersione espansione superficiale* - "L'irrigazione" Bologna, anno IX, n. 4, 1962, pagg. 10-15.
20. M. MARCHETTI. - *Progettazione idraulica degli impianti di irrigazione tubata "a domanda"* - "L'acqua" n. 2, 1960.
21. N. MATARRESE. - *Aspetti organizzativi dell'esercizio degli impianti irrigui collettivi* - "Genio Rurale", Bologna, vol. XXII, n. 2, 1959, pagg. 120-136.
22. N. MATARRESE. - *Prime esperienze di esercizio dell'impianto irriguo del Tara* - Ente per lo Sviluppo dell'Irrigazione e la Trasformazione Fondiaria in Puglia e Lucania - Bari, pubblicazione n. 14, 1962, pagg. 80.
23. N. MATARRESE. - *Gli impianti irrigui collettivi: problemi di esercizio*. "L'irrigazione", Bologna, anno XVIII, n. 3, 1971, pagg. 9-31.
24. N. MATARRESE. - *Criteri di progettazione degli impianti irrigui a microportata di erogazione*. Annali dell'Ente per lo Sviluppo dell'Irrigazione e la Trasformazione Fondiaria in Puglia e Lucania, 1980, pagg. 48.

INDICE ANALITICO

In questo indice, "per materia", non sono compresi tutti i nomi degli Autori citati nel testo, ma solo quelli di ben noti teoremi, di formule, di coefficienti, ecc., riportati nel testo medesimo.

- Acqua (alcune proprietà fisiche dell'—), 47
 Adacquamento (v. anche Volume di —),
 388, 391, 411, 430, 451, 467
 Adacquatore, 308, 392, 455
 Adacquatrice, 309, 313, 392, 455,
 464 ÷ 466
 Afflusso, 151, 168 ÷ 170, 175, 245, 249,
 250, 282, 345, 362, 363, 373
 Altezza cinetica, 50, 103, 302
 — critica, 62, 67, 69, 71, 123, 221
 — di aspirazione, 381
 — piezometrica, 25, 26, 50, 57,
 60, 103, 129, 191, 192, 383, 423
 Alveo, 88, 89, 242, 243, 246, 267,
 269, 283, 293, 306, 365
 Angolo di attrito interno, 36, 38,
 265, 286
 Archimede (teorema di —), 60
 Aspersione, 308, 390, 411, 438,
 446, 455, 456, 458
- Bacino idrografico, 141, 259
 — orografico, o topografico, o
 — imbrifero, 150, 166, 171, 242,
 245, 248 ÷ 251, 259, 280, 281, 372,
 373
 Bazin (coefficiente di scabrezza secon-
 do, —), 74, 76, 82, 367
 — (formula di —), 66, 74, 77
 — (stramazzo tipo —), 123, 124
- Bélangier (stramazzo tipo —), 122, 287
 Bernoulli (teorema di —), 54, 56, 58,
 88, 116, 117, 120, 123, 129, 132
 Bidone (salto di —), 70
 Blasius (formula di —), 93, 346
 Boccaglio, 106, 131
 Bocchetta, 389, 392, 408 ÷ 410, 449
 Bonifica, 160, 294, 295, 314
 Borda (brusco allargamento di sezio-
 ne, formula di —), 103
 — (tubo di —), 119, 120
 Bresse (formule di —), 71, 72, 108, 113
 Briglia a gravità, 37, 272, 273 ÷ 276
 — di consolidamento, 269, 271
 — di trattenuta, 267, 271
 — in terra, 276, 277
 — (calcolo della base, formula dei
 Romiti), 275
- Cadente (piezometrica), 57, 73, 91, 103
 Canale, 43, 45, 49, 58, 62, 66, 69,
 71, 74, 76, 97, 124, 132, 294, 296,
 297, 365, 408, 455
 — Venturi, 132
 Canaletta, 399, 400, 401
 Capacità idrica di campo, 206, 328,
 337, 388
 Capillarità, 189
 Carico piezometrico (v. Altezza piezo-
 metrica)

- specifico, 61, 64, 66
- totale, 50, 56, 61, 73, 112, 116
- Cassa d'aria, 111, 384
- Celerità, 69, 89, 109
- Centro di spinta, 26 ÷ 29, 31, 33, 36
- Clement (formule di —), 440 ÷ 443
- Chézy (formula di —, o di — Tadini), 65, 73, 75, 94, 96
- Citrini (formula di —), 94, 96, 101
- Coefficiente di Chézy, 67, 268
 - — comprimibilità, 110
 - — contrazione, 117
 - — deflusso, 168 ÷ 171, 176, 180, 182, 282, 374
 - — — (secondo Pasini), 170
- Coefficiente di drenaggio (o portata di drenaggio), 316, 342, 344
 - — — efflusso, 118, 126, 133, 134, 287
 - — — (secondo Weisbach), 119
 - — — forma (rapporto di forma), 194, 197, 198
 - — — piena, 176
 - — — resistenza nei tubi, 75, 93, 347
 - — — riserva, 337, 342
 - — — (formula di Krayenoff van de Leur), 328
 - — — scabrezza, 66, 74, 227
 - — — viscosità cinematica (v. viscosità cinematica)
 - — — — dinamica (v. viscosità dinamica)
 - — — — udometrico, 176, 177, 179, 180, 186, 188, 224, 297, 316
 - — — (formula di Mangano), 177
 - — — (" " Supino), 179
- Colebrook (formula di —), 93, 94, 102
- Colpo d'ariete, 109, 110, 111
- Condotta di mandata, 109, 421, 455
- Conducibilità idrica, 194, 196, 201, 205, 285, 302, 315 ÷ 317, 323, 324, 335, 337, 343, 347
 - — (formula di Luthin, Kirkham), 202
 - — (" " Porchet), 202
- Contatore volumetrico, 106, 112, 429
- Continuità (equazione di —), 52
- Contorno bagnato (v. anche Perimetro bagnato), 44, 80, 82, 334, 339
- Corpo d'acqua, 304, 305, 383, 389, 391, 392, 394, 403, 406 ÷ 408, 436, 437, 449, 451, 455
- Corrente a pelo libero, 47, 53, 90
 - lenta, 61, 62, 64, 66, 69, 70, 123, 132
 - in pressione, 47, 49, 52, 90
 - veloce, 61, 62, 64, 66, 69, 70, 123, 132
- Corrosione, 418
- Corso d'acqua, 55, 89, 172, 180, 242, 245, 248, 259, 293, 294, 365, 367, 371, 389, 401
 - —, velocità minima (formula di Kennedy), 394
- Curva di probabilità pluviometrica, 152, 160, 162, 165, 166, 179, 184
 - nei condotti, 106, 112
- Darcy (formule di —), 94, 96, 97, 108, 192, 195, 316
- Darcy - Weisbach (equazione di —), 93, 346
- Deflusso, 61, 66, 102, 168, 170, 171, 225, 243, 279, 345, 347, 349, 363,

- 366, 372, 373, 408, 411
- De Marchi (formule di —), 133, 183
- Derivazione, 365, 372, 386, 435, 438
- Diaframma, 106, 131
- Diffusività (idrica o — di un acquifero), 329, 332, 338, 363, 365, 374 ÷ 376
- Diga, 37, 271, 280, 281, 283, 365, 372, 373 ÷ 377
— in terra, stabilità (relazioni di Evangelisti), 286, 287
- Dispensatore (canale —), 294, 389, 392, 395, 408, 433
- Disponibilità dell'acqua, 361 ÷ 363, 372, 373
- Distribuzione idrostatica della pressione, 189
- Dotazione (idrica), 387, 391, 430, 431, 437, 444
- Drenaggio, 141, 263, 265, 284, 314, 316, 326, 327, 340, 343, 344, 349
- Dreno, 315, 317, 322 ÷ 324, 326, 328, 329, 332, 334, 335, 339, 343, 345, 347 ÷ 350, 352
— distanza tra i dreni (formula di Sine), 333, v. anche Guyon-Thirrot, Dumm, Hooghoudt, Falda libera (superficie di — e tempo di abbassamento della — — —)
- Dumm (formule di —), 206, 329, 334, 338
- Dupuit (formule di —), 203, 205, 320, 335
- Dupuit - Forchheimer (ipotesi di —), 317
- Efflusso, 114, 116, 120, 121, 465
- Energia cinetica, 50, 66, 68, 70, 88, 109, 191, 219 ÷ 221, 223, 226, 229
— — (coefficiente di Coriolis), 55, 56
— di posizione, 50, 68, 70, 109
— — pressione, 50, 57
— specifica, 42, 43, 50, 57, 60, 61, 73
- Ernst (formule di —), 197, 198, 324, 325, 326, 334, 336
- Erogatori (v. anche Gocciolatori, Spruzzatori), 389, 411, 463 ÷ 465, 468
- Erosione idrica (formule di Wischmeier, Smith), 220, 228, 231, 236
- Erosività (della pioggia), 217, 222, 229
- Evapotraspirazione, 315, 387
- Fabbisogno idrico, 359 ÷ 361, 386, 387, 431, 467
- Falda libera (— freatica), 189, 190, 197, 203, 314, 315, 327, 380, 381
— — — — —, superficie di — (equazione di Glover), 329
— — — — —, tempo di abbassamento (formula di Schifgaard v.), 333, 338
— in pressione (— artesian), 190, 206, 380
- Fattore di convergenza, 201
— — forma, 194, 197 ÷ 199
— — — — — (formula di Boast, Kirkham), 198
— — — — — riempimento, 198
- Franco (di un canale, di una vasca),

- 38, 282, 283, 297, 298, 376, 396
 Frangia capillare, 189, 191
 Forza di trascinamento, 42, 222, 243, 302
 Froude (numero di —), 59
 Funzione di corrente, 49, 58
 — — — di Lagrange, 89
 Funzioni di Gauss (valori di alcune — — —), 209 ÷ 211
- Gaukler (coefficiente di scabrezza secondo —), 74, 76, 367
 — (formula di —), 78
 Gauss (legge di —), 155, 184, 209 ÷ 211, 440, 441
 Gherardelli (formula di —), 134, 246
 Giandotti (formule di —), 172, 182, 186, 188
 Giunti, 326, 375, 397, 418, 419
 Gocciolatori, 464
 Gomiti, 106
 Gravitazionali (metodi irrigui —), 390, 455
 Griglia, 377, 401
 Gumbel (legge di —), 155, 165
 Guyon-Thirriot (formula di —), 331, 338
- Hazen (formule di —), 153
 Hooghoudt (formula di —), 197, 320 ÷ 324, 332, 335
- Idrante (presa da —), 389, 412, 424, 425, 426, 436, 444, 447
 Idrogramma di piena, 174, 175, 181
- Idrometro (idrometrico), 125, 141
 Imbocco, 102, 112, 119, 369, 370, 401, 438
 Impermeabile (v. Strato impermeabile)
 Indice di resistenza, 75, 93
 Infiltrazione (filtrazione), 221, 222, 225, 227, 284, 302, 303, 306, 309, 312, 391, 394, 396
 Invaso, 242, 248, 250, 281, 283, 372, 373
 Irrigatori giganti, 463
 Irrigazione autonoma, 386, 430
 — collettiva, 386, 391, 430
 Isobare, 25
 Isoiete, 150
- Kàrmàn v. — Prandtl (formule o relazioni di — —), 91, 94'
 King (coefficienti da —), 105
 Kutter (coefficiente di scabrezza secondo —), 76
 — (formula di —), 74
- Lagrange (formula di —), 89
 Lama d'acqua, 222, 300, 312
 Laminare (v. Moto laminare)
 Limitatore di portata, 429, 446, 447
 Linea dei carichi, 25, 57, 73
 — di corrente (o di flusso), 44, 49, 52, 58, 66, 68, 115, 120, 121, 124, 201, 203, 206, 334
 — — saturazione, 283, 284
 Liquidi (alcune proprietà fisiche dei —), 43, 48
 Liquido newtoniano, 43
 — non newtoniano, 43

- Livello dinamico, 380, 383
 — statico, 380
 Luce a battente, 114, 115, 116
 — — stramazzo, 114, 122, 132
 — con imboccatura (anche con tubo
 addizionale) 114, 119, 120

 Manning (coefficiente di scabrezza se-
 condo), 74 ÷ 76,
 Manning - Strickler (formula di —
 —), 75, 78, 96, 97, 345, 347
 Manometro (a molla Bourdon), 26,
 429
 Marchetti (formula di —), 440
 Mariotte (formula di —), 41
 Microportata (irrigazione a —), 308,
 390, 411, 458, 463
 Misuratore di portata (a stramazzo, a
 risalto), 106, 126, 127, 132, 133,
 403, 408, 436
 Modulo, 306, 307, 389, 411, 439, 442,
 444, 455
 Moody (diagramma di —), 94 ÷ 96,
 101
 Moto laminare (o viscoso, o per
 filetti), 45, 46, 59, 93, 192
 Moto nel terreno saturo, orizzontale,
 202, 317, 320, 324, 325, 335, 336
 — — — —, radiale, 320, 324, 325,
 335, 336
 — — — —, a regime permanente,
 315, 316, 318, 327
 — — — —, — — variabile, 206,
 316, 327, 333, 337, 342
 Moto permanente (— stazionario),
 47, 48, 53, 56, 57, 59, 61, 69, 88,
 117
 — turbolento, 46, 59, 96
 — uniforme, 48, 49, 73, 74, 78, 80,
 83, 100, 102, 402
 — vario, 48, 56

 Newton (formula di —), 135, 136
 Nikuradse (equazione di —), 93, 94,
 96
 Numero di Reynolds (v. Reynolds —)

 Paratoia, 36, 90, 120, 121, 368, 369,
 377, 403, 406 ÷ 408, 411, 438
 Pelo libero (v. Superficie libera)
 Pendenza critica, 65, 66, 67, 312
 — del fondo, 49, 60, 74, 79, 82, 89,
 184, 296, 367
 — di compensazione (formula di
 Thiery), 268
 — — — (" " "
 Valentini), 268
 — e lunghezza pendio (" " "
 Foster, Meyer, Onstad), 234
 Percolazione, 190, 206, 328, 344
 Perdita di carico, continua (o lineare),
 57, 90, 93, 96, 98, 100 ÷ 103, 107,
 111, 112, 420, 465
 — — — localizzata, 103, ÷ 105,
 107, 112, 402
 Permeabilità, 224, 225, 303
 — intrinseca, 194
 Perimetro bagnato (v. anche Contor-
 no bagnato), 44, 334, 339
 Pezzoli (formule di —), 99, 101, 173
 Piezometro, 192, 201, 202
 Pioggia (precipitazione meteorica),
 141, 143, 146, 148 ÷ 152, 155, 160,

- 162, 165 ÷ 169, 174, 217, 219, 315
- Pitot (tubo di —), 50, 51
- Pluviografo, 146, 147, 148
- Pluviometro, 141, 143, 145
- Poiseuille, 45, 46
- Pompa ad asse orizzontale, 381
 — — — verticale, 381, 382, 383
 — sommersa, 381, 383, 384
- Porosità di drenaggio (o — utile),
 206, 328, 331, 337, 342, 344
- Portata, 44, 49, 61, 62, 79, 80, 89,
 90, 100, 102, 103, 113, 117, 180,
 370, 391
 — di drenaggio (v. Coefficiente
 di drenaggio)
 — — piena (formula di Forti), 182
 — — — (" " Morgiardi-
 ni), 181
 — — — (" " Pagliaro),
 183
 — torbida (formula di Bogardi),
 243
 — — (anche portata solida in so-
 spensione, formule di Arredi e di
 Conti), 246
- Potenza assorbita, 107, 420
 — di una corrente, 57, 61, 68, 73
- Potenziale di velocità, 58, 191, 195
 — gravitazionale, 56, 191
- Pozzo a scavo, 190, 203, 207, 378, 454
 — trivellato, 190, 204, 207, 378,
 454
- Pressione assoluta, 24 ÷ 26
 — idraulica (relativa), 23, 24, 26,
 32 ÷ 34, 191
 — (unità di —), 24
 — idrostatica (v. Pressione idraulica)
- Prevalenza manometrica, 108, 383
 — topografica, 383
 — totale, 420
- Profilo, 66, 69, 73, 394, 401, 412,
 417, 423
- Puppini (formula di —), 179, 187
- Quantità di moto, 50, 52, 70
- Raggio idraulico (o — medio), 44, 66,
 80, 243, 246, 268, 297
- Rapporto di biforcazione (o indice di
 confluenza), 245, 251, 252
- Reynolds (esperienze di —), 44, 45
 — (numero di —), 46, 59, 96
- Resistenza allo schiacciamento, 37
 — — scorrimento, 36, 39, 40, 285
 — al ribaltamento, 36, 38, 40
 — radiale, 320 ÷ 322, 324, 325,
 334, 336
- Ripartitore (canale —), 294, 389, 392,
 403, 405, 408, 422, 438
- Risalto idraulico (anche salto di Bido-
 ne), 69, 70, 88, 132
- Rouse (coefficiente da —), 106
- Rugosità, 88, 91 ÷ 94, 96, 97
- Ruscigliamento, acqua di — (v. anche
 Deflusso superficiale), 168, 171,
 217, 219, 222, 224, 225, 233, 242,
 244, 260, 300 ÷ 302, 314, 316
- Saint-Venant de (coefficiente di de
 —), 104, 106
- Saracinesca, 106, 109, 111, 112, 422
- Scabrezza, 49, 73, 74, 76, 79, 90, 92,

- 96, 227, 300, 367
- Scala di deflusso, 78, 79, 178, 179
- Scarico, 376, 377, 403, 418, 423, 424
- Scimemi (formule di —), 96, 98, 101, 112, 183
- Scolina, 297, 300, 302, 309
- Scorrimento (irrigazione per —), 306, 308, 309, 311, 390, 391, 394
- Sedimentazione, 242, 244, 246
— (formula di Dendy), 251
- Sedimento, produzione (formula di Ackermann e Corinth), 250
—, grado di sedimentazione (formula di Roehl), 247, 252
—, — — — (formula di Maner), 246
- Serbatoio (invaso), 371 ÷ 375, 377, 389, 420, 455, 456
- Sezione bagnata (area della — —), 44, 49, 53, 73, 78 ÷ 80, 179, 297, 298, 316, 395, 418
— contratta, 68, 105, 115 ÷ 117, 132
— di minima resistenza, 80, 81, 84, 85, 87, 298
- Sfiato, 418, 423
- Sfioratore, 277, 282, 287, 288, 377, 403, 405
- Sforzo normale, 23, 37, 42, 43
— tangenziale, 37, 42, 43, 91
- Sifone, 289, 401, 402
- Sommersione, 308, 312, 390, 394
- Sorgente, 190
- Sovraccarico, 110, 111, 265, 266
- Sovrapressione, 110, 111, 340
- Spinta idrostatica (o idraulica), 23, 26, 30, 32, 34, 35, 38, 41, 60, 70, 115, 266, 272, 376
— totale, 27, 70, 72, 264
- Spruzzatore, 390
- Stato critico (regime critico), 61, 66, 67
- Stramazzo in parete grossa, 90, 122, 134, 274, 287
— — — sottile, 122 ÷ 124
—, tipo Bazin, 123 ÷ 125
—, — Cipolletti, 125, 129
—, — Thomson, 125 ÷ 128
- Strato equivalente (altezza dello — —), 320, 321, 322, 332, 335, 338
— limite (— viscoso), 90, 91
— impermeabile, altezza dello — —, 319, 322, 323, 335, 336
- Strickler (coefficiente di scabrezza secondo —), 67, 74, 76, 96, 367
— (formula di —), 75, 78, 96, 345, 347
- Student ("test" dello —), 152, 154
- Subirrigazione, 390
— capillare, 390
- Superficie libera (pelo libero, falda a — —), 24, 26 ÷ 28, 35, 45, 53, 60, 69, 70, 73, 90, 117, 118, 132, 190, 196, 201, 203, 206, 243, 314, 316, 319, 342, 344, 389, 391, 411
- Tempo di corrivazione, 169 ÷ 171, 174, 180, 186, 224
— — — (formula di Kirpich), 172
— — — (" " Pasini), 171
— — — (" " Puglisi), 173
— — — (" " Ventura), 172
— — ritorno, 152, 153, 156, 165
- Tensione critica di trascinamento, 243
- Torrente di scavo, 267
— — trasporto, 267

- Topoietti (metodo dei — detto anche di Thiessen), 150, 151
- Torricelli (formula di —), 117
- Tracciato, 296, 386, 389, 394, 412 ÷ 416
- Traiettoria, 44, 45, 47, 48, 56, 115
- Trasmissività (di un terreno saturo), 332, 338
- Trasporto solido di fondo, 242, 271
 — — in sospensione, 242, 243, 246, 271
- Tubo addizionale esterno, 114
 — — interno, 114
 — di flusso (o di corrente), 44, 53 ÷ 55
- Turazza (formula di —), 177, 186
- Turbolenza, (v. anche Moto turbolento), 45, 46, 70
- Turno (di irrigazione, di adacquamento), 327, 391, 437, 451, 455, 468
- Uniformità di erogazione, 460, 461, 466
 — — (formula di Christiansen), 460
- Unità morfologica, 217, 236, 238
- Valvola a farfalla, 106, 422
- di fondo, 381
 — — ritegno, 111, 381, 421
- Varignon (teorema di —), 26
- Vasca, 36, 37, 41, 294, 349, 369, 370, 383, 385, 403, 455
- Velocità apparente, 192
 — critica, 46, 65, 67
 — di caduta, 143, 219
 — d'infiltrazione, (formula di Horton), 225
 — di ruscellamento (formula di Crevat), 300
 — — trascinalamento, 268
 — — trasporto, 45
 — effettiva, 194, 296, 297
 — media, 44, 52, 73, 83, 101, 192, 194, 367
 — — (formula di Christien), 367
- Venturimetro, 129 ÷ 131
- Veronese (formula di —), 96, 98
- Vibert (formula di —), 108, 113
- Viscosità cinematica, 43, 46, 91, 101
 — dinamica, 43, 46 ÷ 48, 91, 194
- Volume di adacquamento, 303, 388, 391, 411, 451, 467
- Williams - Hazen (formula di — —), 98, 465