



**strada dei
PARCHI**spa
A24 autostrade A25

AUTOSTRAD E A24/A25
ROMA - L'AQUILA - TERAMO / TORANO - PESCARA

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E
MESSA IN SICUREZZA URGENTE (M.I.S.U.)
DELLE AUTOSTRAD E A24 E A25
ART. 1 COMMA 183 LEGGE 228/2012**

PROGETTO DEFINITIVO

'B': VIADOTTI - INTERVENTI SPECIFICI PER L'ADEGUAMENTO SISMICO
VIADOTTO RAMPA DI SVINCOLO DI TORNIMPARTE
IDRAULICA
GENERALE

RELAZIONE IDROLOGICA IDRAULICA - CANALE

COMMESSA	FASE	MACRO OPERA	AMBITO/OPERA	DISCIPLINA	TIPO	PROGR.	REV.	SCALA
242	D	A24	IV005	IDR	RE	001	A	
Rev.	Data	Descrizione				Redatto	Verificato	Approvato
A	Marzo 2018	Emissione				S. Ventura	G. Furlanetto	M. Orlandini

File: 242DA24IV005IDRRE001A.DWG

PROJECT MANAGER: Ing. Stefano Ventura

<p>PROGETTAZIONE:</p>  <p>IL DIRETTORE TECNICO (Ing. Marco Orlandini)</p>	<p>IL PROGETTISTA (Ing. Guido Furlanetto)</p> 	<p>COMMITTENTE: LA SOCIETA' CONCESSIONARIA</p>  <p>IL PROCURATORE SPECIALE (Ing. Gabriele Nati)</p>	
--	---	---	--



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, I SISTEMI INFORMATIVI E STATISTICI
DIREZIONE GENERALE PER LA VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

RELAZIONE IDRAULICA SISTEMAZIONE TORRENTE RAI0

Sommario

1	PREMESSA	3
2	ANALISI IDROLOGICA	4
2.1	IL MODELLO PROBABILISTICO DI GUMBEL	4
2.2	TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO	5
2.3	ANALISI DELLE PRECIPITAZIONI	6
3	DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI PROGETTO	7
3.1	IL METODO CINEMATICO	7
3.2	IL METODO VAPI	10
4	INTERVENTI DI PROGETTO	11
4.1	TRATTO INIZIALE	12
4.2	TRATTO CANALE TRAPEZOIDALE	12
4.3	TRATTO SALTI DI FONDO	12
4.3.1	DIMENSIONAMENTO IDRAULICO TRATTO A SALTI DI FONDO	12

1 PREMESSA

Il presente progetto prevede la realizzazione di una nuova rampa in rilevato dello Svincolo Tornimparte alternativa alla rampa esistente in viadotto. Lo spostamento della rampa verso l'imbocco della galleria S. Rocco provoca un'interferenza con l'attraversamento idraulico del torrente Raio. Pertanto è necessario prevedere un'allungamento del manufatto di attraversamento esistente e una deviazione del corso del torrente con un percorso che segua il piede del nuovo rilevato.

Tale spostamento, stante le forti pendenze del torrente, rende necessario prevedere una sistemazione del medesimo mediante salti di fondo al fine di garantire la stabilità del rilevato di progetto.

La figura seguente rappresenta lo stato di fatto.



Figura 1: Stato di fatto

2 ANALISI IDROLOGICA

Il dimensionamento delle opere idrauliche previste nel presente progetto viene sviluppato a partire da un'analisi statistica delle precipitazioni della stazione di misura più vicina allo Svincolo di Tornimparte.

L'analisi statistica è sviluppata utilizzando il modello probabilistico di Gumbel, di seguito descritto.

2.1 IL MODELLO PROBABILISTICO DI GUMBEL

Il metodo di Gumbel, prevede l'applicazione della distribuzione doppio-esponenziale (o di Gumbel, appunto) al campione di dati di precipitazione intesi come variabili indipendenti.

La funzione di probabilità cumulata che la definisce è:

$$F(x) = P(X \leq x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}}$$

Introducendo la variabile ridotta y :

$$y = \alpha(x - u)$$

si ha la forma canonica:

$$F(y) = e^{-e^{-y}}$$

I parametri α e u sono legati alla media e alla varianza della popolazione. Sfruttando le informazioni contenute nel campione a disposizione si procede alla loro stima seguendo diversi metodi. Si otterranno parametri diversi per ogni durata di precipitazione.

Per una data durata di precipitazione, si ordinano le N altezze di precipitazione in ordine crescente e si numerano da 1 ad N . Ad ogni altezza di precipitazione si associa la relativa frequenza cumulata di non superamento, calcolata con la formula di plotting position di Weibull:

$$F_i = \frac{i}{N+1}$$

A denominatore si ha $N+1$ in luogo di N per evitare che il più grande evento verificatosi sia caratterizzato da una frequenza cumulata di non superamento pari a 1: valore che rappresenta l'evento impossibile da superare.

Il metodo di Gumbel per la stima dei parametri della distribuzione si fonda sull'ipotesi di confondere la probabilità di non superamento di una certa altezza di precipitazione (relativa ad una popolazione) con la sua frequenza cumulata di non superamento (che si riferisce, invece ad un campione della popolazione suddetta), cioè

$$F(h_i) \cong F_i$$

La variabile ridotta da associare ad ogni altezza di precipitazione viene quindi calcolata come:

$$F(h_i) = F_i = F(y) = e^{-e^{-y}} \quad \text{e} \quad F_i = \frac{i}{N+1} \Rightarrow y_i = -\ln \left[-\ln \left(\frac{i}{N+1} \right) \right]$$

Con questa assunzione, la variabile ridotta y dipende solamente da h con la relazione lineare:

$$y = \alpha(h-u)$$

La stima dei parametri α e u si ottiene sfruttando il metodo dei momenti, in base al quale i parametri della distribuzione vengono ottenuti eguagliando la media campionaria alla media della distribuzione della popolazione. Otteniamo quindi per α e u le espressioni:

$$\alpha = \frac{1.283}{S_h} \quad u = m_h - \frac{0.577}{\alpha}$$

Introducendo ora il concetto di tempo di ritorno, T_r , cioè il tempo che mediamente trascorre tra la realizzazione di un evento e di un altro di entità uguale o superiore, si riesce ad ottenere l'espressione che esprime le altezze di precipitazione in funzione del tempo di ritorno:

$$T_r(h) = \frac{1}{1-F(h)} \Rightarrow F(h) = \frac{T_r-1}{T_r}$$

$$e^{-e^{-\alpha(h-u)}} = \frac{T_r-1}{T_r} \Rightarrow h = u - \frac{1}{\alpha} \ln \left[-\ln \left(\frac{T_r-1}{T_r} \right) \right]$$

Grazie al metodo di Gumbel è stata ricavata un'espressione analitica della funzione $h(T_r, \tau)$ che fornisce il valore di h in funzione del tempo di ritorno per una prefissata durata di precipitazione. Si vuole ora trovare un'espressione analitica che, per un dato tempo di ritorno, fornisca l'altezza di precipitazione in funzione della durata.

A questo scopo, si assegna alla funzione $h(T_r, \tau)$ la seguente forma:

$$h(T_r, \tau) = a(T_r) \tau^n$$

Queste equazioni, una per ogni prefissato tempo di ritorno, sono dette curve di possibilità pluviometrica (o climatica).

L'intensità di precipitazione è definita come l'altezza di precipitazione per unità di tempo ed ha la forma:

$$j(T_r, \tau) = \frac{h(T_r, \tau)}{\tau} = a \tau^{n-1}$$

Passando alla notazione logaritmica, l'equazione della curva di possibilità pluviometrica assume la forma lineare, e viene ottenuta interpolando i valori per regressione lineare ai minimi quadrati. Gli scarti da minimizzare sono quelli verticali, in quanto la misura di h soffre di maggiori incertezze rispetto a quella del tempo di precipitazione.

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

2.2 TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO

Il tempo di ritorno scelto per il dimensionamento della sistemazione idraulica del torrente Raio è pari a 100 anni, valore consigliato dalla letteratura per la categoria di opere in cui ricadono i manufatti da dimensionare (Figura 2).

Tipo di opera	Periodo di ritorno (anni)
ponti e difese fluviali	100+150
difese dei torrenti	20+100
dighe	500+1000
bonifiche	15+25
fognature urbane	5+10
tombini e ponticelli per piccoli corsi d'acqua	30+50
sottopassi stradali	50+100
cunette o fossi di guardia per strade importanti	10+20

Figura 2: Tipi di opera e tempi di ritorno orientativi da assumere (Fognature, Da Deppo e Datei).

2.3 ANALISI DELLE PRECIPITAZIONI

La stazione di misura più vicina allo Svincolo di Tornimparte è la stazione di Tornimparte. La stazione è posta ad una quota di 886 m s.m.m., alle coordinate di Latitudine 42,28 e 13,30 di Longitudine, e dispone di dati registrati nel periodo 1933-1997. La posizione della stazione e dello svincolo sono riportati in Figura 3



Figura 3: Posizione della stazione di misura di Tornimparte.

I dati registrati alla stazione pluviometrica sono stati analizzati con il modello probabilistico di Gumbel. I dati di interesse sono i valori storici del massimo annuo giornaliero della pioggia per le

durate di precipitazione di 1, 3, 6, 12, 24 ore. La numerosità dei campioni delle suddette serie è pari a 61.

La curva di possibilità pluviometrica che fornisce l'altezza delle precipitazioni in millimetri in funzione della durata dell'evento piovoso, espresso in ore, per un tempo di ritorno di 100 anni assume la seguente forma:

$$h = a \cdot \tau^n = 42.5 \cdot \tau^{0.352}$$

3 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI PROGETTO

Per il calcolo della portata di progetto, sono stati utilizzati tre metodi.

Il primo è il metodo cinematico utilizzando i dati di pioggia calcolati mediante l'elaborazione statistica delle precipitazioni con il metodo di Gumbel.

Il secondo è il metodo VAPI. In tal caso la portata di progetto è ottenuta mediante regionalizzazione delle portate misurate nelle stazioni di misura esistenti.

Il terzo è un metodo derivante dall'applicazione del metodo cinematico ai dati di pioggia ottenuti sempre tramite il modello VAPI mediante regionalizzazione delle misure sul campo.

3.1 IL METODO CINEMATICO

La schematizzazione alla base del metodo si basa sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

1. la pioggia critica ha durata pari al tempo di corrivazione;
2. la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;
3. il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica.

La portata di piena, in funzione del tempo di ritorno, è pari a:

$$Q = 278 \frac{\varphi \cdot S \cdot h}{\tau_c} = 278 \cdot \varphi \cdot S \cdot i$$

in cui:

Q = portata di piena [m³/sec];

φ = coefficiente di deflusso, assunto pari a 0.3;

h = altezza di pioggia [m] per una precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione;

i = intensità di pioggia [m/ore];

S = area del bacino km²;

τ_c = tempo di corrivazione [ore], da individuare.

Il valore di h rappresenta l'altezza di precipitazione che cade in un dato sito in un tempo uguale al tempo di corrivazione τ_c : infatti se la durata della precipitazione è inferiore al tempo τ_c solo una parte

del bacino S contribuirà alla formazione della portata, che risulterà pertanto di minore entità. Viceversa se la durata dell'evento è maggiore, l'intensità della pioggia sarà minore e quindi meno intenso il colmo di piena. Nella Figura 4 è riportato uno schema del funzionamento del modello cinematico con tre precipitazioni di diversa durata (minore, uguale e maggiore rispetto al tempo di corrivazione).

Si noti come per un tempo di pioggia pari a quella di corrivazione l'idrogramma di piena assume la forma triangolare.

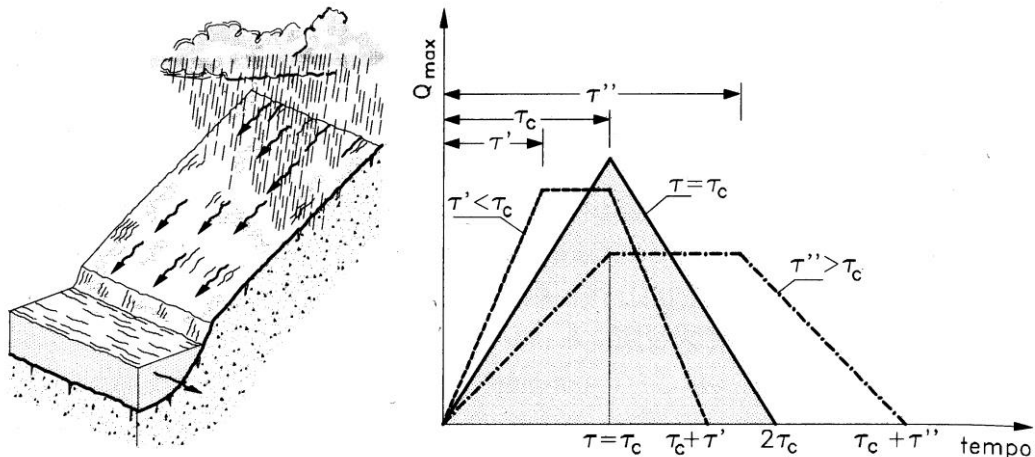


Figura 4: Metodo cinematico: idrogramma di piena per differenti durate di precipitazione.

Il tempo di corrivazione, parametro chiave quando si fa riferimento a metodi analitici di tipo semplificato, è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua idraulicamente più lontana a percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura.

Una relazione frequentemente utilizzata per tale calcolo è la formula di **Giandotti** modificata che tiene conto della morfologia del bacino:

$$\tau_c = \frac{1}{M \cdot d} \frac{(4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L)}{0.8 \cdot \sqrt{(H_m - H_0)}}$$

con

A = area del bacino sottesa alla sezione di calcolo [km^2];

L = lunghezza dell'asta principale del corso d'acqua principale [km];

H_m = quota media del bacino [m s.m.m.];

H_0 = quota della sezione di chiusura [m s.m.m.];

M = parametro legato alla copertura del suolo assunto pari a 0.2;

d = parametro legato alla permeabilità del suolo assunto pari a 1.27.

Tipo di copertura	M
Terreno nudo	0,667
Terreni coperti con erbe rade	0,250
Terreni coperti da bosco	0,200
Terreni coperti da prato permanente	0,167
Permeabilità	d
Terreni semi-impermeabili	1,270
Terreni poco permeabili	0,960
Terreni mediamente permeabili	0,810
Terreni molto permeabili	0,690

Figura 5: Parametri formula di Giandotti modificata

La formula di Giandotti ha il pregio, rispetto ad altre relazioni, di comprendere nei parametri utilizzati per il calcolo del tempo di corrivazione diverse caratteristiche dei bacini analizzati. Questo garantisce una ricostruzione dei tempi di corrivazione basata sui principali parametri dei medesimi.

Un'altra equazione spesso utilizzata per la stima del tempo di corrivazione è quella di **Ventura** (1905). La relazione ha la seguente espressione:

$$\tau_c = 0,1272 \cdot \sqrt{\frac{A}{i_m}}$$

dove i_m è la pendenza media della rete di drenaggio ed A la superficie del bacino .

Un'ulteriore formulazione già ampiamente sperimentata in casi analoghi è quella di **Pasini** che ha la seguente forma:

$$\tau_c = 0,108 \cdot \frac{\sqrt[3]{L \cdot A}}{\sqrt{i_m}}$$

All'interno del presente studio è stata utilizzata anche la formula di **Pezzoli**, sviluppata sui dati di piccoli bacini montani di dimensioni inferiori ai 20 km²

$$\tau_c = 0,055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i_m}}$$

La tabella seguente riporta le caratteristiche geometriche del bacino e il calcolo del tempo di corrivazione calcolato con i diversi metodi e il valore medio utilizzato nel calcolo della portata.

A [km2]	L [km]	Htop [m.s.m.]	H0	Hmedio	im	tc Giandotti modificato [ore]	tc Pasini [ore]	tc Pezzoli [ore]	tc Ventura [ore]	tc medio [ore]
12.44	6.40	1930.0	1095.0	1512.5	0.127	1.44	1.31	0.99	1.26	1.25

La portata di progetto, assunto un coefficiente di deflusso pari a 0.3, è pari a 38 m³/s.

3.2 IL METODO VAPI

La portata di progetto è stata inoltre calcolata utilizzando il metodo VAPI riportata nello “Studio idrologico per la valutazione delle piene” allegata alla Redazione del Piano Stralcio di Difesa Alluvioni” della regione Abruzzo.

Il succitato documento riporta per le aree due diverse metodologie della portata indice, si rimanda al documento per gli aspetti teorici delle due metodologie utilizzate.

La prima relazione riportata è :

$$\hat{m}_Q = 0.00858 \cdot A_{imp}^{0.6506} \cdot m_g^{1.4387}$$

Con:

A_{imp} = l’area sottesa classificata come impermeabile secondo le indicazioni del S.I.M.N. (km²)

m_g = pioggia indice di durata 1 giorno valutata nel baricentro del bacino (mm). La pioggia indice m_g è stata in particolare calcolata come media pesata delle precipitazioni indice puntuali alle stazioni di misura afferenti ciascun bacino considerato, con pesi ottenuti mediante costruzione dei poligoni di Thiessen.

La tabella seguente riporta i valori utilizzati per il caso in esame:

Atot Raio	12.44	kmq
Aimp	6.22	kmq
mg	60	mm
mq	10.19	mc/s

Pertanto al variare del tempo di ritorno la portata assume i seguenti valori:

	Fattore di crescita	Q [mc/s]
TR20	2.48	25.27
TR50	3.33	33.93
TR100	3.97	40.45
TR200	4.62	47.08
TR500	5.46	55.63

Il secondo modello assume in pratica che la frequenza della generica portata al colmo sia pari a quella dell’altezza di pioggia dell’evento critico che la produce e, conseguentemente, la portata indice viene dedotta a partire dalla curva di possibilità climatica stimata sui valori medi delle altezze di pioggia massime annuali, mediante il metodo cinematico.

$$\hat{m}_Q = \psi \cdot A \cdot ARF(Tc,A) \cdot m_1 \cdot Tc^{n-1}$$

dove ψ rappresenta il coefficiente di deflusso, A la superficie idrografica del bacino (km^2), $ARF(Tc,A)$ il fattore di riduzione areale per la precipitazione di durata $d=Tc$, m_1 ed n la pioggia indice di durata 1 ora (mm) e l'esponente della curva di possibilità climatica valutati nel baricentro del bacino sotteso, e Tc il tempo di corrivazione calcolato mediante la classica formula di Giandotti. La stima di m_1 e del coefficiente n può essere ottenuta mediante la lettura di apposite mappe.

La relazione che fornisce il valore del coefficiente di deflusso ψ è risultata essere:

$$\psi = 0.315 \cdot (A_{imp} / A)^{0.393}$$

Con riferimento alle relazioni precedenti la tabella seguente riporta i dati utilizzati nel calcolo.

ψ	0.24
m_1	20.5
Tc	1.44
$ARF(Tc,A)$	0.93
n	0.38
m_q	12.6

Pertanto al variare del tempo di ritorno la portata assume i seguenti valori:

	Fattore di crescita	Q [mc/s]
TR20	2.48	31.24
TR50	3.33	41.95
TR100	3.97	50.02
TR200	4.62	58.20
TR500	5.46	68.79

La media delle portate calcolate assunta come valore di progetto è pari a $43 \text{ m}^3/\text{s}$

4 INTERVENTI DI PROGETTO

L'intervento di progetto prevede la suddivisione del torrente in tre tratti:

- un primo tratto costituito dal prolungamento del manufatto scatolare esistente di base 4.5 m, altezza 6m e pendenza 0.5%.
- un secondo tratto costituito da un canale trapezoidale di base 4.5m con protezione in massi di diametro minimo pari a 50 cm e pendenza pari allo 0.5%.
- un tratto finale costituito da un canale in calcestruzzo dotato di salti di fondo di altezza pari a 6m e lunghezza pari a 24m.

4.1 TRATTO INIZIALE

Il tratto iniziale è costituito dal prolungamento dello scatolare esistente.

Assumendo una scabrezza secondo strickler pari a $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, la portata di progetto pari a $43 \text{ m}^3/\text{s}$ transita nel manufatto con un tirante pari a 1.96 m ed una velocità media di 4.87 m/s. Le dimensioni del manufatto sono pertanto compatibili con la portata centenaria.

4.2 TRATTO CANALE TRAPEZOIDALE

Il tratto iniziale è costituito da un canale trapezoidale di base 4.5 m e altezza 3 m protetto con massi.

Assumendo una scabrezza secondo strickler pari a $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, la portata di progetto pari a $43 \text{ m}^3/\text{s}$ transita nel canale con un tirante pari a 2.5 m ed una velocità media di 2.75 m/s. Il livello energetico è pari a 2.88m.

Le dimensioni del canale sono pertanto compatibili con la portata centenaria.

4.3 TRATTO SALTI DI FONDO

Dopo il tratto a cielo aperto con canale trapezoidale, la portata deve superare un dislivello del terreno di circa 40 m in una lunghezza pari a 140 m.

L'intervento di progetto prevede la realizzazione di uno scatolare aperto di larghezza pari a 6m dotato di salti di fondo. Ciascun salto sarà dotato al termine di uno sfioratore in parete grossa allo scopo di confinare il processo dissipativo alla base del salto.

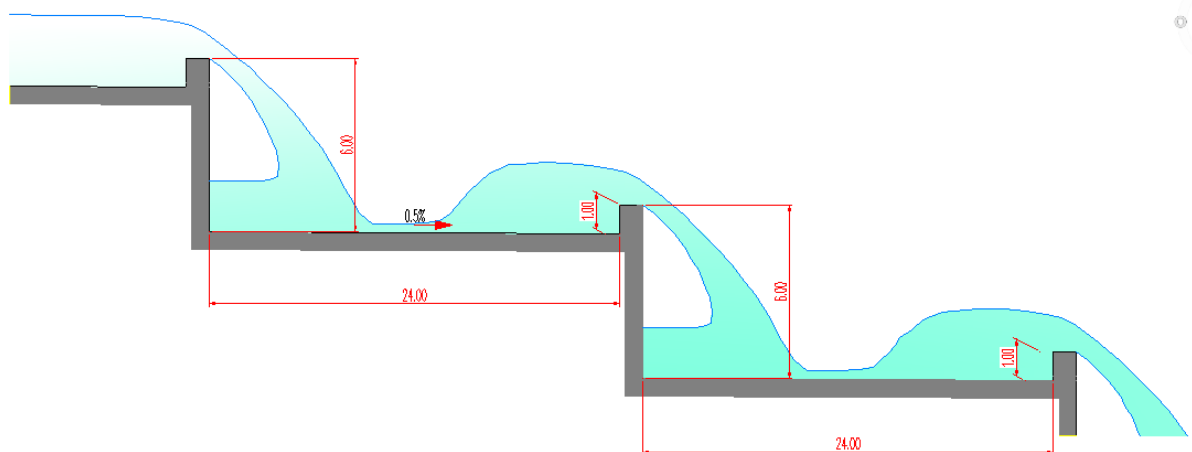


Figura 6: Schema salti di fondo

4.3.1 DIMENSIONAMENTO IDRAULICO TRATTO A SALTI DI FONDO

La verifica idraulica dei salti di fondo è stata eseguita utilizzando le formule sperimentali di RAND

(1955), riportate in Figura 8.

Con riferimento alla Figura 7 la lunghezza minima della vasca di dissipazione è composta di due termini: il primo termine è legato alla traiettoria del getto, mentre il secondo è legato al processo dissipativo.

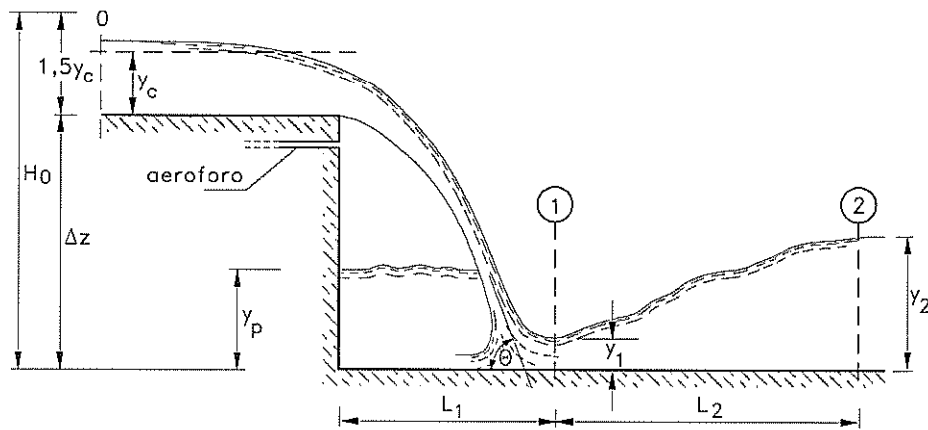


Figura 7: Salto di fondo con getto libero e corrente lenta a monte

$$\frac{y_p}{\Delta z} = 1,00 \left(\frac{y_c}{\Delta z} \right)^{0,66} ; \quad \frac{y_1}{\Delta z} = 0,54 \left(\frac{y_c}{\Delta z} \right)^{1,275}$$

$$\frac{y_2}{\Delta z} = 1,66 \left(\frac{y_c}{\Delta z} \right)^{0,81} ; \quad \frac{L_1}{\Delta z} = 4,30 \left(\frac{y_c}{\Delta z} \right)^{0,81}$$

Figura 8: Formule di calcolo dissipazione dei getti

La lunghezza del risalto è stata calcolata con la relazione di Hager et. Al. (1990) , ossia $\frac{L_2}{y_1} = 8 \cdot (F_{R1} - 1.5)$, nella quale F_{R1} rappresenta il numero di Froude nella sezione 1.

Assunta la portata di progetto pari a 43 m³/s, la larghezza dell'alveo pari a 6 m, un'altezza critica della corrente y_c pari a 1.74 m l'applicazione delle formule sopra riportate, considerato un salto pari a 6 m, permette di ottenere i seguenti risultati:

- $L_1=9.5$ m
- $Y_2=3.7$ m
- $L_2=14.4$ m
- $Y_p=2.7$ m

Pertanto la lunghezza della vasca di dissipazione dev'essere pari a 24.0m.

Il tirante y_2 viene garantito da uno stramazzo in parete grossa realizzato alla fine della base del salto, di altezza pari ad 1 m . Il petto sullo stramazzo che permette il transito della portata di progetto è pari a 2.7 m. Pertanto il tirante idrico prima dello stramazzo è pari a 3.7m, valore analogo all'altezza

coniugata del risalto y_2 , in tal modo è possibile contenere il fenomeno dissipativo alla base del salto.