

基於變時空同倍比放大法的汛限水位 控制範圍研究

殷峻暹¹ 滕煒芬² 張麗麗³

(1 中國水利水電科學研究院，北京 100038 2 水利部水利水電規劃設計總院，北京 100011

3 河海大學 水文水資源學院 南京 210098)

摘要

本文以丹江口水庫為例，根據丹江口水庫上、下游暴雨時空分佈特性，提出了利用變時空同倍比放大方法推求丹江口水庫的設計洪水過程線，在此基礎上，利用調洪計算程式推求汛限水位，並根據丹江口水庫典型天氣系統下的暴雨洪水過程確定丹江口水庫汛限水位的控制範圍。計算結果表明，丹江口水庫的汛限水位由固定值拓展到控制域，為洪水資源的利用提供理論支撐和實踐依據。

關鍵字：暴雨 變時空 設計洪水 汛限水位 丹江口水庫

一、前言

目前，對汛限水位控制的研究以利用預報調度方式抬高汛限水位的研究方法居多，主要集中在即時調度研究領域，從規劃設計角度研究汛限水位控制範圍的研究較為薄弱。然而，我國大多數水庫建設工作在上世紀 50—60 年代，75·8”大水後，水庫的設計工作普遍偏於保守，安全係數加大在確保工程安全的同時，也造成了設計洪水超頻的問題，以丹江口為例，其設計洪水的洪峰超過千年一遇，設計洪水偏于安全的同時導致水庫汛限水位過低，水資源利用受到約束，尤其是洪水資源的充分利用。

因此，本文從調整設計理念出發，根據流域暴雨的時空分佈特性，提出利用變時空同倍比方法推求設計洪水過程線，並由此確定水庫的汛限水位控制範圍，使水庫汛限水位設計值由固定值拓展到控制域，為洪水資源的有效利用提供理論支撐和實踐依據。

二、變時空同倍比放大法

本文提出採用變時空同倍比放大法設計丹江口的入庫設計洪水過程線。變時空同倍比法實質就是對同倍比放大法的改進，即在使用同倍比法時對放大係數進行科學選擇。其方法步驟是：計算皮爾遜Ⅲ型曲線的離均係數 φ ，然後從中選擇最大的 φ 作為控制，並以相應 φ

的典型峰或量與設計峰或量倍比值作為放大典型洪水過程線放大係數。其計算公式為：

$$\varphi = \left(\frac{X}{\bar{X}} - 1 \right) / CV$$

式中， X 為各年的洪水特徵統計值， \bar{X} 為系列均值， CV 為系列的變差係數。

具體做法是：

(1) 計算洪峰和洪量頻率，選一系列洪水作為典型洪水，本文選洪峰流量大於 20000m³/s 的洪水，共 15 場；

(2) 計算各典型洪水洪峰與時段洪量 φ 值，並選出最大 φ 值作為控制項目；

(3) 以最大 φ 值出現的峰或量與設計峰或量倍比值作為放大係數，對典型洪水過程線放大。如表 4。

三、設計洪水過程線推求

1、典型洪水設計洪水過程線推求

本次研究選取具有代表性的丹江口水庫 15 個典型洪水過程，利用變時空方法設計洪水過程線，形成的設計洪水過程線特徵值如下表

從表 1 可以看出，在選取的 15 場典型洪水中，利用變時空方法放大後的過程線，洪峰流量均未超出頻率設計標準，其中，用 7d 洪量放大的三個典型洪水雖然洪峰流量未達

到設計標準，但放大的 7d 洪量已達到了設計值，即設計過程線形狀較胖。

2、與原設計過程線比較

丹江口水庫原設計僅對 1935 年 7 月典型洪水和 1964 年 10 月典型洪水，利用同倍比方法放大進行設計。丹江口水庫設計洪水選擇“35.7”典型入庫過程線作為設計依據，其入庫設計千年一遇洪峰流量為 79000m³/s，萬年一遇洪峰流量為 98400m³/s，萬年一遇加 20% 洪峰流量為 118000m³/s，均較設計洪峰大 20% 左右。設計洪水過程線洪峰流量出現了比三峽工程校核洪峰流量（10000m³/s）還要大的不合理現象。

本文選用了多場洪水採用變時空同倍比方法放大，其中，有 7 場代表夏季設計洪水，8 場代表秋季設計洪水。在與原設計典型洪水相同的 1935 年 7 月洪水用洪峰流量放大，其百年一遇過程線洪峰流量比原設計過程線洪峰流量小 16%，千年一遇過程線洪峰流量比原設計過程線洪峰流量小 13%，萬年一遇過程線洪峰流量比原設計過程線洪峰流量小 11%；1964 年 10 月典型洪水用 7d 洪量放大，其百年一遇、千年一遇、萬年一遇過程線洪峰流量比原設計過程線洪峰流量均小 6.3%。

通過上述比較，變時空同倍比放大法在保證設防標準不變的前提下，有效的避免了原設計採用同倍比方法引起的超頻問題。

四、汛限水位控制範圍研究

1、利用設計洪水系列確定汛限水位控制域

對於同一個頻率，根據選用的多個典型年，得出相應的多條設計洪水過程線，在水庫設定一組蓄、泄關係的情況下，同時考慮下游的防洪要求，根據水庫調度規則，通過調洪計算得出大小不等的防洪庫容，其中最大和最小防洪庫容對應的汛限水位就是其變動範圍，當然最後變動範圍的確定，還需考慮預報誤差和水庫下游的防洪以及移民淹沒水位線的要求。

利用變時空同倍比放大法分別得到 15 條設計洪水過程線組，分別對 15 條設計洪水過程線進行調洪演算。得到調洪計算的起調水位範圍見表 2 所示。

根據以上調洪計算的結果，再結合丹江口水庫的原汛限水位，初步確定丹江口水庫的汛限水位上、下限範圍為(160.00，167)。

2、汛限水位控制域合理性分析

為驗證本次研究中提出的汛限水位範圍的合理性，採用通過變時空同倍比放大方法放大 1935 年萬年一遇、千年一遇和百年一遇的設計洪水過程線，分別取 160.00m~167.00m（間隔 1m）的起調水位，採用原調度方式，調洪計算得到以上三種頻率的汛限水位~壩前最高水位關係如表 3 所示。

從表 3 可以看出，以原調度規則進行調洪計算的結果存在不合理的地方，以汛限水位 161m 為例，萬年一遇的調洪高水位小於千年一遇的調洪高水位，千年一遇的調洪高水位小於百年一遇的調洪高水位，這是因為原調度規則中是以碾盤山網站的流量來決定丹江口水庫的泄量，當碾盤山的流量小於百年一遇時，要求丹江口和區間的組合流量不能大於碾盤山的允許下泄流量，在這種調度方式下，要求丹江口攔蓄一定的洪水。當丹江口和區間發生千年或萬年一遇的洪水時，丹江口水庫的大壩安全收到威脅，水庫採用敞泄的方式進行，因而造成百年一遇調洪最高水位高於千年或萬年一遇調洪最高水位。對於萬年一遇的設計洪水，以 164.00m 以上為起調水位的壩前最高洪水水位均大於原設計的校核洪水水位（172.80 m）；對於千年一遇的設計洪水，163.00m 起調水位以上的調洪壩前最高水位均大於原來的設計洪水水位（172.05 m）；對於百年一遇的設計洪水來說，以 162.00m 為起調水位的壩前最高水位與原來的防洪高水位（171.70 m）基本一致，162.00 起調水位以上的壩前最高水位均大於原防洪高水位。

通過以上風險分析，最後決定採用的汛限水位動態控制上、下限範圍為(162m，160m)。

五、結論

本文對丹江口水庫設計洪水的研究，可作為丹江口水庫汛限水位研究的基礎，主要結論如下：

1、採用變時空同倍比放大法，在保證設防標準不變的前提下，解決了原設計洪水過程線洪峰流量超過頻率設計值的問題。

2、對設計洪水過程線採用多場具有代表性的典型洪水過程放大，較全面地包羅了各種可能出現的洪水過程，為水庫汛限水位的動態控制、水庫效益的全面發揮提供了設計洪水方面的科學依據。

3、對利用變時空同倍比放大法計算得到的設計洪水組得出的汛限水位動態控制域的風險進行了初步的分析，根據分析結果確定汛限水位控制範圍的上、下限為（162.00，160.00）。

參考文獻

- 1、SL 44-2006, 水利水電工程設計洪水計算規範[S]. 北京:中國水利水電出版社, 2007.
- 2、詹道江, 葉守澤合編. 工程水文學[M]. 北京: 中國水利水電出版社, 1987.
- 3、蔣雲鐘, 趙紅莉, 董延軍, 等. 南水北調中線水資源調度關鍵技術研究. 南水北調與水利科技[J], 2007, 5(4):1-5.

- 4、張星, 黃建玲, 梁思偉. 郁江南寧洪水的地區組成分析. 人民珠江[J], 1998 (2).
 5、王國安. 中國水庫設計洪水及標準問題. 水利學報[J], 1991 (4).
 6、長江水利委員會長江勘測規劃設計研究院. 水文氣象報告. 南水北調中線一期工程可行性研究總報告[Z], 2005.

表 1 典型洪水過程變時空同倍比放大法放大成果

典型年	φ		控制 專案	設計洪峰流量 (m ³ /s)				
	Q_m	W_{Td}		0.01%	0.1%	1%	2%	5%
1935	3.969	3.305	Q_m	86400	68200	49500	43800	36000
1964	1.990	2.109	W_{Td}	73300	57700	41400	36500	29800
1968	0.940	0.928	Q_m	81500	63000	44400	38800	31100
1974	1.592	1.170	Q_m	81500	63000	44400	38800	31100
1975	1.139	2.349	W_{Td}	51800	40800	29200	25800	21000
1978	0.326	0.323	Q_m	86400	68200	49500	43800	36000
1979	0.367	0.080	Q_m	86400	68200	49500	43800	36000
1980	0.755	0.559	Q_m	86400	68200	49500	43800	36000
1982	1.010	0.449	Q_m	86400	68200	49500	43800	36000
1983	2.344	3.353	W_{Td}	75600	59500	42700	37600	30700
1984	1.537	1.273	Q_m	81500	63000	44400	38800	31100
1987	0.582	0.015	Q_m	86400	68200	49500	43800	36000
1989	0.653	0.240	Q_m	86400	68200	49500	43800	36000
2003	1.636	1.096	Q_m	81500	63000	44400	38800	31100
2005	1.924	1.681	Q_m	81500	63000	44400	38800	31100

表 2 各頻率設計洪水調洪成果表

設計頻率 (P%)	起調水位上限 (m)	起調水位下限 (m)	特徵水位 (m)	備註
0.01	167.85	160.85	172.80	校核洪水位
0.1	166.98	162.73	172.05	設計洪水位
1	167.38	161.98	171.70	防洪高水位

表 3 丹江口水庫不同起調水位汛限水位~壩前最高水位關係表

汛限水位	壩前最高水位			備註
	萬年一遇	千年一遇	百年一遇	
160.00	172.80	172.05	171.70	原設計標準
160.00	170.23	170.23	170.33	
161.00	170.84	170.89	170.98	
162.00	171.33	171.55	171.72	
163.00	171.87	172.26	172.52	
164.00	172.41	172.97	173.32	
165.00	172.95	173.68	174.11	
166.00	173.52	174.39	174.91	
167.00	174.09	175.11	175.72	