

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA

XI CONGRESO CHILENO

HIDRAULICA DE RIOS CON GRAN PENDIENTE

ALFONSO UGARTE S.¹

MANUEL MADRID A.²

R E S U M E N

Se analiza el comportamiento hidráulico de rios con pendiente fuerte y lecho constituido por materiales granulares gruesos. sobre la base de experiencia realizada en rios de la zona central del país. Se proponen ecuaciones para el cálculo de la resistencia al escurrimiento y se revisa la aplicabilidad de una serie de fórmulas que actualmente son usadas para modelar este tipo de escurrimientos.

¹ Ingeniero civil U. de Chile. Profesor Universidad Gabriela Mistral.

² Ingeniero civil. Universidad Técnica Federico Santa María.

1.-INTRODUCCION GENERAL

Frecuentemente es difícil estimar la velocidad media y el caudal en ríos de fuerte pendiente y lechos de granulometría gruesa, tanto en condiciones normales como en crecidas. Esto se debe fundamentalmente a que la información requerida es escasa, especialmente en lo que se refiere a la estimación de la rugosidad.

En la literatura es posible encontrar una serie de ecuaciones, específicamente deducidas para este tipo de ríos, que son usadas para estimar los coeficientes de resistencia al flujo y la velocidad media, sin tener en muchos casos la certeza de su aplicabilidad a este tipo de escurrimientos.

En este trabajo se presentan los principales resultados obtenidos en un estudio del comportamiento hidráulico de varios ríos de la zona central de Chile (Madrid, 1992), en el que sobre la base de 61 aforos se obtuvo una base de datos, que se incluye en el cuadro N° 1. A partir de esta información se ha deducido una serie de ecuaciones para la estimación de la resistencia y se ha analizado el comportamiento de algunas de las principales fórmulas recomendadas en la literatura técnica.

2.-DESCRIPCION DEL ESCURRIMIENTO.

A menudo es necesario estimar la velocidad, caudal y resistencia al flujo en cauces con gran pendiente y con lecho compuesto de material grueso. Debido a las especiales características de estos escurrimientos, frecuentemente se usan ecuaciones validadas para ríos de zonas planas, que no cuenta con un respaldo teórico adecuado para ser utilizadas en ríos de fuertes pendientes, en especial en lo relacionado con la evaluación del coeficiente de resistencia al escurrimiento.

Al respecto, es fundamental el análisis de la resistencia al escurrimiento, ya que, este factor explica el proceso mediante el cual la forma física y la rugosidad de un cauce controlan la altura, ancho y velocidad de escurrimiento. Para estudiar estos problemas, es frecuente analizar el fenómeno basado en el concepto de escurrimiento uniforme, lo que en estricto rigor, solamente es aplicable a flujos en cauces bien definidos, con pendiente del

lecho uniforme, sin gran resistencia al flujo debido a vegetación, con lechos estables, de granulometría gruesa y con un régimen de arrastre de sedimentos fundamentalmente de fondo. De acuerdo con lo anterior, la pendiente de la línea de energía es igual tanto a la pendiente del fondo del cauce como a la pendiente del eje hidráulico; este último valor puede ser medido con mayor facilidad.

Para caracterizar este tipo de escurrimiento, se usa el concepto de sumergencia relativa, que corresponde a la relación entre el radio hidráulico y diámetro d_{34} del material de fondo, siendo este último el tamaño medio de partícula del lecho mayor que el 34% del material en peso. De acuerdo a este concepto (Bathurst, 1985), los escurrimientos se pueden clasificar en :

1. ESCURRIMIENTOS DE RUGOSIDAD ALTA : $0 < R/D_{34} < 1$
2. ESCURRIMIENTOS DE RUGOSIDAD INTERMEDIA: $1 < R/D_{34} < 4$
3. ESCURRIMIENTOS DE RUGOSIDAD PEQUEÑA : $R/D_{34} > 4$

En este tipo de escurrimientos con gran pendiente en el cauce y rugosidad media y alta o macro-rugosos, se produce una gran disipación de energía por la forma irregular del lecho, formado por bolones y grava y por el arrastre de material grueso, lo que hace que el número de Froude rara vez sobrepase el valor de 0.9, aun cuando, localmente y en cortos tramos de los cauces se pueden observar escurrimientos supercríticos, que por estar muy cerca de la crisis rápidamente vuelven a una condición subcrítica debido a las razones anteriormente mencionadas.

En este tipo de escurrimientos, los efectos combinados de variaciones del cauce y sección transversal, junto a las altas pendientes y granulometría gruesa crean turbulencia extrema y pérdidas de energía que resultan en incremento de la resistencia al flujo, en comparación con escurrimientos más tranquilos. De acuerdo a esto, los valores de la resistencia en cauces naturales de fuerte pendiente y granulometría gruesa son en la práctica más altos de los usualmente calculados mediante el uso de ecuaciones deducidas para cauces con granulometría más fina.

Un aspecto importante a considerar en este tipo de escurrimientos, es la distribución del tamaño en el material del lecho, que está relacionado con el porcentaje de la sección transversal que ocupa los elementos más grandes en el lecho, así

como su concentración o espaciamiento a lo largo del cauce. Estos parámetros definen de algún modo la proporción de área del lecho del cauce ocupada por bolones de cierta magnitud significativa. Estos dos factores son de gran importancia para explicar el proceso de la resistencia al flujo, pero debido a la dificultad práctica de hacer este tipo de mediciones, no siempre es posible considerarlo directamente. No obstante lo anterior, dado que el área de rugosidad relativa y el espaciamiento de los bolones dependen directamente de los elementos de tamaño más grande, en la deducción de las fórmulas se usa frecuentemente el diámetro $D_{3/4}$, de modo que cualquier variación en la resistencia al flujo producto de estos factores se puede suponer esta indirectamente considerada a través de dicho valor.

3.-CALCULO DE LA RESISTENCIA AL FLUJO. ECUACIONES BASICAS.

En la deducción de las ecuaciones para el cálculo de la resistencia al escurrimiento, generalmente se supone la existencia de escurrimiento uniforme, aún cuando, rara vez se satisfacen las suposiciones requeridas para ello. No obstante lo anterior, en la práctica, el concepto de flujo uniforme es muy importante para la comprensión y solución de problemas en la hidráulica de canales abiertos.

Sobre la base de flujo uniforme, la resistencia al escurrimiento explica el proceso mediante el cual la forma física y la rugosidad del cauce controlan la altura de escurrimiento, su área hidráulica y la velocidad media del flujo en la canalización. Estos procesos quedan modelados mediante un coeficiente de resistencia al flujo, para lo cual corrientemente se usan las siguientes ecuaciones:

1) Ecuación de Manning .

Desarrollada en 1889, fue el resultado de un proceso de ajuste de curvas y por lo tanto es completamente empírica en su naturaleza. Esta ecuación corresponde a la expresión:

$$V = \frac{1}{n} \cdot \sqrt{J} \cdot R^{2/3} \quad (1)$$

El coeficiente n de resistencia de Manning es de uso muy corriente y generalizado, aún cuando es dimensional y presenta la dificultad práctica de estimar adecuadamente un valor apropiado para un determinado cauce.

ii) Ecuación de Darcy-Weisbach.

Deducida originalmente para tuberías, esta ecuación está definida por:

$$J = \frac{f \cdot V^2}{8g \cdot R} \quad (2)$$

Keulegan, en 1936 planteó una expresión para el factor de fricción f en canales abiertos, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 5.75 \cdot \log\left(\frac{R}{e}\right) + 6.2 \quad (3)$$

El factor de fricción f está relacionado con el coeficiente de rugosidad de Manning mediante la ecuación:

$$\sqrt{\frac{8g}{f}} = \frac{R^{1/6}}{n} \quad (4)$$

Para calcular el coeficiente n de Manning y el factor f de Darcy, existe una serie de expresiones aplicables a ríos de granulometría gruesa, entre las cuales es posible citar las siguientes:

1) Fórmula de Strickler.

Esta fórmula que permite calcular el coeficiente de rugosidad de Manning, tiene la siguiente expresión:

$$n = K' \cdot \frac{Dc^{2/6}}{21} \quad (5)$$

En esta expresión, Dc es un diámetro representativo de la granulometría del lecho y K' un factor de forma del cauce. En relación a Dc, en varias publicaciones se indica que estaría comprendido entre D_{35} y D_{75} , pero generalmente se usa $D_c = D_{50}$.

Esta ecuación sería válida para cauces granulares (Grava). Si el fondo está libre de ondulaciones debe emplearse K' igual a 1. En los otros casos, se debe estimar el valor de K', en función del tipo de lecho considerado.

2) Fórmula de Limerinos.

Fórmula propuesta en 1970. Considera estimar el coeficiente de rugosidad de Manning con la siguiente expresión:

$$n = \frac{0.113 \cdot R^{1/6}}{1.16 + 2 \log\left(\frac{R}{D_{84\%}}\right)} \quad (6)$$

De acuerdo a la literatura técnica existente, de las diversas ecuaciones usadas para calcular n en lechos de grava, se ha determinado que esta ecuación es la más adecuada de las existentes.

3) Fórmula de Hey (1979).

Esta fórmula propuesta en 1979, propone calcular el factor de Darcy, mediante la expresión:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 5.62 \cdot \log\left(\frac{a}{3.5} \cdot \frac{R}{D_{84\%}}\right) \quad (7)$$

$$a = 11.1 \cdot \frac{R^{0.314}}{H \text{ máx}}$$

Donde a varía entre 11.1 y 13.46 y Hmax es la altura de aguas máximas en la sección.

Esta ecuación, que tiene cierta base teórica, es

aplicable a un amplio rango de sumergencias relativas ($1 < R/D_{341} < 100$).

4) Fórmula de Bathurst (1985).

Publicada en 1985, resume una serie de experiencias existentes y propone una expresión para el cálculo de f , válido para todo el rango de rugosidades hasta R/D_{341} igual a 50.

La ecuación planteada corresponde a la expresión:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 5.62 \cdot \log\left(\frac{R}{D_{341}}\right) + 4.00 \quad (8)$$

Se puede ver que es muy parecida a la ecuación de Hey, pero más aplicable a escalas de rugosidades grande e intermedia, pues para grandes valores de R/D_{341} ya no entrega resultados confiables como la primera, de acuerdo a lo indicado por el autor.

4.-ECUACIONES PROPUESTAS.

Sobre la base de los antecedentes experimentales del Cuadro N° 1, se analizaron una serie de ecuaciones para el cálculo de la resistencia al escurrimiento, las cuales se describen a continuación.

a) En primer lugar, se estudió una ecuación que depende exclusivamente de las características geométricas del cauce para estimar el coeficiente de rugosidad n . En otras palabras, se tiene que n queda expresado como función del radio hidráulico y de la pendiente de la línea de energía, que de acuerdo con la suposición de escurrimiento normal es igual a la pendiente del eje hidráulico. A partir de esta expresión y usando la ecuación de Manning, es posible deducir una expresión para la velocidad media. Las ecuaciones obtenidas son:

$$n = 0.055 \cdot R^{0.028} \cdot J^{0.039} \quad (9)$$

$$V = 18.15 \cdot R^{0.639} \cdot J^{0.461} \quad (10)$$

Es interesante notar que en la Ecuación 10, los exponentes de R y J son muy similares a los de la Ecuación de Manning.

En relación a la expresión deducida para n, esta constituye una ecuación sencilla que permite estimar en forma preliminar dicho coeficiente sin conocer la granulometría del cauce. Lo anterior es imposible con fórmulas tales como la de Limerinos o Strickler, donde necesariamente es indispensable conocer la granulometría del lecho. Al aplicar esta fórmula a los datos experimentales da como resultado un error medio igual al 16%. Esto se puede apreciar en la figura N°1.

b) Conjuntamente con lo anterior se estudiaron expresiones que permiten estimar el factor f de Darcy-Weissbach, a partir de la granulometría del fondo del cauce y del radio hidráulico. Después de analizar varios tipos de ecuaciones se dedujo la siguiente expresión para el cálculo de f:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 5.356 + 1.317 \ln\left(\frac{R}{D_{94\%}}\right) \quad (11)$$

A partir de esta ecuación y la ecuación 4, es posible determinar el coeficiente de rugosidad de Manning, el cual queda expresado en función de la altura de escurrimiento a diferencia de la ecuación de Strickler. En la figura N°2 se puede ver el comportamiento de esta fórmula, cuyo error medio en la estimación de las velocidades es del 13.91%.

c) Finalmente se analizó la aplicabilidad de la fórmula de Strickler. De acuerdo a la ecuación 5, es posible plantear la siguiente expresión:

$$n = K' \cdot \frac{D_{94\%}^{1/6}}{21} = \frac{(C \cdot D_{94\%})^{1/6}}{21} \quad (12)$$

En esta expresión C es una constante de ponderación del diámetro característico del sedimento. De acuerdo a los antecedentes experimentales del cuadro N°1, se obtuvo un valor de $C=3.4$, mediante un análisis de mínimos cuadrados; esto equivale a un factor de forma $K'=1.226$.

De acuerdo a los antecedentes utilizados, esta fórmula en su expresión original ($K'=1;C=1$), subestima la rugosidad y por lo tanto sobreestima la velocidad del escurrimiento, de acuerdo a lo que se puede apreciar en la figura N°3. Los errores obtenidos al aplicar esta fórmula con $C=3.4$ es del orden del 14%, en comparación con el 45% para $C=1$; los resultados se pueden apreciar en la figura N°4.

5.- VALIDACION.

Con el propósito de analizar la confiabilidad de los resultados obtenidos, se realizó una validación, para lo cual usaron las bases de datos publicadas por Bathurst (1984) y por Jarret (1984); la primera se refiere a ríos ingleses y la segunda a ríos de las montañas del Estado de Colorado en Estados Unidos, con valores de J comprendidos entre 0.2% y 4%, y de (R/D_{24}) en el rango de 0 a 16.4. Al aplicar la ecuación (11) solo para $(R/D_{24}) > 1$, figuras N°5 y N°6, los errores medios en la estimación de la velocidad del escurrimiento son 23% y 35% respectivamente.

Además, se estudiaron nueve estaciones fluviométricas de la D.G.A., con el propósito de estimar sus respectivas curvas de descarga. Al utilizar la ecuación (11), en general se obtuvieron muy buenos resultados, tal como se puede apreciar en las figuras N°7 y N°8.

Adicionalmente, se estudió el comportamiento de las ecuaciones (6), (7) y (8) en los ríos chilenos. Se pudo comprobar que en general son aplicables, ya que, estiman adecuadamente la velocidad media en dichos cauces. En función de lo estudiado, la ecuación de Limerinos tiende a subestimar las velocidades; las ecuaciones de Hey y Bathurst se comportan bastante bien, siendo esta última la más adecuada de las tres.

6.- CONCLUSIONES.

Sobre la base de los antecedentes presentados es posible plantear las siguientes conclusiones:

- a) Las ecuaciones (10) y (11) son adecuadas para la estimación de la resistencia al escurrimiento en cauces de fuerte pendiente. De acuerdo a los antecedentes experimentales de ríos chilenos y la validación realizada, estas fórmulas serían aplicables a escurrimientos con pendientes de la línea de energía de hasta un 4% y con rugosidad intermedia es decir, $1 < R/D_{344} < 16.5$.
- b) La ecuación de Strickler debe ser usada considerando un factor de forma $K' = 1.226$, lo que equivale a una constante de ponderación del diámetro característico del sedimento igual a $C=3.4$. En su forma original, esta ecuación subestima la rugosidad de este tipo de cauces.
- c) De acuerdo a los antecedentes expuestos, el número de Froude en este tipo de escurrimiento rara vez es superior a la unidad, no existiendo una tendencia a aumentar con la pendiente.
- d) Las ecuaciones propuestas no explican completamente el fenómeno en estudio, el que dada su complejidad, ha sido estudiado sobre la base de aceptar ciertas simplificaciones. Por esta razón, estas fórmulas deben ser consideradas sólo como una buena aproximación, de tal forma que, dentro de los rangos de validez ya indicados, son una buena alternativa para ser utilizadas en cálculos relacionados con la hidráulica fluvial y en la determinación de curvas de descarga.

7.- BIBLIOGRAFIA

1. BATHURST, J.C., FLOW RESISTANCE ESTIMATION IN MOUNTAIN RIVERS. Journal of Hydraulic Engineering A.S.C.E. 1985.
2. BATHURST, J.C., SLOPE-AREA DISCHARGE GAGING IN MOUNTAIN RIVERS. Journal of Hydraulic Engineering A.S.C.E. 1986.
3. CHOW, V. T., OPEN CHANNEL HYDRAULICS Mc. Graw Hill, México, 1979.
4. DOMINGUEZ, F.J., HIDRAULICA Edit. Universitaria, Chile, 1974.
5. FRENCH, R., HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS Mc. Graw Hill, México, 1988.
6. HEY, R.D., FLOW RESISTANCE IN GRAVEL-BED RIVERS. Journal of Hydraulic Engineering A.S.C.E. 1979.
7. JARRET R.D., HYDRAULICS OF HIGH GRADIENT STREAMS Journal of Hydraulic Engineering A.S.C.E. 1984.
8. MADRID, M., HIDRAULICA DE RIOS CON GRAN PENDIENTE, U.T.F.S.M. 1992.

9. MERY, H., USO DE ECUACIONES RACIONALES EN EL CALCULO DE LA PERDIDA FRICCIONAL EN CANALES REVESTIDOS III Coloquio Nacional de Hidráulica (1977).

10. SOTELO, G., HIDRAULICA GENERAL. Editorial Limusa, México, 1979.

11. STREETER Y WYLIE., MECANICA DE LOS FLUIDOS. Mc. Graw Hill, México, 1980.

8.- NOMENCLATURA.

C : Constante de ponderación del diámetro característico del sedimento.
 Dc : Diámetro característico del sedimento (m)
 e : Aspezeza granular de Nikuradse (m).
 f : Factor de fricción de Darcy.
 g : Aceleración de gravedad (m/s²).
 J : Pendiente de la línea de energía.
 K' : Factor de forma en la ecuación de Strickler.
 log: Logaritmo base 10
 ln : Logaritmo natural.
 n : Coeficiente de rugosidad de Manning.
 R : Radio hidráulico (m).
 V : Velocidad media (m/s).

9.- ANEXOS.

CUADRO RESUMEN DE INFORMACION EXPERIMENTAL

CUADRO N° 1

ESTACION	No	Caudal Integrado (m ³ /s)	Pendiente Eje Hidráulico	Diam.			Veloc. (Qint/A) (m/s)	D/D84	D/100
				50 %	64 %	90 %			
MAIPO EN EL MANZANO	1	371.69	0.00829	79.90	241.99	293.49	3.53	8.52	8.676
MAIPO EN EL MANZANO	2	344.53	0.00828	79.90	241.99	293.49	3.26	8.69	7.843
MAIPO EN SAN ALFONSO	3	238.35	0.01540	100.42	303.51	342.03	3.71	5.67	7.262
MAIPO EN SAN ALFONSO	4	293.22	0.01066	100.42	303.51	342.03	3.41	5.90	7.834
MAIPO EN EL MANZANO	5	223.19	0.00839	79.90	241.99	293.49	3.29	6.20	9.594
MAIPO EN EL MANZANO	6	182.43	0.00812	79.90	241.99	293.49	2.93	5.54	8.973
MAIPO EN SAN ALFONSO	7	125.73	0.02300	100.42	303.51	342.03	2.66	4.78	7.055
MAIPO EN EL MANZANO	8	112.97	0.00738	79.90	241.99	293.49	2.32	4.55	8.270
ACONCAGUA EN CHACABUQ.	9	162.11	0.00526	76.60	232.20	286.65	2.51	7.54	8.357
ACONCAGUA EN CHACABUQ.	10	85.34	0.00514	76.60	232.20	286.65	2.48	8.85	8.763
MAIPO EN LAS MELOSAS	11	83.04	0.00673	74.00	235.30	275.38	2.33	5.23	8.181
COLORADO EN DESEMBOCAD.	12	75.01	0.01000	66.90	217.40	269.60	2.82	6.49	7.586
MAIPO EN SAN ALFONSO	13	70.93	0.01080	100.42	303.51	342.03	2.28	3.33	6.973
ACONCAGUA EN SAN FELIPE	14	67.13	0.00811	99.37	190.30	209.84	2.03	4.57	7.729
COLORADO EN DESEMBOCAD.	15	66.75	0.01050	66.90	217.40	269.60	2.82	5.89	7.770
COLORADO ANTE OLIVARES	16	52.86	0.01460	88.80	189.50	232.74	2.20	3.27	7.655
ACONCAGUA EN RIO BLANCO	17	50.61	0.00780	68.30	237.20	299.92	2.06	4.90	6.638
MAIPO EN LAS MELOSAS	18	44.86	0.00690	74.00	235.30	275.38	1.65	3.74	7.584
COLORADO ANTE OLIVARES	19	47.32	0.01460	88.80	189.50	232.74	2.11	3.32	7.026
COLORADO EN DESEMBOCAD.	20	46.91	0.00370	66.90	217.40	269.60	2.24	5.38	6.717
ACONCAGUA EN SAN FELIPE	21	42.32	0.00780	99.37	190.30	209.84	2.02	3.31	9.205
ACONCAGUA EN CHACABUQ.	22	33.78	0.00376	78.60	232.20	286.65	1.44	4.67	7.057

CUADRO RESUMEN DE INFORMACION EXPERIMENTAL

CONTINUACION CUADRO N° 1

ESTACION	No	Caudal Integrado (m ³ /s)	Pendiente Eje Hidraulico	Diam. 50 % (mm)	Diam. 84 % (mm)	Diam. 90 % (mm)	Veloc. (Qint/A) (m/s)	R/D84%	(S/f)*0.5
VOLCAN EN QUELTUHUES	23	33.56	0.01260	81.55	238.29	293.71	2.72	4.91	7.156
VOLCAN EN QUELTUHUES	24	35.08	0.01260	81.55	238.29	293.71	2.75	4.99	7.174
CORTADERAL ANTE CACHAP.	25	31.46	0.01110	102.70	233.40	288.32	1.72	3.26	5.982
ACONCAGUA EN RIO BLANCO	26	32.38	0.00760	88.30	257.20	299.82	1.63	4.12	5.801
TERO DESPUES DE JUNTA	27	28.81	0.00240	44.60	176.50	194.30	1.35	6.46	8.244
COLORADO ANTES PALOS	28	28.82	0.00485	111.40	255.70	260.62	1.11	3.21	5.623
OLIVARES ANTES COLORADO	29	25.37	0.01550	116.40	253.60	297.49	2.12	2.92	6.323
PALOS ANTES COLORADO	30	25.72	0.00962	114.10	221.70	260.38	1.38	2.71	5.802
PALOS ANTES COLORADO	31	24.08	0.00962	114.10	221.70	260.38	1.43	2.44	6.338
COLORADO EN DESENBOCADO.	32	25.75	0.00908	66.90	217.40	269.60	1.62	4.37	5.597
OLIVARES ANTE COLORADO	33	23.57	0.01550	116.40	253.60	297.49	2.26	2.60	7.138
COLORADO ANTE PALOS	34	22.70	0.00480	111.40	255.70	260.62	1.80	3.09	5.187
COLORADO ANTE OLIVARES	35	29.44	0.01600	88.80	189.50	232.74	1.84	2.48	6.778
ANGOS. VALDIVIA DE PAINE	36	24.05	0.00331	18.27	54.24	66.65	1.42	11.80	9.855
ANGOS. VALDIVIA DE PAINE	37	21.32	0.00338	18.27	54.24	66.65	1.26	12.54	8.395
ANGOS. VALDIVIA DE PAINE	38	20.48	0.00320	18.27	54.24	66.65	1.39	11.25	10.050
ACONCAGUA EN SAN FELIPE	39	20.78	0.00756	99.37	190.30	209.84	1.44	2.63	7.482
TERO DESPUES DE JUNTA	40	18.14	0.00230	44.60	176.50	194.30	1.07	5.44	7.274
VOLCAN EN QUELTUHUES	41	17.60	0.00910	81.55	238.29	293.71	1.85	4.20	6.195
COLORADO ANTE OLIVARES	42	16.73	0.01610	88.80	189.50	232.74	1.29	2.11	5.135
ACONCAGUA EN CRACABUQ.	43	17.23	0.00352	78.60	232.20	286.65	1.11	3.75	6.407
OLIVARES ANTE COLORADO	44	16.93	0.01500	116.40	253.60	297.49	2.07	2.17	7.280
PALOS ANTE COLORADO	45	16.58	0.00918	114.10	221.70	260.38	1.17	2.07	5.777
COLORADO ANTE PALOS	46	15.68	0.00461	111.40	255.70	260.62	0.84	2.66	4.792
RIO BLANCO EN BLANCO	47	16.30	0.00870	98.70	269.20	323.12	1.91	2.23	8.445
TERO DESPUES DE JUNTA	48	13.75	0.00240	44.60	176.50	194.30	0.86	5.16	5.878
HAIPO EN LAS MELOSAS	49	10.93	0.00670	74.00	235.30	275.38	0.95	2.21	5.141
MAPOCHO EN LOS ALMENDROS	50	11.08	0.00910	71.55	212.70	264.85	1.47	2.02	7.507
CLARO EN LOS QUENES	51	11.73	0.00725	44.50	237.70	292.20	1.03	1.85	5.825
COLORADO ANTES ACONCAGUA	52	9.66	0.00820	83.40	283.60	330.00	1.06	2.33	4.603
MAPOCHO EN LOS ALMENDROS	53	8.16	0.00840	71.55	212.70	264.85	1.21	1.83	6.753
CLARO EN LOS QUENES	54	6.46	0.00850	44.50	237.70	292.20	0.76	1.43	4.516
CLARO EN LOS QUENES	55	6.53	0.00700	44.50	237.70	292.20	0.90	1.22	6.381
OLIVARES ANTE COLORADO	56	6.30	0.00700	116.40	253.60	297.49	1.25	1.42	7.954
COLORADO ANTES ACONCAGUA	57	6.03	0.00700	83.40	283.60	330.00	0.86	1.80	4.598
ACONCAGUA EN SAN FELIPE	58	5.91	0.00742	99.37	190.30	209.84	0.85	2.31	4.752
MAPOCHO EN LOS ALMENDROS	59	7.00	0.00820	71.55	212.70	264.85	1.31	1.41	8.437
RIO BLANCO EN BLANCO	60	4.33	0.00710	98.70	269.20	323.12	1.38	1.52	8.170
MAPOCHO EN LOS ALMENDROS	61	2.38	0.00820	71.55	212.70	264.85	0.77	1.13	5.545





