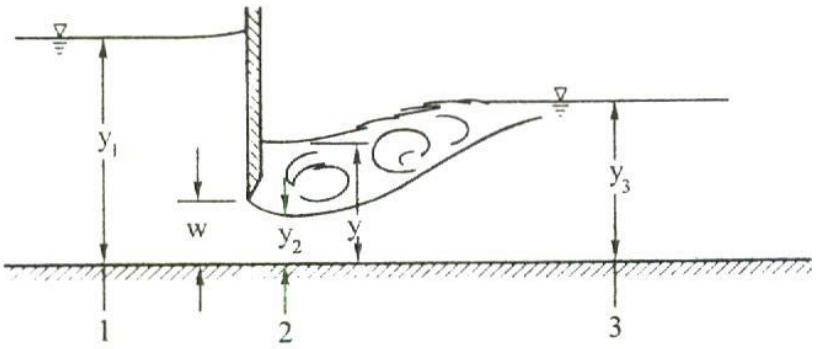
Prozhefa.com



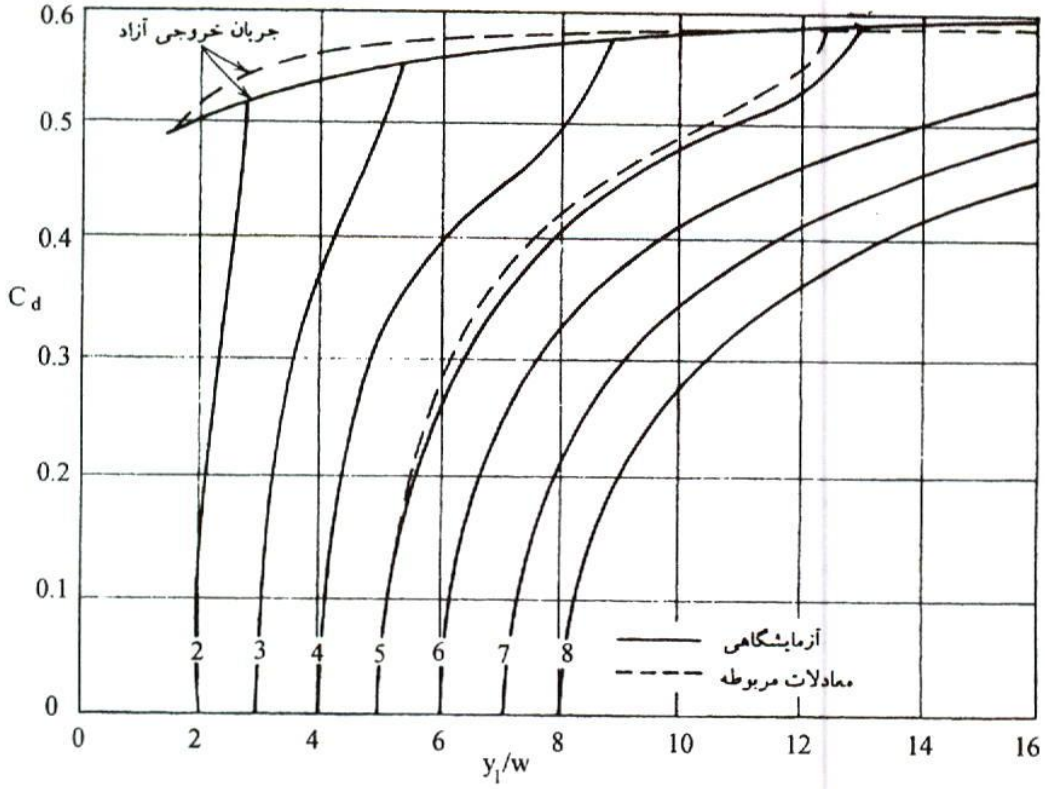
شکل ۱۰-۱۲ دریچهٔ قائم با جریان خروجی مستغرق

در مسایل عملی، عموماً مقادیر y_1 ، y_2(یا $C_c w$) و y_3 معین بوده و لازم است تا مقدار q یا y محاسبه گردد. چنانچه مقطع کانال دارای شکل غیرمستطیلی باشد، می‌توان نظیر معادلات فوق، از رابطهٔ کلی انرژی مخصوص و مقدار حرکت استفاده کرد که در برخی موارد برای حل معادلات می‌بایست از روشهای عددی کمک جست.

در سال ۱۹۵۰، Henry نشان داد که برای تعیین دبی در حالت استغراق نیز می‌توان از معادلهٔ ۱۰-۱۷ $\left(q = C_d w\sqrt{2gy_1}\right)$ استفاده نمود و کافی است تا مقادیر تجربی C_d که تابعی از $\frac{y_1}{w}$ و $\frac{y_3}{w}$ است به‌دست آید. وی پس از تحقیقاتی، نتایج تجربی خود را به‌صورت نمودارهایی بر اساس معادلهٔ ۱۰-۱۷ ارائه نمود که این نمودارها به‌صورت خط ممتد در شکل ۱۰-۱۳ آورده شده‌اند. آنچه باقی می‌ماند این است که مشخص شود آیا جوابهای به‌دست آمده از معادلات ۱۰-۲۰ و ۱۰-۲۱ با نتایج تجربی مطابقتی دارند یا خیر که حاصل بررسی انجام شده بوسیلهٔ Henderson (۱۹۶۶) برای $\frac{y_3}{w} = 5$ و برای جریان خروجی آزاد با فرض $C_c = 0.6$ به‌صورت خط‌چین در روی همان شکل آورده شده که حاکی از تطابق بسیار خوب بین دو سری‌جواب‌می‌باشد. Henderson همچنین اظهارمی‌دارد که جوابهای‌به‌دست آمده از معادلات ۱۰-۲۰ و ۱۰-۲۱ با نتایج آزمایشگاهی به‌دست آمده توسط E.Crausse (۱۹۵۲) و G.Rao و N.Rajaratnam (۱۹۶۳) مطابقت بسیار خوبی داشته و خطای به‌دست آمده بیشتر از ۲ درصد نمی‌باشد. بنابراین می‌توان با اطمینان کامل از معادلات یاد شده و با حداکثر خطایی در حدود ۵ درصد استفاده نمود.

۱۰-۴-۲-۲ دریچه‌های قطاعی اگرچه از نظر کلی و آنچه اتفاق می‌افتد فرق چندانی بین دریچه‌های قطاعی و قائم نمی‌باشد اما به‌دلیل شکل خاص دریچه شعاعی، عوامل دیگری نیز دخالت دارند که می‌توان از نمودارهای شکل ۱۰-۱۱ و با توجه به عواملی که در شکل ۱۰-۱۰ نشان داده شده است استفاده نمود.

Prozhefa.com



شکل ۱۰-۱۳ ضریب دبی برای دریچه‌های قائم (بعد از Henry)

۱۰-۵ کالورت‌ها یا آبروهای زیرزمینی (Culverts)

چنانچه در مسیر آبرو یا خط‌القعری و به جهت ایجاد راه یا راه‌آهن از خاکریز استفاده شود، برای انتقال آب از یک سوی خاکریز به سمت دیگر آن، از سازه‌ای بنام کالورت استفاده می‌شود که در پایین‌ترین نقطه خط‌القعر ساخته می‌گردد. این نوع سازه‌ها اگرچه از نظر اجرایی ساده هستند اما طرح هیدرولیکی آنها تا حدودی پیچیده و تابعی از عوامل مختلف است که به سادگی قابل تقسیم به جریانهای تحت فشار یا آزاد نمی‌باشد بلکه در برخی موارد ترکیبی از این دو حالت را دارا خواهد بود. از نقطه نظر هیدرولیکی آنچه اهمیت دارد این است که آیا کالورت جریان را به‌صورت پر از خود عبور می‌دهد یا نیمه پر، به‌عنوان مثال حتی اگر عمق پایاب در خروجی کالورت کمتر از ارتفاع آن باشد و یا اصطلاحاً کالورت غیرمستغرق باشد، بسته به این‌که ارتفاع آب در بالادست و نیز میزان افت انرژی چگونه باشد، ممکن است هر دو حالت پر یا نیمه‌پر اتفاق افتد.

به عبارت دیگر عوامل مختلفی نظیر، قطر (یا ابعاد مقطع)، طول و زبری کالورت، ارتفاع آب در بالادست و پایین‌دست و نیز شیب کالورت در چگونگی جریان در داخل آن مؤثر می‌باشند. اگر ورودی کالورت به گونه مناسب انتخاب گردد، یکی از مهمترین پارامترهای تعیین کننده، طول آن خواهد بود و به

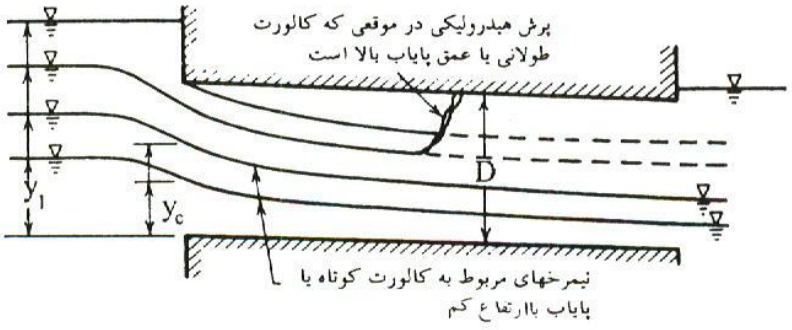
Prozhefa.com

همین جهت‌گاه از نظر هیدرولیکی کالورت را طولانی خوانند آن‌گاه‌که جریان را به‌صورت پر از خود عبور دهد و گاه آن را کوتاه خوانند زمانی‌که جریان را نیمه‌پر عبور دهد.

در کالورت‌ها، مقدار دبی با اعمال معادلات پیوستگی و انرژی بین دو مقطع ابتدایی و انتهایی آن به‌دست می‌آید و برحسب آن‌که شیب کف کالورت تند یا ملایم باشد، می‌تواند انواع مختلف جریان در داخل آن حاصل گردد. چنانچه شیب کالورت تند و ثابت باشد امکان ایجاد جریانهایی مطابق شکل ۱۰-۱۴ برحسب شرایط وجود خواهد داشت که در آنها y_1 عبارت است از ارتفاع سطح آب نسبت به کف کالورت در بالادست و D ، قطر کالورت یا بعد قائم آن می‌باشد.

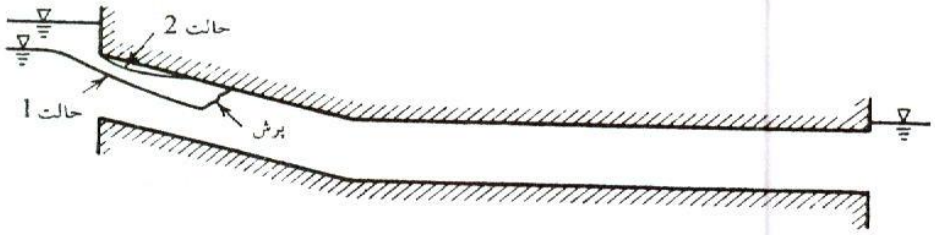
همان‌گونه که در شکل فوق ملاحظه می‌شود، عمق جریان در ابتدای کالورت معادل عمق بحرانی بوده و برحسب آن‌که عمق پایاب در چه موقعیتی باشد، جریان می‌تواند به‌صورت آزاد یا پس از ایجاد یک پرش هیدرولیکی از کالورت خارج شود. در این‌صورت دبی براساس عمق بحرانی ابتدای سازه و ورودی آن تعیین می‌گردد. شایان ذکر است که در یکی از حالات یاد شده اگرچه سطح آب در بالادست از تراز بالای کالورت بالاتر است، اما این اختلاف به گونه‌ای نیست که کالورت به‌صورت پر عمل نماید. در صورتی‌که سطح پایاب بالاتر از سقف کالورت در انتها باشد پرش هیدرولیکی اتفاق خواهد افتاد و هرچه ارتفاع سر آب و پایاب بیشتر شده و یا مقاومت کالورت افزایش یابد، پرش به‌سمت بالادست حرکت خواهد نمود تا زمانی که به ورودی آن برسد، در این حالت ورودی کاملاً مستغرق و کالورت به‌صورت کاملاً پر عمل می‌نماید و دبی براساس مقاومت و افت انرژی کالورت و تراز آب در بالادست و پایین‌دست آن محاسبه می‌گردد.

در شکل ۱۰-۱۵ حالتی که مقدار کمی با حالت قبلی متفاوت است نشان داده شده است. در این شکل قسمتی از کالورت با طول کم و شیب تند در ابتدا و بقیه با طول زیاد و شیب تقریباً افقی در انتها قرار داشته و تراز پایاب بالاتر از سقف کالورت در پایین‌دست می‌باشد. واضح است که تمام طول پایین‌دست و قسمتی از بالادست به‌صورت پر عمل خواهد نمود و منطقهٔ تمام پرسازه تا آن‌جا به سمت بالادست نزدیک می‌شود که انرژی لازم برای طول پایین‌دست ایجاد گردد. در نتیجه در دبی‌های کم تنها طول کمی از قسمت



شکل ۱۰-۱۴ پروفیل انواع جریان در کالورت با شیب ثابت و تند

Prozhefa.com



شکل ۱۰-۱۵ پروفیل جریان در کالورت با شیب متغیر

دارای شیب تند به‌صورت تمام پر عمل نموده و ورودی کالورت دارای جریان آزاد خواهد بود (حالت ۱، شکل ۱۰-۱۵)، و با افزایش دبی، پرش هیدرولیکی حاصله که منطقهٔ تمام پر را ایجاد می‌نماید کم‌کم به سمت بالادست حرکت کرده تا جایی‌که ورودی مستغرق گشته و کل کالورت دارای جریان پر گردد (حالت ۲، همان شکل). در این حالت، دبی به‌وسیلهٔ افت انرژی سازه محاسبه می‌گردد در صورتی‌که در حالت ۱، تنها تابعی از شرایط ورودی است. اضافه می‌نماید در این زمینه مسایل و موضوعات فراوانی است که احتیاج به تحقیقات بیشتری دارد به عنوان مثال برای جریان پر در کالورت‌ها، لازم نیست که حتماً عمق پایاب بالا باشد بلکه حتی در کالورت‌های طولانی و شیب کم نیز این امر اتفاق می‌افتد اگرچه در ابتدای آن ممکن است جریان آزاد وجود داشته باشد.

علاوه برحالات فوق، Bodhaine در سال (۱۹۷۶) انواع جریانهای موجود در کالورت‌های با شیب ثابت را به‌صورت شکل ۱۰-۱۶ نشان داد که مشخصات شش نوع جریان به همراه معادلات دبی برای هریک، در آن آورده شده است. در این روابط D = بیشترین ارتفاع کالورت در بالادست، C_D = ضریب دبی، A_c = سطح مقطع در حالت عمق بحرانی، V_1 = سرعت متوسط در مقطع مورد نظر، α_1 = ضریب تصحیح سرعت در معادلهٔ انرژی، $h_{f_{1-2}} = \frac{L_w Q^2}{K_1 K_c}$ = افت انرژی بین دو مقطع ۱ و ۲، L_w = فاصلهٔ مقطع ۱ (محل افت شدید سطح آب جهت ورود به کالورت) تا ورودی کالورت، K_1 = ضریب انتقال مقطع ۱، K_c = ضریب انتقال مقطع بحرانی، $h_{f_{2-3}} = \frac{LQ^2}{K_2 K_3}$ = افت انرژی در طول کالورت، L = طول کالورت و سایر پارامترها در شکل مشخص گردیده‌اند.

نوع جریان و مشخصات معادلهٔ دبی آن (با توجه به شکل ۱۰-۱۶)

نوع ۱: عمق بحرانی در ورودی

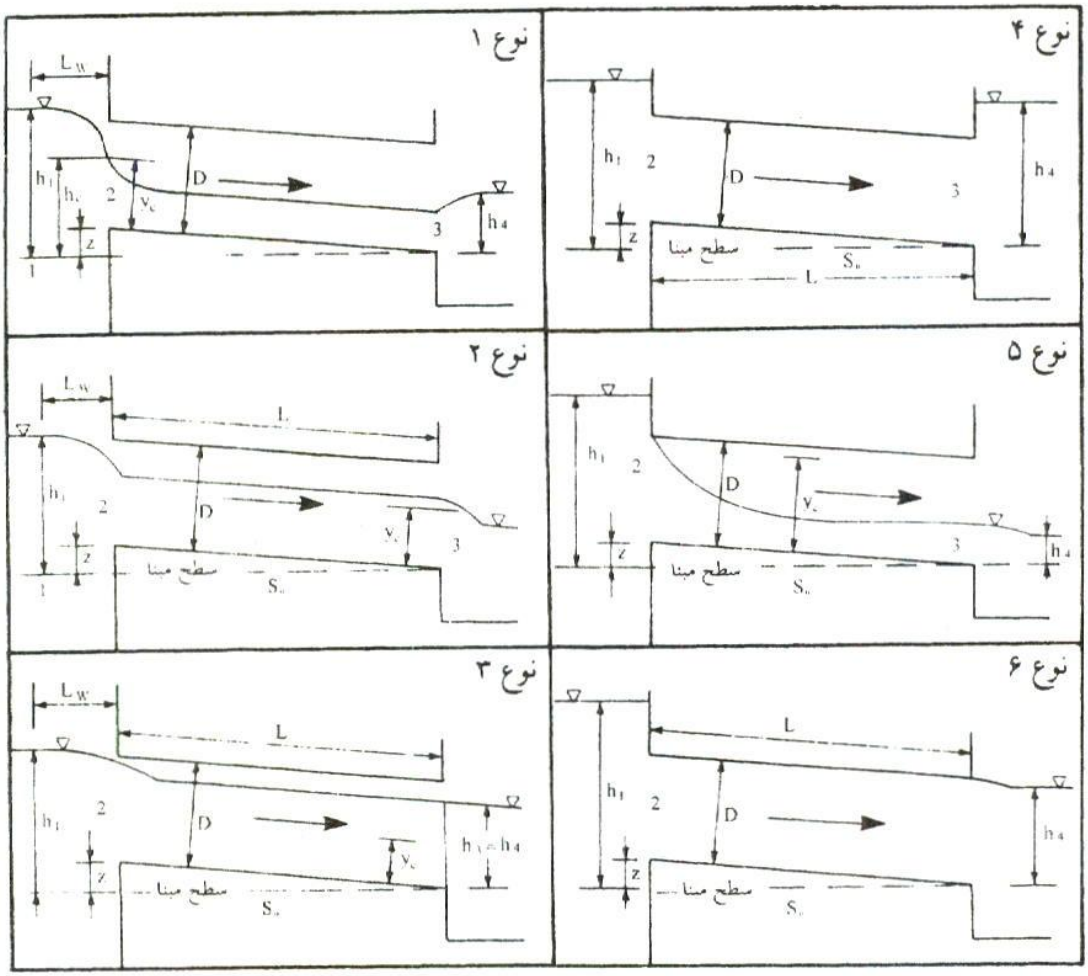
$$\frac{(h_1 - z)}{D} < 1.5$$

$$\frac{h_4}{h_c} < 1$$

$$S_0 > S_c$$

$$Q = C_D A_c \sqrt{2g\left(h_1 - z + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} - y_c - h_{f_{1-2}}\right)}$$

Prozhefa.com



شکل ۱۰-۱۶ انواع جریان در کالورت‌ها طبق تقسیم‌بندی Bodhaine (۱۹۷۶) (A_o = سطح مقطع کالورت)

نوع ۲: عمق بحرانی در انتها

$$\frac{(h_1 - z)}{D} < 1.5$$

$$\frac{h_4}{h_c} < 1$$

$$S_o < S_c$$

$$Q = C_D A_c \sqrt{2g\left(h_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} - y_c - h_{f_{1-2}} - h_{f_{2-3}}\right)}$$

نوع ۳: جریان زیر بحرانی در تمام کالورت $(S_o < S_c)$

$$\frac{(h_1 - z)}{D} < 1.5$$

$$\frac{h_4}{h_c} > 1$$

$$\frac{h_4}{D} \leq 1$$

$$Q = C_D A_c \sqrt{2g\left(h_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} - h_3 - h_{f_{1-2}} - h_{f_{2-3}}\right)}$$

Prozhefa.com

نوع ۴: خروجی مستغرق (باهرنوع شیب)

$$\frac{(h_1 - z)}{D} > 1$$

$$\frac{h_4}{D} > 1$$

$$Q = C_D A_o \sqrt{\frac{2g(h_1 - h_4)}{1 + 29 C_D^2 n^2 L / R^{4/3}}}$$

نوع ۵: جریان سریع در ورودی (باهرنوع شیب)

در ابتدا جریان فوق بحرانی

$$\frac{(h_1 - z)}{D} \geq 1.5$$

$$\frac{h_4}{D} \leq 1$$

$$Q = C_D A_o \sqrt{2g(h_1 - z)}$$

نوع ۶: جریان پر با خروجی آزاد (هر نوع شیب)

$$\frac{(h_1 - z)}{D} \geq 1.5$$

$$\frac{h_4}{D} \leq 1$$

$$Q = C_D A_o \sqrt{2g\left(h_1 - h_4 - h_{f_{2-3}}\right)}$$

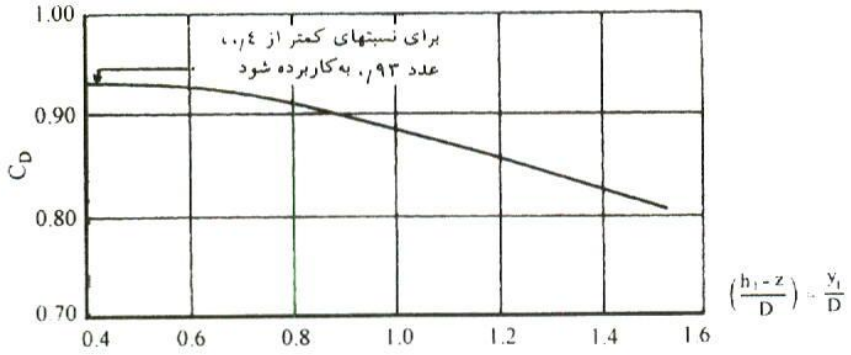
در روابط فوق ضریب مانینگ n تابعی از جنس کالورت و تا حدودی ابعاد کالورت است که برای این منظور می‌توان به مطالب مربوط مراجعه نمود. جدول ۱۰-۳ نمونه‌ای از مقادیر n برای کالورت‌های بتنی است که در سال ۱۹۷۶ به‌وسیله Bodhaine پیشنهاد گردیده است.

جدول ۱۰-۳ ضریب n برای کالورت‌های بتنی (Bodhaine، ۱۹۷۶)

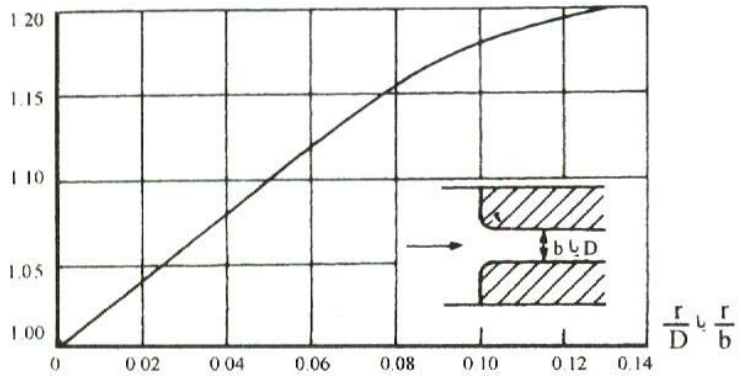
مشخصات بتن	ضریب مانینگ n
خیلی صاف	۰/۰۱۰
صاف	۰/۰۱۱-۰/۰۱۵
بتن کارگاهی معمولی	۰/۰۱۲-۰/۰۱۵
بتن چکشی	۰/۰۱۵-۰/۰۲۰

نمودار شکل ۱۰-۱۷ مقادیر C_D را برای کالورت‌های لوله‌ای که کناره‌های ورودی آن عمود بر دیواره‌های اطراف باشند برای جریانهای نوع ۱، ۲ و ۳ ارائه می‌نماید. چنانچه ورودی گردگوشه یا اریب باشد، بایستی ضرایب C_D به‌دست آمده از شکل ۱۰-۱۷ به‌ترتیب در مقادیر K_r (شکل ۱۰-۱۸) و یا K_w (شکل ۱۰-۱۹) ضرب گردد. شایان ذکر است که طبق آزمایشات انجام گرفته، در کالورت‌های با قطر ۰/۴۶ تا ۰/۹۱ متر، مقدار C_D تابعی از $\frac{y_1}{D}$ نبوده و لذا برای این اقطار آن را ثابت و مساوی ۰/۹۵ در نظر می‌گیرند. همچنین در کالورت‌های دهانهٔ زنگی (Bell-mouthed) نیز مقدار C_D مساوی ۰/۹۵ فرض می‌گردد.

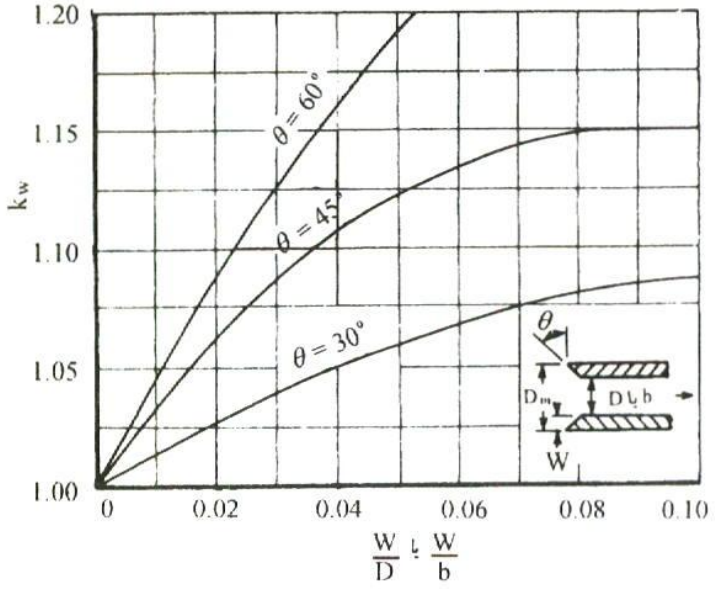
Prozhefa.com



شکل ۱۰-۱۷ مقادیر پایه C_D برای جریانهای نوع ۱، ۲ و ۳ در کالورت‌های لوله‌ای باورودی عمود بر دیواره‌های اطراف



شکل ۱۰-۱۸ مقدار K_r برای جریانهای نوع ۱، ۲ و ۳ برای کالورت‌های جعبه‌ای ولوله‌ای در صورتی‌که ورودی گردگوشه باشد



شکل ۱۰-۱۹ مقدار K_w برای کالورت‌های لوله‌ای و جعبه‌ای در صورتی‌که ورودی اریب باشد

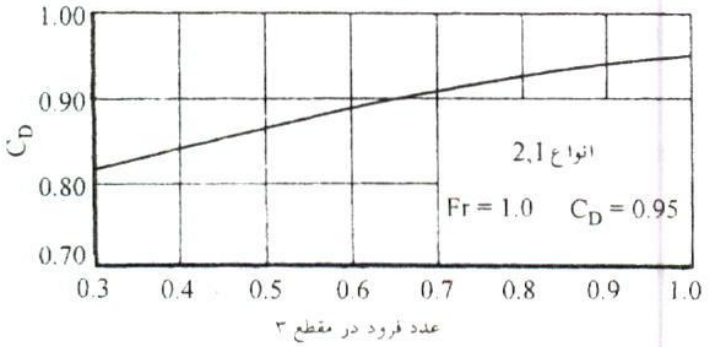
Prozhefa.com

برای گرد گوشه نمودن و یا اریب کردن ورودی کالورت‌ها، Bodhaine به‌عنوان نمونه جدول ۱۰-۴ را پیشنهاد می‌کند اما در هر حال توصیه می‌کند که بهتر است اندازه گیریهای عملی نیز صورت پذیرد.

جدول ۱۰-۴ مقادیر $\frac{r}{D}$ و $\frac{W}{D}$ برحسب D برای کالورت‌های ساخته شده از فلز موجدار (Bodhaine، ۱۹۷۶)

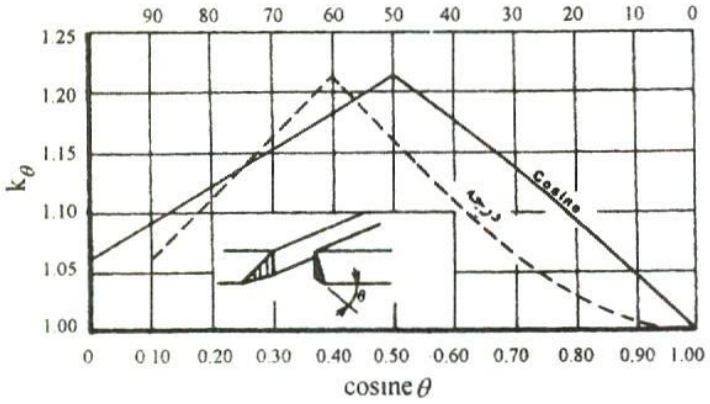
$\frac{W}{D}$	$\frac{r}{D}$	D (m)
۰٫۰۱۲۵	۰٫۰۳۱	۰٫۶۱
۰٫۰۰۸۳	۰٫۰۲۱	۰٫۹۱
۰٫۰۰۶۲	۰٫۰۱۶	۱٫۲
۰٫۰۰۵۰	۰٫۰۱۲	۱٫۵
۰٫۰۰۴۲	۰٫۰۱۰	۱٫۸

در کالورت‌های جعبه‌ای (کالورت بامقطع مستطیلی)، ضریب C_D تابعی از عددفرودبوده و چون در نوع‌های ۱ و ۲، عدد فرود مساوی ۱ است لذا $C_D = ۰٫۹۵$ می‌باشد ولی در نوع ۳، بایستی عدد فرود را در مقطع ۳ (شکل ۱۰-۱۶) محاسبه و سپس C_D از نمودار شکل ۱۰-۲۰ معین گردد. چنانچه در این حالت ورودی گرد گوشه و یا اریب باشد، مجدداً C_D در ضرایب به‌دست آمده از اشکال ۱۰-۱۸ و ۱۰-۱۹، ضرب می‌گردد. چنانچه در ابتدای کالورت از دیواره‌های اضافی به عنوان بال هدایتی (Wingwall) استفاده گردد، تأثیری در ضریب C_D برای کالورت‌های لوله‌ای ندارد اما در کالورت‌های جعبه‌ای مؤثر بوده که در این‌صورت مقادیر C_D به‌دست آمده از شکل ۱۰-۱۹ در ضریب K_θ حاصله از شکل ۱۰-۲۱ ضرب می‌گردد و چنانچه بالها نامتقارن باشند، برای هر بال مقدار K_θ مجزا حساب شده و متوسط آن در C_D ضرب خواهد گردید.



شکل ۱۰-۲۰ مقادیر پایهٔ C_D برای جریانهای نوع ۱، ۲ و ۳ در کالورت‌های جعبه‌ای با ورودی عمود بر دیواره‌های اطراف (Bodhaine، ۱۹۷۶)

Prozhefa.com



شکل ۱۰-۲۱ مقدار K_θ برای جریانهای نوع ۱، ۲ و ۳ در کالورت‌های جعبه‌ای با بالهای هدایتی ساخته شده از خاکریز شیبدار (Bodhaine، ۱۹۷۶)

در حالت کلی اضافه می‌شود که برای جریان‌های نوع ۱، ۲ و ۳، یک تصحیح نهایی برای C_D به‌صورت زیر لازم است:

$$m = ۱ - \frac{A}{A_۱} \qquad (۲۲-۱۰)$$

m = نسبت انقباض کانال، $A_۱$ = سطح مقطع جریان در مقطعی که سطح آب شروع به کاهش می‌کند و A = سطح مقطع جریان در پایانه. در این‌صورت مقدار ضریب C_D که بایستی نهایتاً در معادلهٔ دبی مورد استفاده قرار گیرد عبارت خواهد بود از:

$$C_D' = ۰٫۹۸ - \frac{m(۰٫۹۸ - C_D)}{۰٫۸۰} \qquad (۲۳-۱۰)$$

در صورتی‌که جریان نوع ۴ یا ۶ باشد، مقدار C_D برای کالورت‌های لوله‌ای یا جعبه‌ای، برحسب این‌که ورودی آنها دارای چه مشخصاتی باشد از جدول ۱۰-۵ به‌دست می‌آید. چنانچه در ورودی کالورت‌ها از بالهای هدایت کننده استفاده شود داریم:

۱- قسمت بالای ورودی عمود بر دیواره بیرونی:

$C_D = ۰٫۸۷ \longleftarrow \quad ۳۰° \le \theta \le ۷۵°$

$C_D = ۰٫۷۵ \longleftarrow \quad \theta = ۹۰°$

۲- قسمت بالای ورودی گردگوشه و یا اریب:

$۳۰° \le \theta \le ۷۵°$، C_D از جدول ۱۰-۵ به‌دست می‌آید (در هر حال $C_D \ge ۰٫۸۷$)

$C_D = ۰٫۷۵ \longleftarrow \quad \theta = ۹۰°$

برای مقادیر $۷۵° \le \theta \le ۹۰°$ می‌توان مقدار C_D را از روش درون‌یابی محاسبه نمود.

Prozhefa.com

جدول ۱۰-۵ ضریب C_D برای کالورت‌های جعبه‌ای و لوله‌ای برای جریانهای نوع ۴ و ۶

$\frac{r}{D}$ یا $\frac{W}{b}$ و $\frac{W}{D}$ و $\frac{r}{b}$	۰	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۰۶	۰/۰۸	۰/۱۰	۰/۱۲
C_D	۰/۸۴	۰/۸۸	۰/۹۱	۰/۹۴	۰/۹۶	۰/۹۷	۰/۹۸

در صورتی‌که جریان نوع ۵ باشد، مقدار C_D در جدول ۱۰-۶ برای کالورت‌های لوله‌ای یا جعبه‌ای آورده شده است. و چنانچه کالورت جعبه‌ای دارای بالهای هدایتی نیز بوده و قسمت بالای ورودی راست گوشه باشد، جدول ۱۰-۷ مقدار C_D را خواهد داد.

جدول ۱۰-۶ ضریب C_D برای کالورت‌های لوله‌ای یا جعبه‌ای برای جریان نوع ۵

$\frac{h_1 - z}{D}$	$\frac{W}{D}$ یا $\frac{r}{D}$ ، $\frac{W}{b}$ ، $\frac{r}{b}$						
	۰	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۰۶	۰/۰۸	۰/۱۰	۰/۱۲
۱/۴	۰/۴۴	۰/۴۶	۰/۴۹	۰/۵۰	۰/۵۰	۰/۵۱	۰/۵۱
۱/۵	۰/۴۶	۰/۴۹	۰/۵۲	۰/۵۳	۰/۵۳	۰/۵۴	۰/۵۴
۱/۶	۰/۴۷	۰/۵۱	۰/۵۴	۰/۵۵	۰/۵۵	۰/۵۶	۰/۵۶
۱/۷	۰/۴۸	۰/۵۲	۰/۵۵	۰/۵۷	۰/۵۷	۰/۵۷	۰/۵۷
۱/۸	۰/۴۹	۰/۵۴	۰/۵۷	۰/۵۸	۰/۵۸	۰/۵۸	۰/۵۸
۱/۹	۰/۵۰	۰/۵۵	۰/۵۸	۰/۵۹	۰/۶۰	۰/۶۰	۰/۶۰
۲	۰/۵۱	۰/۵۶	۰/۵۹	۰/۶۰	۰/۶۱	۰/۶۱	۰/۶۲
۲/۵	۰/۵۴	۰/۵۹	۰/۶۲	۰/۶۴	۰/۶۴	۰/۶۵	۰/۶۶
۳	۰/۵۵	۰/۶۱	۰/۶۴	۰/۶۶	۰/۶۷	۰/۶۹	۰/۷۰
۳/۵	۰/۵۷	۰/۶۲	۰/۶۵	۰/۶۷	۰/۶۹	۰/۷۰	۰/۷۱
۴	۰/۵۸	۰/۶۳	۰/۶۶	۰/۶۸	۰/۷۰	۰/۷۱	۰/۷۲
۵	۰/۵۹	۰/۶۴	۰/۶۷	۰/۶۹	۰/۷۱	۰/۷۲	۰/۷۳

برای کالورت‌های جعبه‌ای که دارای شیب تند باشند، گاهی اوقات از روابط ساده‌تری نیز استفاده می‌نمایند. در این حالت چنانچه $\frac{y_1}{D} < ۱/۲$ (شکل ۱۰-۱۴) باشد، سطح آب در ورودی، سقف کالورت را قطع نکرده و چون جریان در ابتدا بحرانی است داریم:

$$Q = V_c y_c B = \sqrt{g y_c} y_c B = \frac{۲}{۳} y_1 B \sqrt{\frac{۲}{۳} g y_1} \qquad (۲۴-۱۰)$$

Prozhefa.com

جدول ۱۰-۷ ضرائب C_D برای کالورت‌های جعبه‌ای با بالهای هدایتی و نوع جریان ۵

$\frac{h_1 - z}{D}$	زاویه دیوار هدایتی (θ)				
	۳۰°	۴۵°	۶۰°	۷۵°	۹۰°
۱٫۳	۰٫۴۴	۰٫۴۴	۰٫۴۳	۰٫۴۲	۰٫۳۹
۱٫۴	۰٫۴۶	۰٫۴۶	۰٫۴۵	۰٫۴۳	۰٫۴۱
۱٫۵	۰٫۴۷	۰٫۴۷	۰٫۴۶	۰٫۴۵	۰٫۴۲
۱٫۶	۰٫۴۹	۰٫۴۹	۰٫۴۸	۰٫۴۶	۰٫۴۳
۱٫۷	۰٫۵۰	۰٫۵۰	۰٫۴۸	۰٫۴۷	۰٫۴۴
۱٫۸	۰٫۵۱	۰٫۵۱	۰٫۵۰	۰٫۴۸	۰٫۴۵
۱٫۹	۰٫۵۲	۰٫۵۲	۰٫۵۱	۰٫۴۹	۰٫۴۶
۲	۰٫۵۳	۰٫۵۳	۰٫۵۲	۰٫۴۹	۰٫۴۶
۲٫۵	۰٫۵۶	۰٫۵۶	۰٫۵۴	۰٫۵۲	۰٫۴۹
۳	۰٫۵۸	۰٫۵۸	۰٫۵۶	۰٫۵۴	۰٫۵۰
۳٫۵	۰٫۶۰	۰٫۶۰	۰٫۵۸	۰٫۵۵	۰٫۵۲
۴	۰٫۶۱	۰٫۶۱	۰٫۵۹	۰٫۵۶	۰٫۵۳
۵	۰٫۶۲	۰٫۶۲	۰٫۶۰	۰٫۵۸	۰٫۵۴

که معادلهٔ فوق به‌صورت زیر تصحیح می‌گردد:

$$Q = \frac{۲}{۳} C_B \,.\, B y_1 \sqrt{\frac{۲}{۳} g y_1} \qquad (۲۵-۱۰)$$

در روابط فوق B = عرض کالورت و C_B = ضریب انقباض با توجه به عرض B که مقدار آن در صورتی‌که لبه‌های قائم کالورت مدور و با شعاع B ۰٫۱ یا بیشتر باشند مساوی ۱ و در صورتی‌که راست‌گوشه باشند مساوی ۰٫۹ می‌باشد.

چنانچه $\frac{y_1}{D} \geq$ ۱٫۲ باشد، سطح آب با لبهٔ بالایی در تماس خواهد بود و لذا ورودی کالورت نظیر دریچه‌های کشوی عمل می‌کند و مقدار دبی می‌تواند از رابطهٔ ۱۰-۲۶ به‌دست آید:

$$Q = C_h \,.\, B \,.\, D \sqrt{۲g\,(y_1 - C_h \,.\, D)} \qquad (۲۶-۱۰)$$

که در آن D = ارتفاع کالورت و C_h برای کالورت‌های با چهار کنارهٔ مدور مساوی ۰٫۸ و برای چهار کنارهٔ راست‌گوشه برابر ۰٫۶ خواهد بود.

Prozhefa.com

با این مقدار دبی حدسی و نوع جریان فرضی، مقادیر افت انرژی و... معین گشته، چنانچه نهایت به همین نتایج رسیدیم مسأله صحیح و در غیر این‌صورت، محاسبات بایستی تکرار گردد.

$$h_{f_{1-2}} = \frac{Q^2 L_w}{K_1 K_c}$$

$$K_c = \frac{1}{n} A_c R_c^{2/3}$$

برای به‌دست آوردن مقادیر فوق لازم است تا y_c مربوط به دبی حدسی معین گردد. ($\alpha = 1$)

$$\frac{Z}{D^{2/5}} = \frac{\frac{Q}{\sqrt{g}}}{D^{2/5}} = \frac{22}{\sqrt{9/81} \times 3^{2/5}} = 0/45$$

$$\frac{y_c}{D} = 0/68 \rightarrow y_c = 2/04\text{m}$$

$$\frac{y_c}{D} = 0/68 \rightarrow \frac{A_c R_c^{2/3}}{D^{8/3}} = 0/25$$

$$A_c R_c^{2/3} = 4/68$$

$$K_c = \frac{4/68}{0/024} = 195$$

$$h_{f_{1-2}} = \frac{Q^2 L_w}{K_1 K_c} = \frac{(22)^2 \times 3/0}{300000(195)} = 0/00025\text{m}$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{\left(\frac{Q}{A_1}\right)^2}{2g} = \frac{\left(\frac{22}{93}\right)^2}{2 \times 9/81} = 0/00285\text{m}$$

در این‌جا بایستی تصحیح نهایی صورت گیرد:

$$m = 1 - \frac{A}{A_1}$$

$$A = A_c = \frac{1}{8}(\theta - \sin\theta)D^2$$

$$R_c = \frac{1}{4}\left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right) D$$

Prozhefa.com

$$\frac{۱}{۸}(\theta - sin\theta)D^{۲}\left[\frac{۱}{۴}\left(۱-\frac{sin\theta}{\theta}\right)D\right]^{۲/۳} = ۴/۶۸$$

$\theta = ۳/۸۷$ رادیان

$$A_c = \frac{۱}{۸}(۳/۸۷ - \sin ۳/۸۷) \times ۹ = ۵/۱۰ \text{m}^{۲}$$

$$\text{m} = ۱ - \frac{۵/۱۰}{۹۳} = ۰/۹۴۵$$

$$C_D' = ۰/۹۸ - \frac{(۰/۹۸ - C_D)\text{m}}{۰/۸۰} = ۰/۹۸ - \frac{(۰/۹۸ - ۰/۸۹)\times ۰/۹۴۵}{۰/۸} = ۰/۸۷۴$$

با توجه به شکل ۱۰-۱۶:

$$Q = C_D A_c \sqrt{۲g\left(h_۱ - z + \alpha_۱ \frac{V_۱^{۲}}{۲g} - y_c - h_{f_{۱-۲}}\right)}$$

$$Q = ۰/۸۷۴ \times ۵/۱۰\sqrt{۲ \times ۹/۸۱(۳ + ۰/۰۰۲۸۵ - ۲/۰۴ - ۰/۰۰۰۰۲۵)}$$

$$Q = ۱۹/۳۷ \text{m}^{۳}/\text{s}$$

که فاصلهٔ چندانی با تخمین اولیه دبی نداشته و می‌توان محاسبات را به همین‌جا منتهی نمود. برای آنکه مشخص شود که آیا انتخاب شیب تند صحیح است یا خیر، مقدار S_c محاسبه می‌گردد:

$$\frac{Z}{D^{۲/۵}} = \frac{\frac{Q}{\sqrt{g}}}{D^{۲/۵}} = \frac{۱۹/۳۷}{\sqrt{۹/۸۱}(۳)^{۲/۵}} = ۰/۳۹۷$$

$$\frac{y_c}{D} = ۰/۶۴ \rightarrow \frac{A_c R_c^{۲/۳}}{D^{۸/۳}} = ۰/۲۳$$

$$A_c R_c^{۲/۳} = ۴/۳۰$$

$$\frac{nQ}{\sqrt{S_c}} = \frac{۰/۰۲۴ \times ۱۹/۳۷}{\sqrt{S_c}} = ۴/۳$$

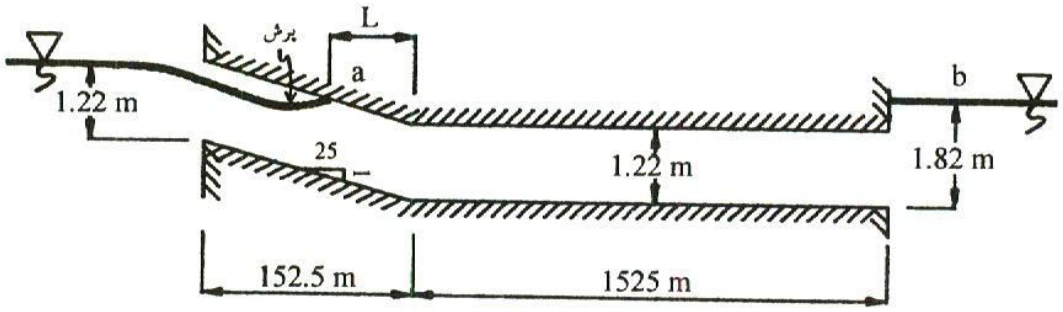
$$S_c = ۰/۰۱۱۷ < S_۰ = ۰/۰۲$$

لذا فرض فوق نیز صحیح بوده است.

Prozhefa.com

مثال ۱۰-۹

کف یک کالورت جعبه‌ای با مقطع مربع و ضلع ۱٫۲۲m دارای شیب یکنواختی برابر ۱:۲۵ در ۱۵۲٫۵ متر اولیه از ورودی کالورت می‌باشد. پس از این نقطه و برای طول باقیمانده آن که معادل ۱۵۲۵ متر است، شیب کف برابر ۱:۲۵۰۰ می‌گردد. آب پس از خارج شدن از کالورت وارد دریاچه‌ای که تراز آب در آن ۱٫۸۲ متر بالاتر از کف کالورت در محل خروجی است می‌شود. در صورتی‌که جنس کالورت از بتن با $\varepsilon = ۱٫۵$ میلیمتر و $\nu = ۱ \times ۱۰^{-۶} m^۲/s$ باشد، مطلوب است مقدار دبی کالورت موقعی‌که سطح آب بالادست همتراز سقف کالورت در قسمت ورودی باشد و همچنین فاصلهٔ محلی که از آن محل به بعد کالورت به‌صورت تمام پر عمل می‌نماید تا ورودی آن (مسأله را برای دو حالت کناره‌های ورودی مدور و نیز راست گوشه حل نمایید).



حل:

۱) حالت کناره‌های مدور، در این صورت با استفاده از معادلهٔ ۱۰-۲۵: $C_B = ۱$

فرض می‌گردد که پرش در قسمت شیب تند اتفاق می‌افتد و با توجه به شیب تند قسمت اول، در ورودی کالورت، آب دارای عمق بحرانی است:

$$Q = \frac{۲}{۳} C_B . B . y_۱ \sqrt{\frac{۲}{۳} g y_۱}$$

$$E_c = y_۱ = ۱٫۲۲ = \frac{۳}{۲} y_c$$

$$y_c = ۰٫۸۱ m$$

$$Q = \frac{۲}{۳} \times ۱ \times ۱٫۲۲ \times ۱٫۲۲ \sqrt{\frac{۲}{۳} \times ۹٫۸۱ \times ۱٫۲۲} = ۲٫۸۰ m^۳/s$$

$$V_{\text{پر}} = \frac{Q}{A_۰} = \frac{۲٫۸۰}{۱٫۲۲ \times ۱٫۲۲} = ۱٫۸۸ m/s$$

Prozhefa.com

از افت انرژی در منطقهٔ جریان آزاد صرفنظر کرده و برای قسمت جریان پر داریم:

$$h_f = \frac{fL}{۴R}\frac{V^۲}{۲g}$$

$$\frac{۱}{\sqrt{f}} = -۲\log\left(\frac{\varepsilon}{۳/۷۱(۴R)} + \frac{۲/۵۱}{R_e\sqrt{f}}\right)$$

$$R_e = \frac{V(۴R)}{\nu}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{(۱/۲۲)^۲}{۴(۱/۲۲)} = ۰/۳۰۵\text{m}$$

$$R_e = \frac{۱/۸۸ \times ۴ \times ۰/۳۰۵}{۱ \times ۱۰^{-۶}} = ۲/۲۹۴ \times ۱۰^۶$$

$$\frac{۱}{\sqrt{f}} = -۲\log\left(\frac{۰/۰۰۱۵}{۳/۷۱ \times ۴ \times ۰/۳۰۵} + \frac{۲/۵۱}{۲/۲۹۴ \times ۱۰^۶\sqrt{f}}\right)$$

$$f = ۰/۰۲۰۷$$

$$h_f = \frac{۰/۰۲۰۷(۱۵۲۵ + L_۱)}{۴ \times ۰/۳۰۵}\frac{(۱/۸۸)^۲}{۲ \times ۹/۸۱} = ۴/۶۶ + ۰/۰۰۳۰۶L_۱$$

حال معادلهٔ انرژی بین دو نقطهٔ a و b نوشته می‌شود:

$$\frac{V_a^۲}{۲g} + Z_a + \frac{P_a}{\gamma} = \frac{V_b^۲}{۲g} + Z_b + \frac{P_b}{\gamma} + h_f$$

$$\frac{(۱/۸۸)^۲}{۲ \times ۹/۸۱} + \left(۱۵۲۵ \times \frac{۱}{۲۵۰۰} + \frac{L_۱}{۲۵} + ۱/۲۲\right) + ۰ = ۰ + ۱/۸۲ + ۰ + ۴/۶۶ + ۰/۰۰۳۰۶L_۱$$

$$L_۱ = ۱۲۱\text{m}$$

$$۱۵۲/۵ - ۱۲۱ = ۳۱/۵\text{m}$$

پس حالت انتخابی و دبی محاسبه شده صحیح و فاصلهٔ ورودی تا محلی‌که جریان پر شروع می‌شود حدود ۳۱/۵ متر خواهد بود.

۲) کناره‌های تیز گوشه:

$$C_B = ۰/۹$$

$$Q = ۲/۸۰ \times ۰/۹ = ۲/۵۲\text{m}^۳/\text{s}$$

Prozhefa.com

$$V = \frac{۲٫۵۲}{(۱٫۲۲)^۲} = ۱٫۶۹\text{m/s}$$

$$R = ۰٫۳۰۵\text{m}$$

$$R_e = \frac{۴ \times ۱٫۶۹ \times ۰٫۳۰۵}{۱ \times ۱۰^{-۶}} = ۲٫۰۶۲ \times ۱۰^۶$$

$$\frac{۱}{\sqrt{f}} = -۲\log\left(\frac{۰٫۰۰۱۵}{۳٫۷۱ \times ۴ \times ۰٫۳۰۵} + \frac{۲٫۵۱}{۲٫۰۶۲ \times ۱۰^۶ \sqrt{f}}\right)$$

$$f = ۰٫۰۲۰۸$$

$$h_f = ۳٫۷۸ + ۰٫۰۰۲۵L_۱$$

$$\frac{V_a^۲}{۲g} + Z_a + \frac{P_a}{\gamma} = \frac{V_b^۲}{۲g} + Z_b + \frac{P_b}{\gamma} + h_f$$

$$L_۱ = ۹۶٫۶۵\text{m}$$

مثال ۱۰-۱۰

در مثال ۱۰-۹ تعیین کنید ارتفاع آب در بالادست ورودی را به گونه‌ای که حالت ۱، به ۲ تبدیل شود (شکل ۱۰-۱۵).

حل:

در این حالت $L_۱ = ۱۵۲٫۵\text{m}$ بوده و می‌بایست Q محاسبه گردد. برای محاسبهٔ f با تقریبی می‌توان از رابطهٔ زیر استفاده نمود:

$$\frac{۱}{\sqrt{f}} \approx -۲\log\left(\frac{\varepsilon}{۴ \times ۳٫۷۱R}\right) = -۲\log\frac{۰٫۰۰۱۵}{۱۴٫۸۳ \times ۰٫۳۰۵}$$

$$f = ۰٫۰۲۰۶$$

$$h_f = \frac{fL}{۴R} \cdot \frac{V^۲}{۲g} = \frac{۰٫۰۲۰۶(۱۵۲۵ + ۱۵۲٫۵)}{۴ \times ۰٫۳۰۵} \cdot \frac{Q^۲}{(۱٫۲۲ \times ۱٫۲۲)^۲ \times ۲ \times ۹٫۸۱} = ۰٫۶۵۲Q^۲$$

$$\frac{V_a^۲}{۲g} + Z_a + \frac{P_a}{\gamma} = \frac{V_b^۲}{۲g} + Z_b + \frac{P_b}{\gamma} + h_f$$

Prozhefa.com

در صورتی‌که نقطهٔ α روی سطح آب در بالادست ورودی باشد:

$$0 + \left(\frac{۱۵۲۵}{۲۵۰۰} + \frac{۱۵۲٫۵}{۲۵} + y_۱\right) = ۱٫۸۲ + ۰٫۶۵۲Q^۲$$

$$۶٫۷۱ + y_۱ = ۱٫۸۲ + ۰٫۶۵۲Q^۲$$

چنانچه α درست در نقطهٔ شروع حرکت آب به‌صورت تمام پر در کالورت باشد:

$$\frac{Q^۲}{(۱٫۲۲ \times ۱٫۲۲)^۲ \times ۲ \times ۹٫۸۱} + \left(\frac{۱۵۲۵}{۲۵۰۰} + \frac{۱۵۲٫۵}{۲۵} + ۱٫۲۲\right) = ۱٫۸۲ + ۰٫۶۵۲Q^۲$$

$$Q = ۳٫۱۲\text{m}^۳/\text{s}$$

$$۶٫۷۱ + y_۱ = ۱٫۸۲ \times ۰٫۶۵۲(۳٫۱۲)^۲$$

$$y_۱ = ۱٫۴۷\text{m}$$

ملاحظه می‌شود که در این‌حالت که شروع جریان آب به‌صورت تمام پر در تمام کالورت بوده $\frac{y_۱}{D} = \frac{۱٫۴۷}{۱٫۲۲} = ۱٫۲$ است که با بسیاری از فرضیات و تجربیات در این زمینه موافق است.

برای کنترل رابطهٔ ۱۰-۲۶ با حل فوق، معادله ۱۰-۲۶ را داریم:

$$Q = C_h . B . D\sqrt{۲g(y_۱ - C_h . D)}$$

$$C_h = ۰٫۶$$

با فرض راست گوشه بودن کناره‌های ورودی:

$$Q = ۰٫۶ \times ۱٫۲۲ \times ۱٫۲۲\sqrt{۲ \times ۹٫۸۱(۱٫۴۷ - ۰٫۶ \times ۱٫۲۲)} = ۳٫۴۰\ \text{m}^۳/\text{s}$$

که کمتر از ۸٪ اختلاف است.

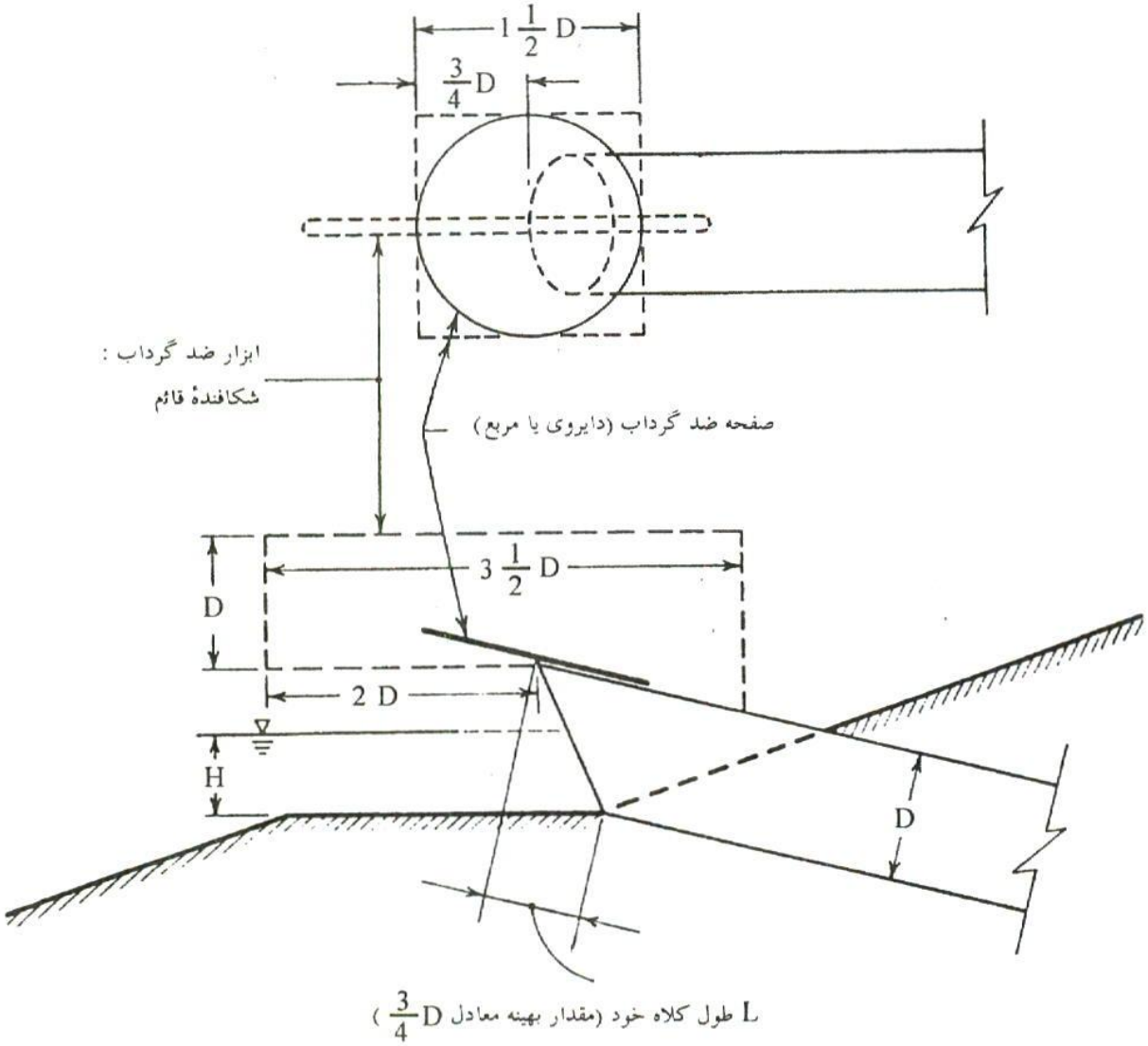
۱۰-۵-۱ کالورت دایروی با ورودی کلاه‌خودی

(The Circular Culvert With Hood Inlet)

Blaisdell (۱۹۶۰) در ادامهٔ تحقیقات خود نشان داده است که یک کالورت کوتاه و دارای شیب تند می‌تواند حتی در ارتفاع‌های کم آب در محل ورودی، به‌صورت تمام پر عمل نماید مشروط بر آن‌که دهانهٔ ورودی کالورت به صورت شیبدار و به‌طور مایل نسبت به محور طولی کالورت بریده شود (شکل ۱۰-۲۳).

Prozhefa.com

تحقیقات Blaisdell که فقط برای کالورت‌های دایروی انجام پذیرفته است نشان می‌دهد که طول بهینه برای کلاه‌خود ورودی (L) برابر $\frac{۳}{۴}D$ بوده که با این طول و شیب کالورت (تانژانت زاویه) تا ۰٫۳۶۱، اگر نسبت $\frac{H}{D}$ از ۱٫۲۵ بیشتر شود، کالورت به‌صورت تمام پر عمل خواهد نمود. البته لازمهٔ این امر عبارت است از جلوگیری نمودن از ایجاد گرداب در ورودی که آن‌هم به‌وسیلهٔ یک شکافندهٔ قائم که در شکل ۱۰-۲۳ نشان داده شده است انجام می‌گیرد. همچنین می‌توان از یک صفحه مربعی یا دایروی که در همان شکل نشان داده شده‌اند به‌جای صفحهٔ قائم مذکور استفاده نمود. شایان ذکر است که بدون سیستم جلوگیری کننده از گرداب، مقداری هوا، در استغراق‌های اولیه از زمانی‌که $\frac{H}{D}$ به میزان قابل ملاحظه‌ای از ۱ بیشتر نشده است) به داخل ورودی مکیده شده و میزان دبی حتی‌گاه تا $\frac{۲}{۳}$ کاهش می‌یابد. از آزمایشات مزبور نتیجه



شکل ۱۰-۲۳ کالورت دایروی با ورودی کلاه‌خودی (بعد از Blaisdell، ۱۹۶۰)

Prozhefa.com

گرفته می‌شود که در شرایط غیرمستغرق ($\frac{H}{D} < ۱٫۲۵$) و برای کالورت با شیب تند، جریان در ورودی بحرانی بوده که با به‌دست آوردن E_c از مقدار H می‌توان میزان دبی را محاسبه نمود (با در نظر گرفتن افت انرژی موضعی در ورودی). از مجموعهٔ نتایج نامبرده و با توجه به اصول گفته شده، Henderson (۱۹۶۶) اعلام می‌دارد که برای تعیین دبی در این نوع کالورت‌ها و با توجه به چگونگی تأثیر شیب کف، می‌توان از روابط زیر استفاده نمود که خطای حاصله از نتایج این معادلات نسبت به نتایج آزمایشگاهی Blaisdell حدود ۲ تا ۳ درصد بیشتر نمی‌باشد:

$$\frac{Q}{D^۲\sqrt{gD}} = ۰٫۴۸ \left(\frac{S_۰}{۰٫۴}\right)^{۰٫۰۵} \left(\frac{H}{D}\right)^{۱٫۹} \qquad ۰ < \frac{H}{D} < ۰٫۸ \qquad (۲۷-۱۰)$$

$$\frac{Q}{D^۲\sqrt{gD}} = ۰٫۴۴ \left(\frac{S_۰}{۰٫۴}\right)^{۰٫۰۵} \left(\frac{H}{D}\right)^{۱٫۵} \qquad ۰٫۸ < \frac{H}{D} < ۱٫۲ \qquad (۲۸-۱۰)$$

Prozhefa.com

مسایل

۱۰-۱ برای اندازه گیری دبی در یک کانال مستطیلی به عرض ۱۰٫۰m از یک ناودان با موج ایستاده استفاده می‌شود. عرض گلوگاه ۵٫۰m و برجستگی کف برابر ۰٫۵m می‌باشد. تعیین کنید مقدار دبی را در حالتی‌که عمق جریان در ابتدای ناودان برابر ۲٫۱m باشد. ضریب جریان ۱٫۶۲ فرض می‌گردد.

۱۰-۲ یک کانال مستطیلی به عرض ۲٫۰m، آبی با دبی $۲٫۴m^3/s$ را از طریق یک دریچهٔ کشوئی با میزان بازشدگی ۰٫۴m انتقال می‌دهد. اگر عمق جریان در بالادست ۲٫۰m باشد، عمق جریان بلافاصله پس از دریچه را محاسبه نمایید.

۱۰-۳ برای عبور $۲٫۵m^3/s/m$ آب از یک کانال مستطیلی، از یک دریچهٔ قائم استفاده می‌شود. تعیین کنید میزان بازشدگی لازم برای دریچه را در صورتی‌که عمق جریان در بالادست در مقدار ۴٫۰۰m محدود شده باشد (فرض می‌گردد جریان خروجی از دریچه آزاد است).

۱۰-۴ یک کانال مستطیلی به عرض ۵٫۰m و شیب طولی ۰٫۰۰۰۱ و ضریب زبری مانینگ ۰٫۰۱۵ آبی با دبی $۱۰m^3/s$ را انتقال می‌دهد. برای افزایش عمق آب به ۸٫۰m در محلی از کانال از یک دریچه قائم استفاده شده است،

اولاً، ثابت کنید جریان خروجی از زیر دریچه مستغرق است،

ثانیاً، در این‌صورت مقادیر y و میزان بازشدگی دریچه را محاسبه نمایید. از افت انرژی صرفنظر می‌شود.

۱۰-۵ تمرین ۱۰-۴ را برای حالتی که از یک دریچه قطاعی به شعاع ۷٫۰m استفاده شود حل نمایید. فاصلهٔ قائم لولا تا کف کانال ۶٫۳m فرض می‌گردد.

Prozhefa.com

فصل ۱۱

پرش هیدرولیکی و کنترل آن

جلیل ابریشیمی - سیدمحمود حسینی

مقدمه

برای جلوگیری از خسارات ناشی از انرژی فوق‌العادهٔ آب در سرعتهای فوق بحرانی و نیز به‌منظور از بین بردن انرژی اضافی سینتیک موجود در چنین آبی، عموماً لازم است از سازه‌های خاصی به‌نام انرژی گیرنده (Energy Dissipators) که در پایین‌دست جریان ساخته می‌شوند استفاده نمود. این‌گونه سازه‌ها علاوه بر از بین بردن انرژی آب وسیله‌ای برای کنترل و مهار پرش هیدرولیکی (Control of Hydraulic Jump) و به‌وجود آوردن شرایط جهت وقوع آن در یک موقعیت مکانی خاص نیز به شمار می‌روند. به عبارت دیگر موقعی‌که یک پرش هیدرولیکی در روی یک سطح صاف افقی اتفاق می‌افتد، کوچکترین تغییری در اعماق جریان بالادست و پایین‌دست آن می‌تواند باعث تغییر مکان پرش به‌یکی از دو سوگشته و چنانچه خواسته شود تا پرش در محلی خاص صورت پذیرد و حساسیت بیش از حد آن در مقابل نوسانات عمق جریان، محدود گردد، می‌بایستی از سازه‌هایی که به عنوان کنترل کنندهٔ پرش هیدرولیکی مشهورند استفاده گردد. از جمله این سازه‌ها می‌توان آب پایه (Sill) را نام برد که عبارت است از تغییر ساختمانی کانال در زیر آب و در عرض آن و در انتهای حوضچه آرامش که باعث تغییر شدید در وضعیت جریان و وقوع جهش آبی در یک موقعیت معین می‌گردد. همچنین می‌توان به‌سرریزهای لبه تیز و لبه پهن که مشابه آب پایه و به‌صورت بلوکهای مشخص در مسیر آب قرار می‌گیرند و ضمن کاهش طول پرش، محل وقوع آن را به بالادست انتقال می‌دهند اشاره نمود. نوع دیگر این سازه‌ها برآمدگی‌ها یا پایین افتادگی‌های موضعی است و همچنین حوضچه‌های آرامش که با طراحی خاص و شکل و ابعاد معین، در مسیر جریان فوق بحرانی قرار گرفته و کنترل و از بین بردن انرژی آن را به عهده می‌گیرند.

لازم به‌توضیح است که‌درحالت کلی عموماً دو روش‌برای ازبین‌بردن‌انرژی‌مورداستفاده قرار می‌گیرد: در روش اول از تبدیلهای موضعی و یا اجزاء دیگری استفاده می‌گردد که باعث آشفتگی جدی در جریان

Prozhefa.com

شده و می‌توان تعریض ناگهانی محل در حین پرش هیدرولیکی را از جمله موارد دانست. روش دوم براساس پرتاب آب به یک نقطه دوردست استوار است که در حین آن آب به ذرات کوچک تقسیم شده و در برخورد با هوا و برگشت به زمین، مقدار زیادی از انرژی خود را از دست می‌دهد. در این قسمت پس از بحث و بررسی بر روی پرش هیدرولیکی به‌سازه‌های کنترل کنندهٔ آن در حد مقصود اشاره می‌گردد.

۱۱-۱ پرش هیدرولیکی (The Hydraulic Jump)

پرش یا جهش هیدرولیکی، از نوع جریانهای متغیر سریع است که در بسیاری از کارهای عملی با آن روبرو بوده و آن عبارت است از تغییر حالت جریان از فوق‌بحرانی به زیربحرانی. چنانچه آب در قسمتی از مسیر دارای حالت فوق بحرانی بوده و بنا به مشخصات و موقعیت خاص کانال بخواهد تغییر حالت دهد، عمق جریان در مسیر نسبتاً کوتاهی به میزان قابل‌ملاحظه‌ای افزایش یافته و نتیجتاً ضمن ایجاد افت انرژی محسوس، از میزان سرعت به‌اندازهٔ قابل توجهی کاسته می‌گردد. این پدیده که یکی از پدیده‌های مهم جریان آب در کانالهای باز بوده و از ابتدا تا انتهای آن یک تلاطم و پیچش سطحی آب وجود دارد، به پرش هیدرولیکی یا پرش آبی موسوم است (شکل ۱۱-۱). در چنین حالت و به تناسب شدت پرش، آشفتگی‌هایی درسطح آب دیده می‌شود که بتدریج که به سمت انتهای پرش نزدیک می‌شویم از شدت آنها کاسته شده و متناسباً وبه جهت تبدیل انرژی به گرما، انرژی آب نیز کاهش می‌یابد. علاوه بر آن به جهت این آشفتگی و تلاطم و در اثر برخورد آب با هوا، مقداری هوا با آب و در قسمتهای سطحی مخلوط شده که به سمت پایین‌دست منتقل و نهایتاً به شکل حباب‌های هوا رها می‌گردد.

پرش هیدرولیکی می‌تواند در دو حالت جریان آزاد با سطح مقطعی از مایع یکنواخت و یا مایع مطبّق با وزن مخصوص‌های متفاوت تشکیل گردد که در هر دو حالت پرش با آشفتگی جریان و از بین رفتن انرژی همراه است. جهش آبی در کانالهای باز دارای کاربردها و خواص فراوانی است که می‌تواند به‌صورت زیر خلاصه گردد:

۱- کاهش انرژی آب در جریان از روی سدها، سرریزها و دیگر سازه‌های هیدرولیکی و نهایتاً محافظت قسمتهای پایین دست.

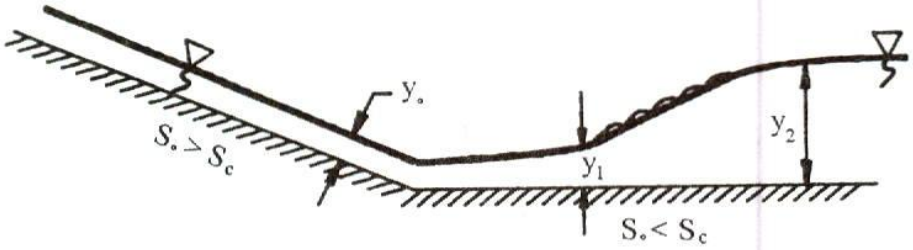
۲- ترمیم و افزایش سطح آب در کانالها به منظور پخش آب.

۳- افزایش دبی خروجی از زیر دریچه‌ها با دورنگه داشتن سطح پایاب (Tailwater) و نهایتاً افزایش ارتفاع مؤثر در عرض دریچه.

۴- کاهش فشار بالابرنده (Uplift Pressure) در زیر سازه‌ها با افزایش عمق آب در دامنهٔ سازه.

۵- مخلوط نمودن مواد شیمیایی جهت تصفیه آب یا فاضلاب و نیز جهت مصارف کشاورزی.

Prozhefa.com



شکل ۱۱-۱ پرش هیدرولیکی

۶- هوادهی جریانها و کلرزدائی فاضلاب.

۷- جدا نمودن هوای محبوس از جریانهای موجود در کانالهای باز دایروی.

۸- مشخص نمودن شرایط جریانهای خاص نظیر وجود جریان فوق بحرانی یا وجود یک سطح مقطع کنترل جهت ایجاد ایستگاههای اندازه گیری کم خرج.

همانگونه که در فصول قبل اثبات شده، برای جهشهای آبی در کف‌های غیرشیبدار و با استفاده از اصل مقدار حرکت، می‌توان معادلهٔ ذیل را جهت دو مقطع ابتدا و انتهای جهش منظور نمود:

$$\frac{Q^2}{gA_1} + A_1 \bar{y}_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + A_2 \bar{y}_2 \qquad (۱-۱۱)$$

که در مقاطع مستطیلی، معادلهٔ فوق به اشکال زیر ساده می‌گردد:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1\right) \qquad (۲-۱۱)$$

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8Fr_2^2} - 1\right) \qquad (۳-۱۱)$$

$$y_1 = \sqrt{\frac{y_2^2}{4} + \frac{2q^2}{gy_2}} - \frac{y_2}{2} \qquad (۴-۱۱)$$

$$y_2 = \sqrt{\frac{y_1^2}{4} + \frac{2q^2}{gy_1}} - \frac{y_1}{2} \qquad (۵-۱۱)$$

$$\Delta E = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1 y_2} \qquad (۶-۱۱)$$

که پارامترهای مختلف قبلاً تعریف گردیده‌اند.

نسبت $\frac{y_2}{y_1}$ در کانالهای با مقاطع مختلف متفاوت بوده که جهت مقایسه می‌توان از شکل ۱۱-۲ استفاده نمود. همانگونه که در این شکل مشخص است برای یک Fr_1 ثابت مقدار $\frac{y_2}{y_1}$ جهت کانالهای مستطیلی

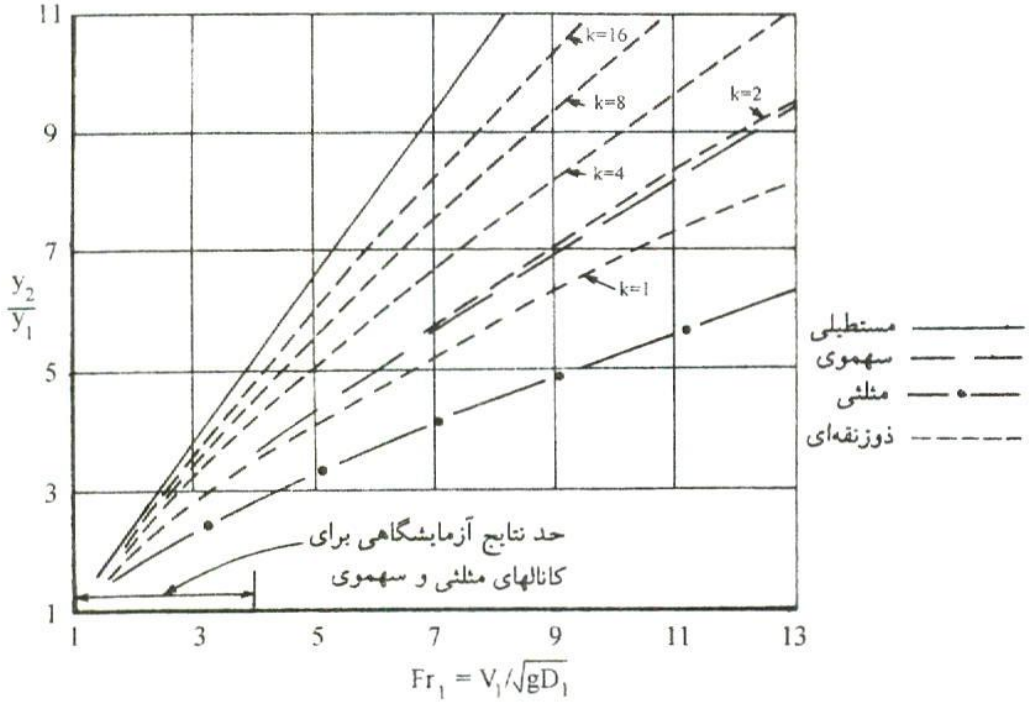
Prozhefa.com

بیشتر است تا کانالهای ذوزنقه‌ای، مثلثی و سهموی. در شکل ۱۱-۲ مقدار k در ذوزنقه عبارت است از:

$$k = \frac{b}{zy_1} \qquad (۷-۱۱)$$

که b = عرض کف بستر ذوزنقه و z = شیب کناره‌های آن.

همچنین مقدار افت انرژی (ΔE) در شرایط مساوی Fr_1 برای مقاطع مختلف کانالها متغیر بوده که در شکل ۱۱-۳ نمودار مقایسه‌ای مربوطه نشان داده شده است. شکل ۱۱-۴ مقدار افت انرژی را برای کانالهای مستطیلی افقی که به‌وسیله USBR تحقیق گردیده نشان می‌دهد که در آن تطابق نتایج آزمایشات با رابطهٔ ۱۱-۶ کاملاً مشهود است.

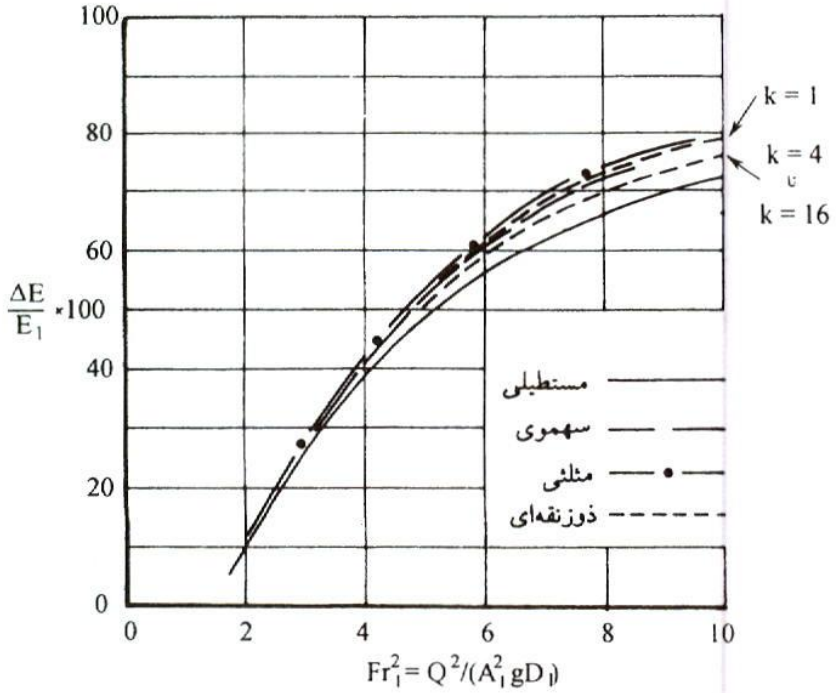


شکل ۱۱-۲ منحنی‌های تحلیلی برای $\frac{y_2}{y_1}$ نسبت به Fr_1 ($D = \frac{A}{T}$ = عمق هیدرولیکی)

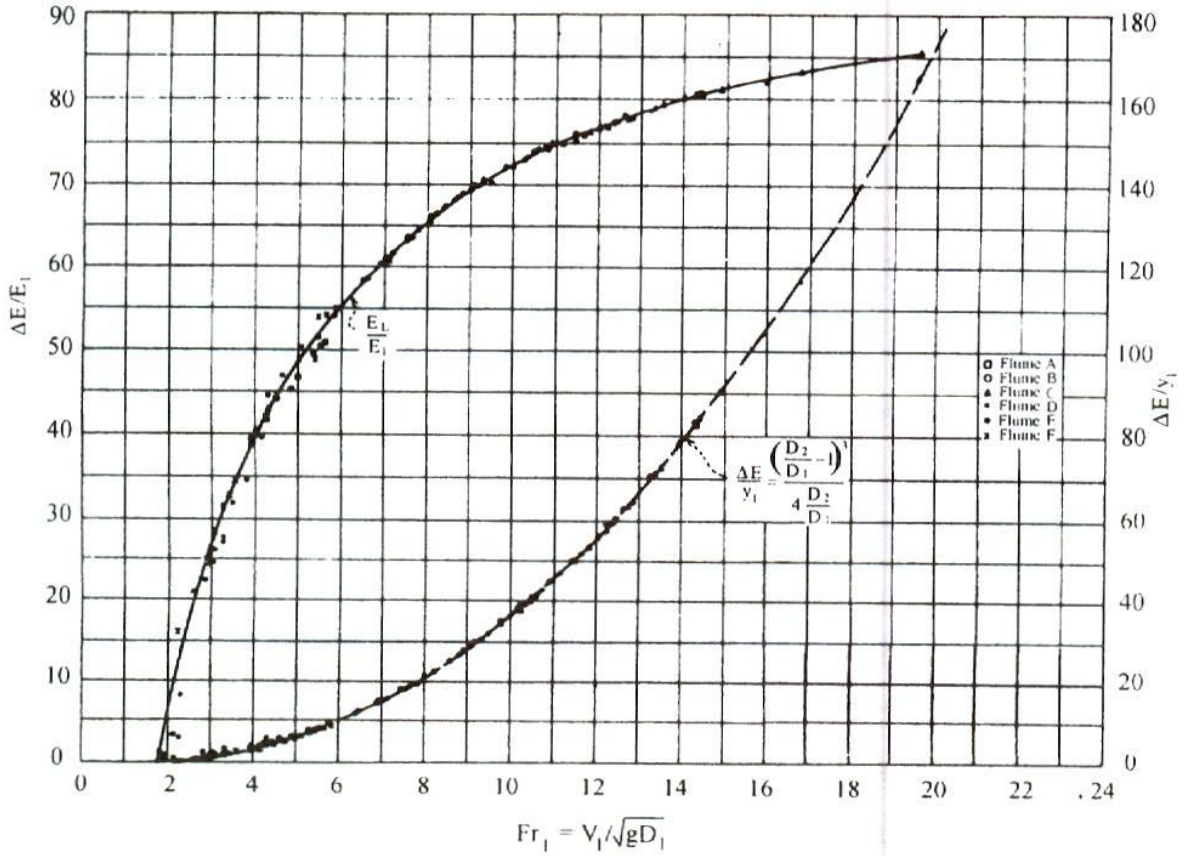
۱۱-۲ انواع پرش آبی (Types of the Hydraulic Jump)

پرش آبی می‌تواند روی کف‌های نسبتاً افقی و یا کف‌های شیب‌دار، با مانع یا بدون مانع به‌وجود آید و بدیهی است بسته به این‌که در کدامیک از موقعیتهای مذکور، پرش حاصل گردد، دارای خصوصیات کاملاً متفاوتی خواهد بود. از آن‌جاکه بیشترین و عمومی‌ترین پرشها در کف‌های افقی مستطیلی صورت می‌گیرند، در این قسمت بیشتر بحث را به این نوع پرش اختصاص داده، در دیگر موارد توضیحات مختصری ارائه خواهد گردید.

Prozhefa.com



شکل ۱۱-۳ افت انرژی در پرش هیدرولیکی برای مقاطع با اشکال متفاوت



شکل ۱۱-۴ افت انرژی در کانال‌های افقی مستطیلی (بعد از USBR، ۱۹۸۳)

Prozhefa.com

قدرت و شدت پرش به عدد فرود در مقطع شماره ۱ (محل شروع پرش) بستگی داشته که با افزایش آن نسبت $\frac{y_2}{y_1}$ و به عبارتی حاصل $y_2 - y_1$، افزایش می‌یابد و همان‌گونه که از معادلهٔ ۱۱-۶ معین می‌گردد، ارتباط مستقیم افت انرژی با توان سوم عبارت $(y_2 - y_1)$ باعث می‌گردد تا میزان افت انرژی نسبت به شدت و قدرت جهش، از حساسیت فوق‌العاده‌ای برخوردار باشد. جهشهای آبی برحسب مقدار Fr_1 به انواع متفاوت تقسیم می‌شود که در محدوده‌های توضیح داده شدهٔ ذیل می‌تواند دارای خصوصیات متفاوت باشد:

موقعی‌که $Fr_1 = 1$ است، آب با عمق بحرانی جریان داشته و پرش اتفاق نخواهد افتاد. در این حالت انرژی مخصوص آب به کمترین مقدار خود تنزل می‌کند.

برای مقادیر $1 < Fr_1 < 1/7$، تنها اختلاف بسیار کمی بین y_2 و y_1 وجود داشته و افت انرژی نیز بسیار محدود می‌باشد. با توجه به این امر، موج به‌وجود آمده دارای پیشانی مشخص نخواهد بود و تنها تلاطم مختصر حاصله در سطح آب می‌تواند این نوع جریان را از جریان بحرانی متمایز سازد. افت انرژی ضرورتاً به گرما تبدیل نشده بلکه قسمتی از آن صرف تلاطم مختصر سطح آب می‌گردد. این نوع پرش را که باعث ایجاد یک قطار موج می‌شود «پرش موجی» نامیده که اصطلاحاً گفته می‌شود موج در آن نمی‌شکند. Benjamin و Ligthill (۱۹۵۴) به‌وسیله یک بحث تئوری نشان دادند که اگر قرار باشد کل افت انرژی صرف چرخش آب گردد، این امر برای حالتی اتفاق خواهد افتاد که Fr_1 کمتر از ۱/۲۵ باشد ولی برای مقادیر بالاتر از ۱/۲۵، می‌توان موجی با پیشانی مشخص ایجاد نمود. اما در عمل و به جهت وجود اصطکاک برای ایجاد چنین موجی مقادیر Fr_1 بیش از ۱/۷ مورد نیاز می‌باشد. در نتیجه برای مقادیر $1/7 > Fr_1 > 1/25$ می‌توان انتظار داشت که زبری جداره نقش مؤثری داشته باشد به گونه‌ای که در بسترهای صاف بتوان موج دارای پیشانی مشخص داشت اما در بسترهای ناصاف، پیشانی محسوس وجود نخواهد داشت و عمق آب به‌صورت تدریجی افزایش می‌یابد.

در محدودهٔ $1/7 \leq Fr_1 < 2/5$، اگرچه پیشانی موج شکسته است اما نسبتاً آرام بوده و تنها به‌وسیلهٔ آشفتگی‌های سطحی مشخص می‌گردد. در این حالت سرعت در تمام مقطع تقریباً یکنواخت و مقدار افت انرژی کمتر از ۲۰٪ است. پرشهای با این شدت را «پرش ضعیف» نامند.

هرگاه $2/5 \leq Fr_1 < 4/5$ باشد، جریان بالادست به‌داخل پیشانی آشفته و به شکل یک جت نوسانی که باعث سطح موجی غیرمنظم می‌گردد نفوذ می‌کند. این نوع پرش که به «پرش یا جهش نوسانی» موسوم است عمدتاً در سازه‌های کوتاه اتفاق افتاده و موجهای نوسانی به‌وجود آمده ممکن است تا مسافتهای طولانی (کیلومترها) در پایین‌دست ادامه یابند و باعث خرابی سازه‌های خاکی و... گردند.

چنانچه $4/5 \leq Fr_1 < 9$ باشد، پرش حاصله شدید اما «پایدار» بوده و دارای موج نخواهد بود بلکه آشفتگی در یک منطقه محصور می‌باشد. در این پرشها که «پرشهای ساکن» نیز نامیده می‌شوند، افت انرژی قابل‌ملاحظه‌ای در حد ۴۵ تا ۷۰ درصد وجود دارد.

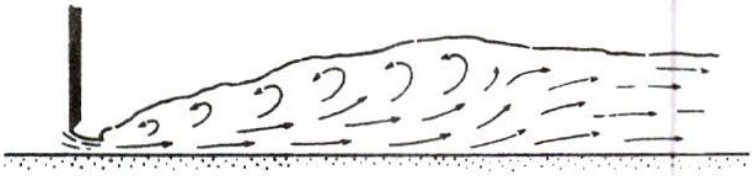
Prozhefa.com



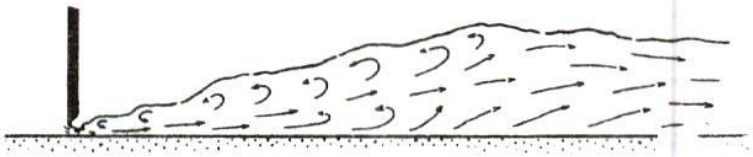
(a $Fr_1 = ۱/۷$ تا $۲/۵$



(b $Fr_1 = ۲/۵$ تا $۴/۵$



(c $Fr_1 = ۴/۵$ تا $۹/۰$



(d $Fr_1 > ۹/۰$

شکل ۱۱-۵ انواع پرش آبی در کانالهای افقی

در مواقعی که مقدار Fr_1 از ۹ بیشتر گردد، جهش بسیار شدید و خشن به‌وجود آمده و افت انرژی زیادی نیز وجود خواهد داشت. در این حالت که به «پرش قوی» موسوم است، مقدار y_1 نسبتاً کم و ارتفاع موج $(y_2 - y_1)$ قابل‌ملاحظه بوده و طول آن تقریباً نامشخص است. اضافه می‌نماید که در $Fr_1 > ۱۳$ شدت پرش به گونه‌ای است که شرایط و موقعیتها را بسیار مشکل ساخته و به همین‌گونه هزینه سازه‌های کنترل‌کننده آن نیز بسیار بالا است.

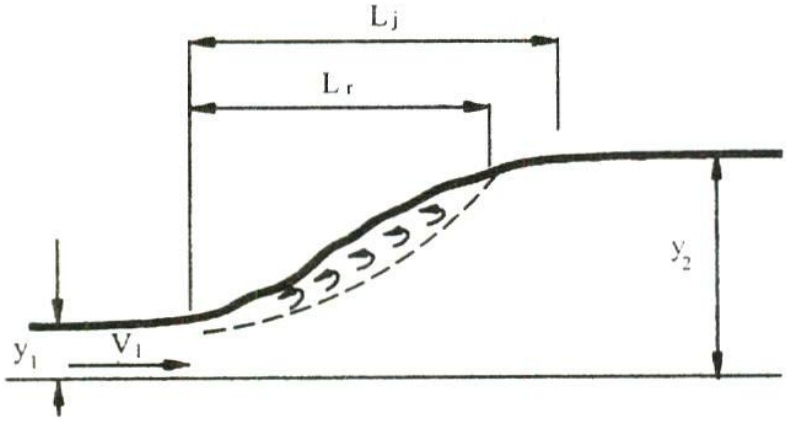
۱۱-۲-۱ طول پرش هیدرولیکی (Hydraulic Jump Length)

اگر چه طول پرش هیدرولیکی، یکی از پارامترهای حساس در طراحی است، اما در حالت کلی قابل محاسبه از طریق تحلیلهای ریاضی نبوده و لازم است تا در هر مورد از نتایج تجربی و آزمایشگاهی استفاده گردد. در پرشهای آبی، عموماً دو طول مختلف مورد توجه قرار می‌گیرد، طول چرخش (L_r) که آن

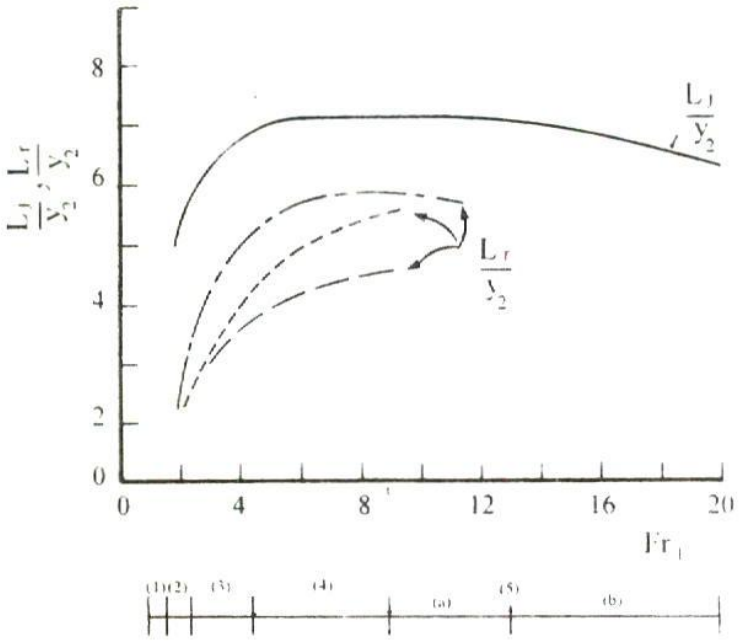
Prozhefa.com

عبارت است از فاصلهٔ شروع پرش تا آخرین موج غلطان (شکل ۱۱-۶) و دیگری طول پرش (L_j) که برابر است با فاصلهٔ شروع پرش تا نقطه‌ای در روی سطح آب بلافاصله پس از آخرین موج غلطان که در این صورت ارتفاع این نقطه تقریباً با ارتفاع پایاب برابر است.

آزمایشات انجام گرفته نشان می‌دهد که تعیین مقدار دقیق L_r بسیار مشکل و عمدتاً نتایج متفاوتی به‌دست می‌دهد (شکل ۱۱-۷) در حالی‌که اندازه گیری مقدار L_j عموماً به نتایج مشابهی منتج می‌شود و در نتیجه طول پرش همان L_j در نظر گرفته خواهد شد. Bradley و Peterka در سال ۱۹۵۷ منحنی شکل ۱۱-۷ راکه مقدار $\frac{L_j}{y_2}$ بر حسب Fr_1 را معین می‌کند برای کانالهای مستطیلی پیشنهاد نمودند که آزمایشات انجام گرفته توسط Rajaratnam در سال ۱۹۶۵ آن راکاملاً تایید می‌نماید.



شکل ۱۱-۶ شکل شماتیکی طول چرخش و طول پرش



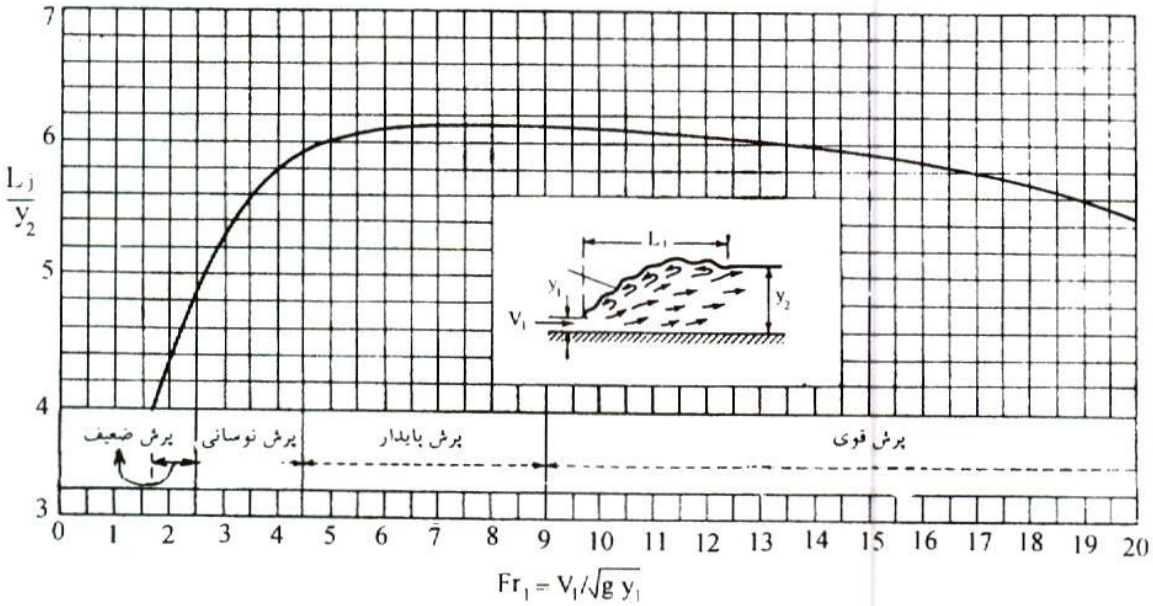
شکل ۱۱-۷ طول پرش در کانالهای مستطیلی (Bradley و Peterka (۱۹۵۷) Rouse et al (۱۹۶۷) و Safranez (۱۹۳۴))

Prozhefa.com

Silvester (۱۹۶۴)، نسبت $\frac{L_j}{y_1}$ را برای کانال مستطیلی به‌صورت تابعی از Fr_1 و به‌شکل زیر معرفی نمود:

$$\frac{L_j}{y_1} = 9/75(Fr_1 - 1)^{1/01} \qquad (۸-۱۱)$$

که با توجه به کفایت نمودار داده شده در شکل ۱۱-۷، فرمول فوق کاربرد وسیعی پیدا ننمود. در سال ۱۹۵۵ آزمایشات فراوانی توسط USBR انجام گرفت و نهایتاً منحنی شکل ۱۱-۸ جهت تعیین طول پرش هیدرولیکی در کانالهای مستطیلی پیشنهاد گردید:



شکل ۱۱-۸ طول پرش آبی در کانال مستطیلی افقی

با توجه به نتایج به‌دست آمده توسط USBR و منحنی که در شکل فوق معین گردیده است می‌توان مقدار L_j را از روابط زیر تعیین نمود:

$$1 < Fr_1 < 2/5 \quad \rightarrow \quad L_j = 3y_2\, Fr_1^{1/2} \qquad (۹-۱۱)$$

$$2/5 \le Fr_1 < 4/5 \quad \rightarrow \quad L_j = 5(y_2 - y_1) \qquad (۱۰-۱۱)$$

$$4/5 \le Fr_1 < 9 \quad \rightarrow \quad L_j = 6y_2 \qquad (۱۱-۱۱)$$

برای مقادیر $Fr_1 \ge 9$ اگرچه مقدار $\frac{L_j}{y_2}$ بتدریج کاهش می‌یابد اما در عمل می‌توان همان معیار $L_j = 6y_2$ را مدنظر قرارداد.

Silvester (۱۹۶۴) فرضیه‌ای ارائه نموده است که به‌طور کلی می‌توان طول پرش آبی را برای هر مقطع متفاوت از رابطه زیر به‌دست آورد:

$$\frac{L_j}{y_1} = \sigma(Fr_1 - 1)^{\Gamma} \qquad (۱۲-۱۱)$$

Prozhefa.com

که در آن مقادیر σ و Γ تابعی از شکل مقطع بوده و براساس تجربیات انجام گرفته قابل محاسبه می‌باشند. نامبرده براین اساس روابط ۱۱-۱۳ و ۱۱-۱۴ را به ترتیب برای کانالهای مثلثی و سهموی پیشنهاد می‌کند که اگرچه نتایج آزمایشگاهی و تجربی لازم برای تایید این روابط هنوز وجود ندارد، اما برای تخمین طول پرش در چنین کانالهایی، می‌توانند مفید باشند:

$$\frac{L_j}{y_1} = ۴/۲۶\,(Fr_1 - ۱)^{۰/۶۹۵} \qquad (۱۱-۱۳)$$

$$\frac{L_j}{y_1} = ۱۱/۷(Fr_1 - ۱)^{۰/۸۳۲} \qquad (۱۱-۱۴)$$

شایان ذکر است که رابطهٔ ۱۱-۱۳ برای کانال مثلثی با زاویه $۴۷/۳^{\circ}$ ارائه گردیده و از طرفی رابطهٔ ۱۱-۱۴ برای مقادیر $Fr_1 > ۳$ نتایج ضعیفی ارائه می‌نماید.

برای کانالهای ذوزنقه‌ای شکل، از آن‌جاکه علاوه بر مشخصات جریان (نظیر Fr_1 و y_1) ضریب شکل k نیز مؤثر است، می‌بایست انتظار داشت که برای هر مقدار k ، مقادیر ضرائب σ و Γ تغییر یابند که برای این منظور Press (۱۹۶۱) جدول زیر را با توجه به اطلاعات و داده‌هایی که در اختیار داشت ارائه نمود.

جدول ۱۱-۱ مقادیر σ و Γ برای تعیین طول پرش در کانالهای ذوزنقه‌ای

z	$k = \frac{b}{yz}$	σ	Γ
۲	۱۶	۵/۳۶۵	۰/۹۰۵
۱	۸	۷/۰۱۱	۰/۸۸۵
۰/۵	۴	۱۰/۶۶۸	۰/۸۳۶

با توجه به تقریبی بودن روابط فوق، می‌توان در مواقعی که اطلاعات دقیق جهت کانالهای غیرمستطیلی وجود ندارد، از منحنی شکل ۱۱-۸ برای تعیین طول تقریبی این‌گونه کانالها نیز استفاده نمود.

۱۱-۳ جهش آبی در مجاری شیبدار

از زمانهای گذشته، ایجاد جهش آبی در مجاری شیبدار، فکر محققین را به خود مشغول داشته ولی به‌علت عدم وجود اطلاعات مورد نیاز، اطمینان کافی به طرح این قبیل مسایل نبوده است. تغییر طول نسبتاً محسوس جهش آبی در اثر تأثیر وزن $(W \sin\theta)$ در مجاری شیبدار باعث پیچیدگی بیشتر این‌گونه پرشها گشته که اگرچه می‌توان روابطی برای تأثیر $W \sin\theta$ ارائه نمود، اما نهایتاً لزوم انجام آزمایشاتی در کنار تئوری را مشخص می‌سازد.

Prozhefa.com

این پرشها می‌توانند با توجه به شرایط مختلف، در روی مسیرهای با شیب مثبت و یا با شیب منفی صورت پذیرند که بخصوص در مورد اخیر به‌نظر می‌رسد که تأثیر وزن می‌تواند کاهش قابل‌ملاحظه‌ای درطول پرش ونهایتاً در طول حوضچه آرامش که به‌عنوان یکی از سازه‌های کنترل کننده پرش، مورد استفاده قرار می‌گیرد، به‌وجود آورد.

در تئوری مربوط به پرشهای هیدرولیکی در سطوح شیبدار، فرض می‌گردد که:

۱- انحناء قابل‌ملاحظه‌ای در خطوط جریان وجود ندارد،

۲- اصطکاک بستر در محدودهٔ جهش آبی کم و قابل‌صرفنظر کردن است،

۳- جریان در ابتدا وانتهای جهش آبی دارای سرعتهای یکنواختی است،

۴- هیچ‌گونه شتابی در جریان وجود ندارد،

۵- و نهایتاً از تأثیر اختلاط هوا درآب، در حالت جریان در جهش آبی صرفنظر می‌شود،

بدیهی است که برخی از فرض‌های فوق صادق نبوده و در عمل عکس آن اتفاق می‌افتد، برای مثال می‌توان گفت که فرضهای ۴ و ۵ را نمی‌توان عملاً صحیح دانست. در هر حال به‌دست آوردن یک راه‌حل مفید در مسایل عملی جهت تحلیل پرش هیدرولیکی درکانالهای شیبدار دارای مشکلات چندی است که از جمله می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱- عبارت $W \sin\theta$ (تصویر مؤلفه وزن روی محوری موازی سطح شیبدار)، معمولاً به‌علت ناشناخته بودن طول و شکل پرش، به خوبی اندازه گیری نمی‌شود،

۲- وزن مخصوص سیال در حجم کنترل، می‌تواند به‌طور مشخص با ورود هوا تغییر کند،

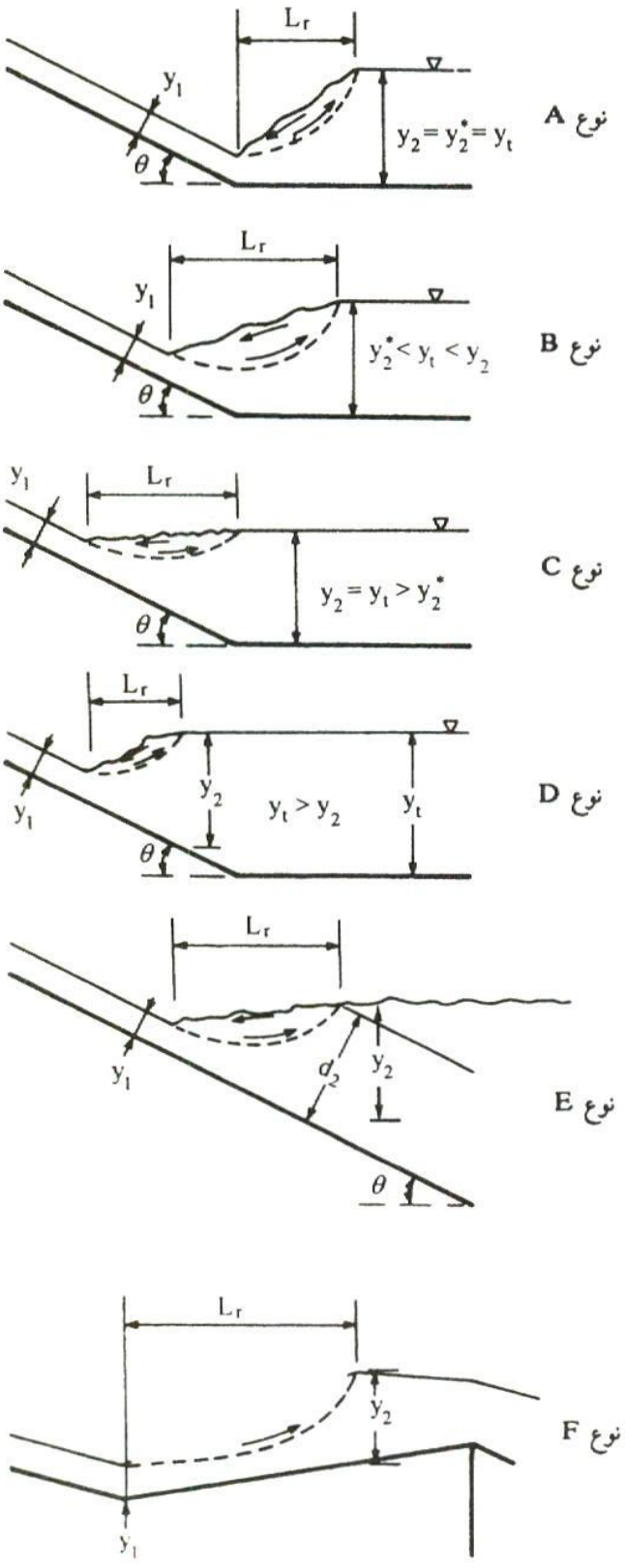
۳- عبارات فشار نمی‌توانند به دقت اندازه گیری گردند.

طبق نظر Rajaratnam (۱۹۶۸) اولین تجارب انجام گرفته روی این‌گونه پرشها توسط Bidone (۱۸۲۰) بوده که به‌وسیلهٔ Bazin و Biegel (۱۸۶۵) و Beebe (۱۹۱۷) نیز کارهایی روی این امر صورت پذیرفته است. Yarnell در سال ۱۹۳۴ مطالعات ارزشمندی روی پرش‌هیدرولیکی درکانالهای شیبدار را شروع نمود که به علت فوت درسال ۱۹۳۷ نتوانست آن راکامل نماید. Kindsvater (۱۹۴۴) بابه کارگیری اطلاعات چاپ نشده Yarnell، اولین محقق در توسعه یک راه‌حل منطقی برای این مسأله بود. بررسی‌های ارزشمندی نیز توسط Peterka و Bradley (۱۹۵۷) و Argyropoulos (۱۹۶۲) دربارهٔ این موضوع انجام گرفته است.

۱-۳-۱۱ طبقه‌بندی انواع پرش بر روی سطوح شیبدار

انواع پرش بر روی سطوح شیبدار را می‌توان مطابق شکل ۱۱-۹ طبقه‌بندی نمود که عبارات نشان داده شده در روی شکل به‌صورت زیر تعریف می‌شوند:

Prozhefa.com



شکل ۱۱-۹ انواع پرش هیدرولیکی روی سطوح شیبدار

Prozhefa.com

y_t : عمق پایاب،

L_r : طول پرش که به‌صورت افقی اندازه گیری شده است،

y_1 : عمق فوق بحرانی جریان روی شیب که ثابت فرض می‌گردد،

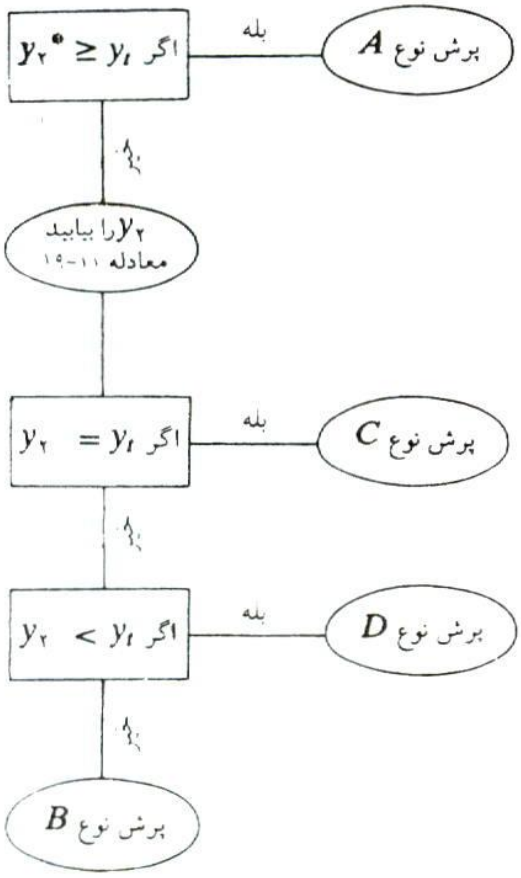
y_2 : عمق ثانویه زیر بحرانی مرتبط با y_1 (در پرش روی سطح شیبدار)،

y_2^* : عمق زیربحرانی که‌ازرابطهٔ $\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8Fr_1^2} - 1\right)$ به‌دست‌می‌آید (مراجعه‌شودبه‌شکل ۱۱-۳).

اگر پرش در انتهای مقطع شیبدار شروع گردد، $y_2^* = y_t$ بوده وپرش نوع A که تابع معادلهٔ فوق است، تشکیل می‌گردد.

اگر انتهای پرش منطبق بر محل تقاطع بسترهای افقی و شیبدار گردد، پرش را نوع C نامند. حال چنانچه y_t کمتر از آنچه مورد نیاز برای پرش نوع C است باشد و در عین حال از y_2^* بزرگتر گردد، شروع پرش بر روی کف شیبدار و انتهای آن در سطح افقی خواهد بود که در این حالت پرش نوع B خواهد بود. چنانچه y_t بزرگتر از مقدار مورد نیاز برای پرش نوع C باشد، پرش از نوع D بوده که تماماً در روی سطح شیبدار اتفاق می‌افتد. پرشهای نوع E روی بسترهای شیبدار که دارای هیچ‌گونه شکستگی در بستر نباشند و به تعبیری شیب کف کانال تا فاصله زیادی از محل پرش همچنان ادامه داشته باشد رخ می‌دهد که در این حالت سطح آب پایین‌دست به حالت افقی میل نموده و شرایط پایین‌دست فقط می‌تواند سطح آب در یک دریاچه و یا نیمرخ $S1$ باشد. پرش نوع F که بندرت به‌وجود می‌آید، فقط در حوضچه‌های آرامش و معمولاً در سازه‌های شیب‌شکن (Drop) ظاهر می‌گردد.

همان‌گونه که واضح است، اولین گام برای حل مسایل مربوط به پرش، تشخیص نوع پرش است که باتوجه به طبقه‌بندی گفته شده و استفاده از نمودار ۱۱-۱۰ می‌توان نوع پرش را تعیین نمود.



شکل ۱۱-۱۰ تعیین نوع پرش هیدرولیکی در کانالهای شیبدار

Prozhefa.com

۱۱-۳-۲ جهش آبی در کانالهای با شیب مثبت

۱۱-۳-۲-۱ تعیین عمق ثانویه جریان (y_2) همان‌گونه که قبلاً اشاره شد، برای تحلیل و تعیین روابط مربوط به پرش آبی در سطوح شیبدار، ضمن در نظر گرفتن فرض‌های مربوطه، می‌بایست تأثیر نیروی $W \sin\theta$ راکه در کانالهای افقی بسیار ناچیز و قابل صرفنظر کردن بود، مدنظر قرار داد و در استفاده از معادلهٔ مقدار حرکت، آن را اعمال نمود. برای این منظور نخست یک نمونه از انواع این‌گونه پرشها راکه در شکل ۱۱-۱۱ برای مقطع مستطیلی نشان داده شده است مورد مطالعه قرار داده و معادلهٔ مومنتم را در حد فاصل بین دو مقطع ۱ و ۲ می‌نویسیم:

$$\rho\, Q(\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) = F_1 - F_2 + W \sin\theta - F_f \qquad (۱۱-۱۵)$$

با توجه به مشخصات جریان و مقطع:

$$Q = V_1 d_1 b \qquad (۱۱-۱۶a)$$

$$V_2 = \frac{Q}{d_2 b} = \frac{V_1 d_1}{d_2} \qquad (۱۱-۱۶b)$$

$$F_1 = ۰/۵\, \gamma b\, d_1^2 \cos\theta \qquad (۱۱-۱۶c)$$

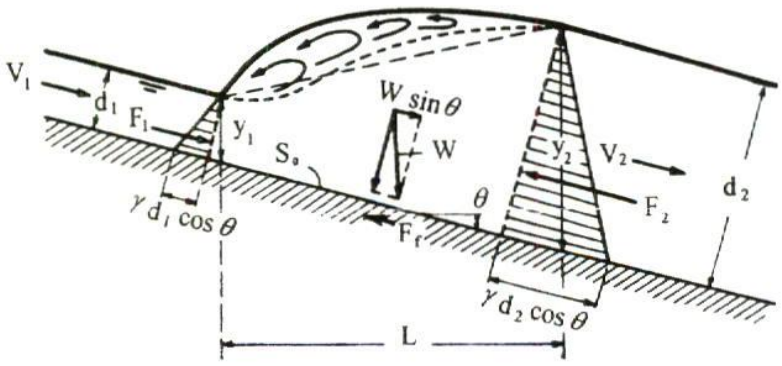
$$F_2 = ۰/۵\, \gamma b\, d_2^2 \cos\theta \qquad (۱۱-۱۶d)$$

و همان‌گونه که قبلاً اشاره شده $F_f = ۰$ و یا قابل صرفنظر کردن است. برای تعیین وزن آب در حدفاصل دو مقطع ۱ و ۲، پروفیل سطح جریان مربوطه به‌صورت خط مستقیم فرض می‌گردد (خط چین در شکل ۱۱-۱۱) و برای تأثیر میزان آب بالای خط فرضی از ضریب K به‌عنوان ضریب تصحیح استفاده می‌شود:

$$W = ۰/۵\, K \gamma b\, L(d_1 + d_2) \qquad (۱۱-۱۶e)$$

با جایگزین کردن عبارات فوق و نیز مقدار $Fr_1 = \dfrac{V_1}{\sqrt{g d_1}}$ در معادلهٔ ۱۱-۱۵، رابطهٔ زیر حاصل می‌گردد:

$$\left(\frac{d_2}{d_1}\right)^3 - (2G^2 + 1)\left(\frac{d_2}{d_1}\right) + 2G^2 = ۰ \qquad (۱۱-۱۷)$$



شکل ۱۱-۱۱ پرش هیدرولیکی در روی سطوح با شیب مثبت

Prozhefa.com

که در آن:

$$G=\frac{Fr_1}{\sqrt{\cos\theta-\frac{KL\sin\theta}{(d_2-d_1)}}} \qquad (۱۸-۱۱)$$

که از حل رابطهٔ ۱۱-۱۷ مقدار $\frac{d_2}{d_1}$ به‌دست آمده و با توجه به این‌که $d_1 = y_1\cos\theta$ و $d_2 = y_2\cos\theta$ می‌باشد:

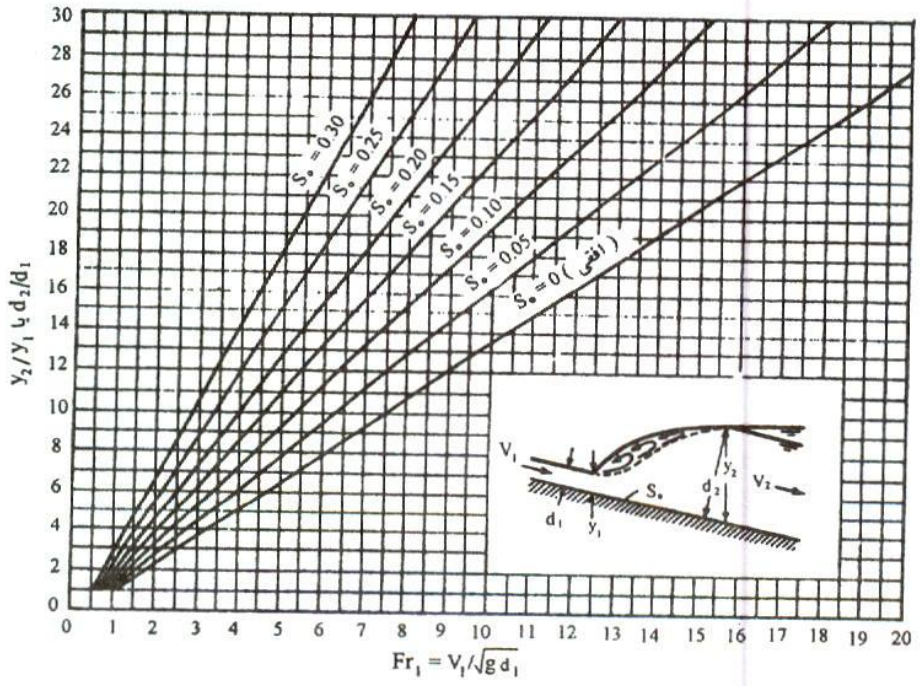
$$\frac{y_2}{y_1}=\frac{d_2}{d_1}=\frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8G^2}-1\right) \qquad (۱۹-۱۱)$$

رابطهٔ فوق تابعی از G بوده و از آن‌جاکه G خود تابعی از θ و Fr_1 می‌باشد، می‌توان با در دست داشتن θ و مقدار Fr_1، مقادیر d_2 یا y_2 را محاسبه نمود. شکل ۱۱-۱۲، حل ترسیمی روابط فوق را برای مقادیر S_0 تا ۳۰٪ نشان می‌دهد.

علاوه بر معادلهٔ ۱۱-۱۹، Kindsvater (۱۹۴۴) برای پرش نوع C، معادلهٔ زیر را ارائه نموده است:

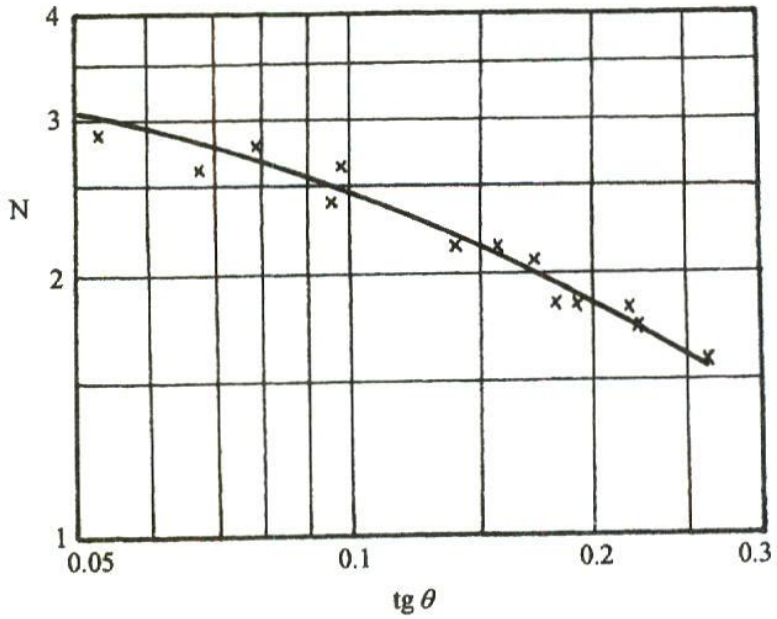
$$\frac{y_2}{y_1}=\frac{1}{2\cos\theta}\left(\sqrt{\frac{8Fr_1^2\cos^3\theta}{1-2N\tan\theta}+1}-1\right) \qquad (۲۰-۱۱)$$

که درآن N به‌طول پرش و زاویهٔ θ بستگی داشته و به‌صورت تجربی معین می‌گردد (شکل ۱۱-۱۳). اگر فرض گردد:



شکل ۱۱-۱۲ رابطهٔ بین مقادیر $\frac{d_2}{d_1}$، $\frac{y_2}{y_1}$ و Fr_1 برای جهش آبی در کانالهای شیبدار (نوع C)

Prozhefa.com



شکل ۱۱-۱۳ مقادیر تجربی N برای شیب‌های مختلف کانال

$$\Gamma_1^2 = \frac{\cos^3\theta}{1 - 2N \tan\theta} \qquad (21\text{-}11)$$

و

$$G_1^2 = \Gamma_1^2 \; Fr_1^2 \qquad (21\text{-}11a)$$

نتیجتاً خواهیم داشت:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8G_1^2} - 1\right) \qquad (22\text{-}11)$$

که:

$$y_1' = \frac{y_1}{\cos\theta} \qquad (22\text{-}11a)$$

و برای مقدار Γ_1 ، Rajaratnam رابطهٔ زیر را پیشنهاد می‌نماید:

$$\Gamma_1 = 10^{0/027\theta} \qquad (23\text{-}11)$$

که در آن θ برحسب درجه خواهد بود.

روابط ۱۱-۱۹ و ۱۱-۲۰ برای پرش نوع C به‌دست آمده که می‌تواند برای نوع D نیز کاربرد داشته باشد و استفاده از آن برای انواع B و E احتیاج به تصحیح دارد.

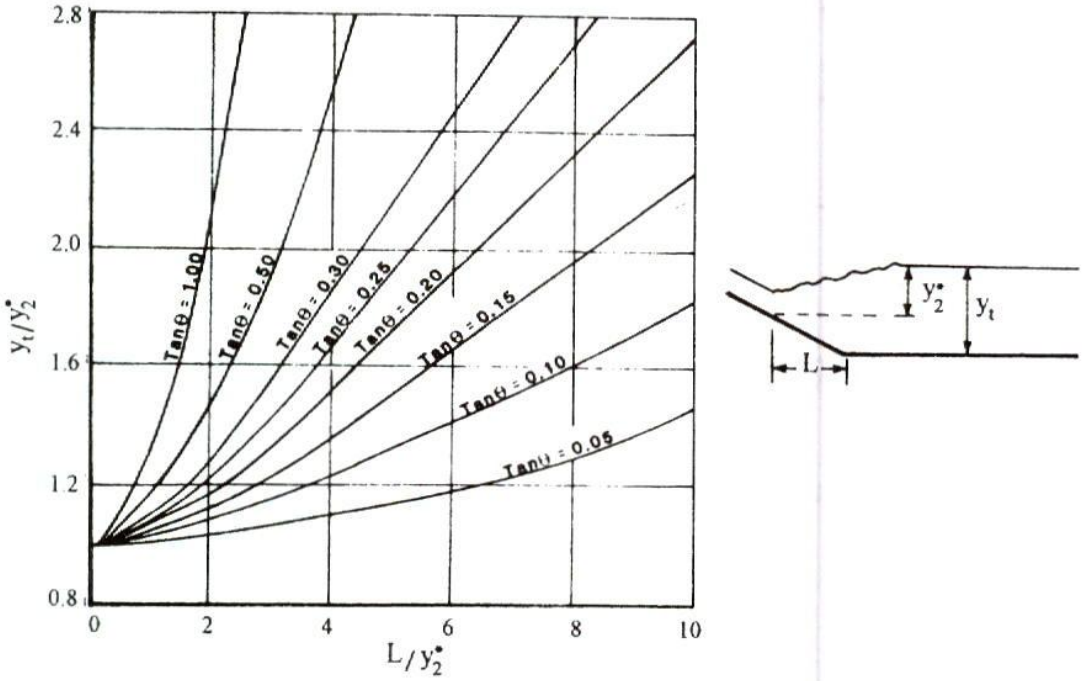
برای پرش نوع B ، تاکنون راه‌حل تحلیلی ارائه نگردیده و تنها می‌توان از نتایج و تجربیات آزمایشگاهی به‌دست آمده توسط Bradley و Peterka (۱۹۵۷ و ۱۹۶۳) که در نمودار شکل ۱۱-۱۴ آورده شده است، استفاده نمود.

در حالت پرش نوع E ، رابطهٔ تقریبی زیر، مقدار عمق ثانویهٔ پرش را برای تمام مقادیر Fr_1 و S_0

Prozhefa.com

ارائه می‌نماید:

$$\frac{y_2}{y_2^*} = 1 + 11/2\, S_0^{1.5} \qquad (۱۱-۲۴)$$



شکل ۱۱-۱۴ روابط تجربی برای پرش نوع B (Peterka، ۱۹۶۳ و Rajaratnam، ۱۹۶۷)

۱۱-۳-۲-۲ افت انرژی افت انرژی برای پرش نوع A از کانالهای با شیب مثبت، مطابق آنچه که در روابط مربوط به‌بسترهای افقی یا کم شیب بیان شده، می‌باشد. برای پرشهای نوع C و D ، می‌توان از بیان تحلیلی مطلب به‌نتیجه لازم رسید بدین‌صورت که اگر تراز بستر در انتهای پرش، افقی فرض شود، انرژی در بالادست معادل است با:

$$E_1 = L_r \tan\theta + \frac{y_1}{\cos\theta} + \frac{V_1^2}{2g} \qquad (۱۱-۲۵)$$

که در آن L_r = طول پرش. همچنین انرژی در انتهای پرش برابر خواهد شد با:

$$E_2 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \qquad (۱۱-۲۶)$$

لذا افت نسبی انرژی عبارت خواهد بود از:

$$\frac{\Delta E}{E_1} = \frac{1 - \frac{y_2}{y_1} + \frac{Fr_1^2}{2\left[1 - \left(\frac{1}{y_2/y_1}\right)^2\right]} + \frac{L_r y_t \tan\theta}{y_t y_1}}{1 + \frac{Fr_1^2}{2} + \frac{L_r y_t \tan\theta}{y_t y_1}} \qquad (۱۱-۲۷)$$

که در آن فرض شده است $y_1 \approx \frac{y_1}{\cos\theta}$ باشد. در حالت کلی، رابطهٔ فوق برای مقادیر $Fr_1 < 4$ کاربرد نداشته

Prozhefa.com

بدان‌جهت که در این محدوده اطلاعات مربوط به $\frac{L_r}{y_2}$ بسیار محدود بوده و از طرفی رابطه $\frac{\Delta E}{E_1}$ با $\frac{L_r}{y_2}$ دراین دامنه، از حساسیت بیشتری برخوردار است.

برای پرش نوع B ، موضوع از پیچیدگی بیشتری برخوردار بوده و در هر مورد لازم می‌آید تا فرضیاتی را در نظر گرفت. چنانچه خواسته شود افت انرژی در پرش نوع E به‌دست آید، باتوجه به‌رابطهٔ ۷-۱۵ و برای یک کانال مستطیلی با فرض $F_f = 0$ ، $\beta_1 = \beta_2 = 1$ و $W = \frac{A_1 + A_2}{2} \cdot \frac{L_r}{\cos\theta} \cdot \gamma K'$ و این که با تقریبی:

$$\frac{L_r}{\cos\theta} = L' = X(y_2 - y_1) \qquad (۲۸-۱۱)$$

رابطهٔ ۱۱-۱۵ به شکل زیر در خواهد آمد:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8M^2} - 1\right) \qquad (۲۹-۱۱)$$

که:

$$M = \frac{Fr_1}{\sqrt{1 - \frac{K' L' \sin\theta}{(y_2 - y_1)}}} \qquad (۳۰-۱۱)$$

در روابط فوق، X عبارت از ضریب شیب و K' ضریب تصحیح است که از فرض خطی بودن پروفیل پرش حاصل می‌گردد. اگرچه برای سادگی می‌تواند $K' = 1$ فرض گردد اما از تغییرات M نسبت به X نمی‌توان صرفنظر نمود مگر برای مقادیر کوچک θ (Rajaratnam ، ۱۹۶۷). برای مقدار X ، Kennison (۱۹۴۴) پیشنهاد کرد که می‌توان آن را مساوی ۳ در نظر گرفت. Argyropoulos (۱۹۶۲) و Chow (۱۹۵۹) متذکر می‌گردند که X تابعی از Fr_1 بوده اما هیچ‌یک مقدار مربوطه را ارائه ننموده‌اند.

۱۱-۳-۲-۳ تعیین طول جهش آبی با توجه به عدم وجود تعریفی مشخص و ثابت برای طول جهش آبی در کانالهای شیبدار و از طرفی کار تحقیقاتی محدودی که در این زمینه صورت گرفته است، ضمن وجود اطلاعات کم، بایستی در هر مورد به‌تعریفی که از طول پرش شده، توجه کامل نمود. در این زمینه Peterka (۱۹۶۳) و نیز USBR تحقیقاتی انجام داده‌اند که از مجموعهٔ آنها و با فرض آن‌که طول پرش عبارت باشد از فاصلهٔ شکستگی شیب کف تا نقطه‌ای که آب آرام شده و y_2 به‌دست می‌آید، نمودار شکل ۱۱-۱۵ برای انواع B ، C و D پیشنهاد می‌گردد.

با تعریفی که از طول پرش L_j صورت گرفت، این طول در محدودهٔ $4.5 < Fr_1 < 13$، بزرگتر از طول پرش در بسترهای افقی بوده و نتایج تجربی به‌دست آمده تقریباً نزدیک به‌رابطهٔ زیر است:

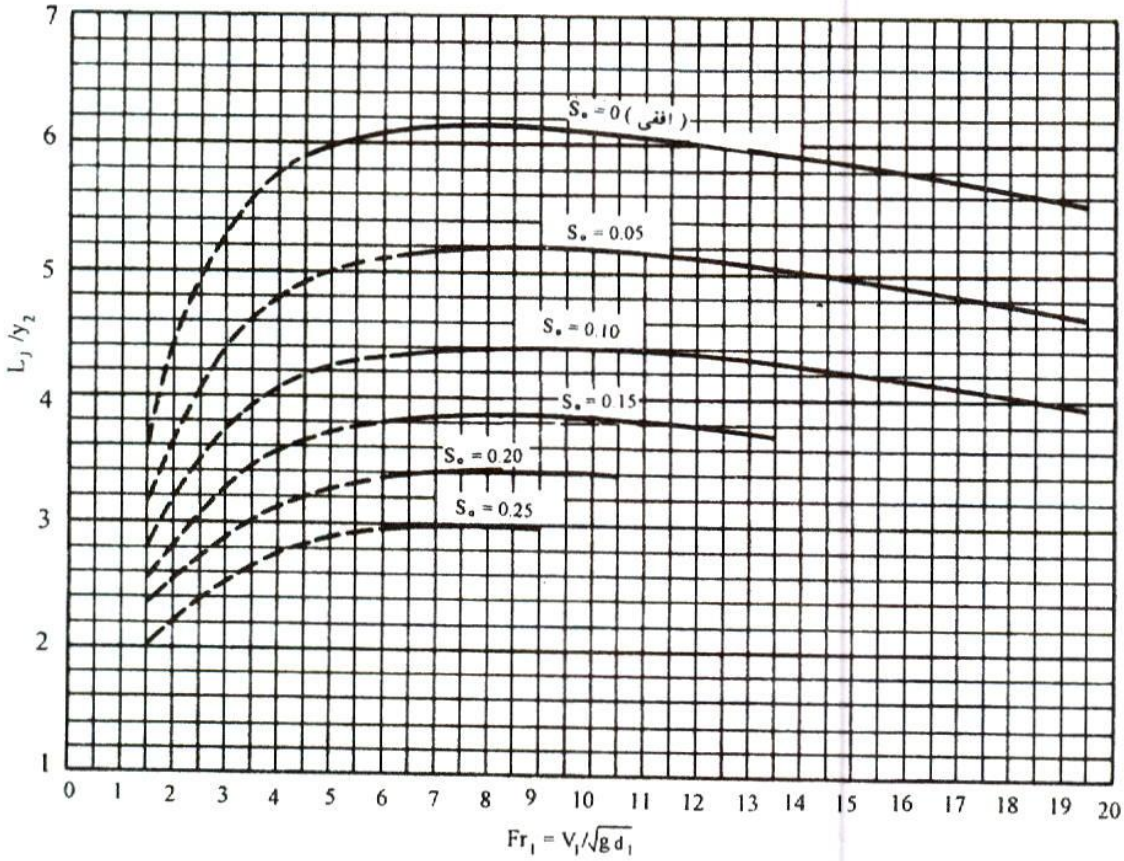
$$\frac{L_j}{y_2} = 6.1 + 4S_0 \qquad (۳۱-۱۱)$$

که در آن:

$$S_0 = \tan\theta \qquad (۳۲-۱۱)$$

در دامنهٔ خارج از مقادیر فوق برای Fr_1 ، طول پرش، کوتاهتر از مقادیر به‌دست آمده از رابطهٔ بالا می‌باشد.

Prozhefa.com



شکل ۱۱-۱۵ طول پرش آبی در کانالهای شیبدار برای انواع B، C و D

رابطهٔ ۱۱-۳۱ برای پرش در سطوح شیبدار نامتناهی (پرش نوع E) صادق می‌باشد. در حالتی‌که بستر با شیب تند به یک سطح افقی منتهی و پرش در روی سطح شیبدار تشکیل گردد و در عین حال $\frac{y_2}{y_2^*} = 1/3$ باشد، طول افقی پرش از رابطهٔ تجربی زیر به‌دست می‌آید:

$$\frac{L_j}{y_2^*} = 0/82\, S_0^{-0/78} \qquad (۱۱-۳۳)$$

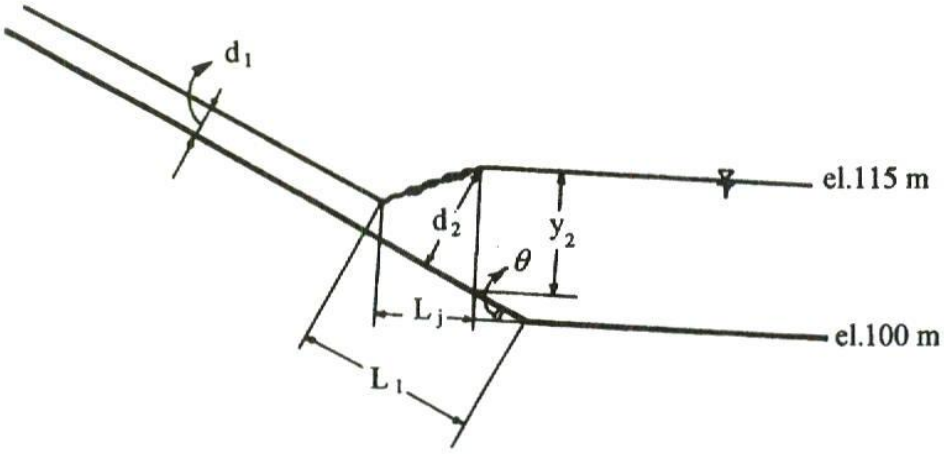
با افزایش y_2 و برای مقادیر $\frac{y_2}{y_2^*} \geq 1/3$ می‌توان از رابطهٔ زیر استفاده کرد:

$$\frac{L_j}{y_2^*} = 0/82 S_0^{-0/78} + \frac{\frac{y_2}{y_2^*} - 1/3}{S_0} \qquad (۱۱-۳۴)$$

مثال ۱۱-۱

آبی با دبی نسبی $q = 5\text{m}^3/\text{s/m}$ در یک کانال مستطیلی عریض با مشخصات $n = 0/015$ و $S_0 = 0/2$ مطابق شکل زیر جریان داشته و نهایتاً وارد دریاچه‌ای که رقوم سطح آب در آن $115m$ است می‌گردد. اگر در پرش هیدرولیکی به‌وجود آمده، $K = 0/968$ فرض گردد، معین کنید طول پرش و همچنین فاصله شروع پرش تا محل تقاطع دو شیب تند و افقی را.

Prozhefa.com



شکل ۱۱-۱۶

حل:

$$S_0 = 0/2$$

$$\cos\theta = 0/98$$

$$\sin\theta = 0/1961$$

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S_0^{1/2}$$

$$5b = \frac{by_0}{0/015} (y_0)^{2/3} \sqrt{0/2}$$

$$y_0 = d_1 = 0/34\text{m}$$

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8G^2} - 1\right)$$

$$G = \frac{Fr_1}{\sqrt{\cos\theta - \frac{KL\sin\theta}{(d_2 - d_1)}}}$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gd_1}} = \frac{\frac{5}{0/34}}{\sqrt{9/81 \times 0/34}} = 8/05$$

با توجه به شکل ۱۱-۱۵ و فرض یکی از انواع B ، C و D :

$$\frac{L_j}{y_2} \approx 3/44$$

$$L_j = 3/44\, y_2 = 3/44 \frac{d_2}{\cos\theta} = 3/51\, d_2$$

Prozhefa.com

$$\frac{d_2}{0/34} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + \frac{8 \times (8/05)^2}{0/98 - \frac{0/968 \times 3/51 d_2 \times 0/1961}{(d_2 - 0/34)}}} - 1\right)$$

$$d_2 = 7/14\text{m}$$

$$L_j = 3/51 \times 7/14 = 25/06\text{m}$$

با توجه به اختلاف نسبتاً زیاد d_2 با ارتفاع آب در دریاچه می‌توان نتیجه گرفت که پرش می‌تواند مشابه پرش از نوع E باشد و لذا:

$$y_2^* = \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + \frac{2q^2}{gd_1}} - \frac{d_1}{2}$$

$$y_2^* = \sqrt{\frac{(0/34)^2}{4} + \frac{2 \times 25}{9/81 \times 0/34}} - \frac{0/34}{2} = 3/71\text{m}$$

$$\frac{L_j}{y_2^*} = 6/1 + 4S_0 = 6/9$$

$$L_j = 6/9 \times 3/71 = 25/60\text{m}$$

که اختلاف چندانی با قبلی ندارد.

$$\frac{y_2}{y_2^*} = 1 + 11/2\, S_0^{1/5}$$

$$\frac{y_2}{3/71} = 1 + 11/2(0/2)^{1/5}$$

$$y_2 = 7/42\text{m}$$

ملاحظه می‌شود y_2 تقریباً برابر $\frac{d_2}{\cos\theta} = 7/29\text{m}$ می‌باشد.

$$L_1 = \frac{(115 - 100) - 7/42}{\sin\theta} + \frac{L_j}{\cos\theta} + d_1 \tan\theta$$

$$L_1 = \frac{15 - 7/42}{0/1961} + \frac{25/60}{0/98} + 0/34 \times 0/2 = 64/84\text{m}$$

که فاصله تا محل شکستگی شیب نسبتاً زیاد و فرض آخری صحیح است.

۱۱-۳-۳ پرش هیدرولیکی در بسترهای با شیب معکوس

بیشتر کارهای تجربی و تحلیلی که تاکنون بر روی پرش هیدرولیکی صورت گرفته، در کانالها و کف‌های افقی و یا حداکثر در کف‌های دارای شیب مثبت ملایم یا تند بوده و در مورد کف‌های با شیب

Prozhefa.com

معکوس اطلاعات بسیار نادری در اختیار است. Rouse (۱۹۳۸) اظهار می‌دارد که پرش هیدرولیکی روی یک شیب معکوس پایدار نخواهد ماند مگر آنکه شیب مزبور بسیار نزدیک به صفر باشد، از طرفی Stevens (۱۹۴۴) با تحلیل نظری نشان داده است که پرش آبی بر روی تمامی شیب‌های معکوس بدون هیچ‌گونه محدودیتی، امکان‌پذیر است. برای تحقیق تجربی موضوع مطالعاتی در سال ۱۹۷۲ توسط M.H. Abdul Khadar برای بررسی مواردی نظیر مطالعه میزان صحت تحلیل Stevens و محدودیتهای احتمالی صورت پذیرفت که به‌نتایج قابل‌ملاحظه‌ای منتج گردید. همچنین در سال ۱۳۶۹ بررسیهایی توسط ج - ابریشمی و م - ر - صانعی انجام شد که با استفاده از نتایج تجربی و تحلیلهای مربوطه نشان داده شد که امکان ایجاد پرش هیدرولیکی پایدار بر روی شیب‌های منفی وجود دارد و این پایداری تابعی است حداقل از عدد فرود اولیه، عمق پایاب و طول حوضچه به گونه‌ای که در صورت ثابت بودن سایر شرایط و برای هر شیب معکوس مشخص، چنانچه Fr_1 از یک مقدار معین کمتر باشد، پرش آبی پایدار تشکیل نخواهد گردید. کاهش طول پرش و عمق ثانویه در اثر افزایش شیب معکوس از دیگر نتایج این تحقیقات است که شرایط اقتصادی بهتر را در این‌گونه شیب‌ها برای کنترل پرش و جلوگیری از خرابیهای احتمالی معین می‌سازد.

۱۱-۳-۳-۱ تحلیل پرش بر روی شیبهای معکوس در تحلیل پرش بر روی دامنه‌های با شیب معکوس، تأثیر نیروی وزن آب نقش مهمی را ایفاء نموده و لذا دخالت دادن این اثر در به‌دست آوردن معادلات مربوطه ضروری است. اگرچه اصل مقدار حرکت نمی‌تواند مستقیماً در این‌گونه پرشها مورد استفاده قرارگیرد، اما می‌توان آن را برای به‌دست آوردن معادلهٔ مربوطه و تعیین نسبت اعماق اولیه و ثانویه در پرش به کاربرد و از آن برای مقایسه با نتایج آزمایشگاهی استفاده نمود.

برای یک پرش هیدرولیکی ایجاد شده روی شیب منفی (شکل ۱۱-۱۷)، رابطهٔ مومنتم به‌صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\frac{\gamma q}{g}(\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) = P_1 - P_2 - W \sin\theta - F_f \qquad (۳۵-۱۱)$$

$$P_1 = \frac{1}{2}\gamma \cdot D_1^2 \cdot \cos\theta \qquad (۳۶-۱۱)$$

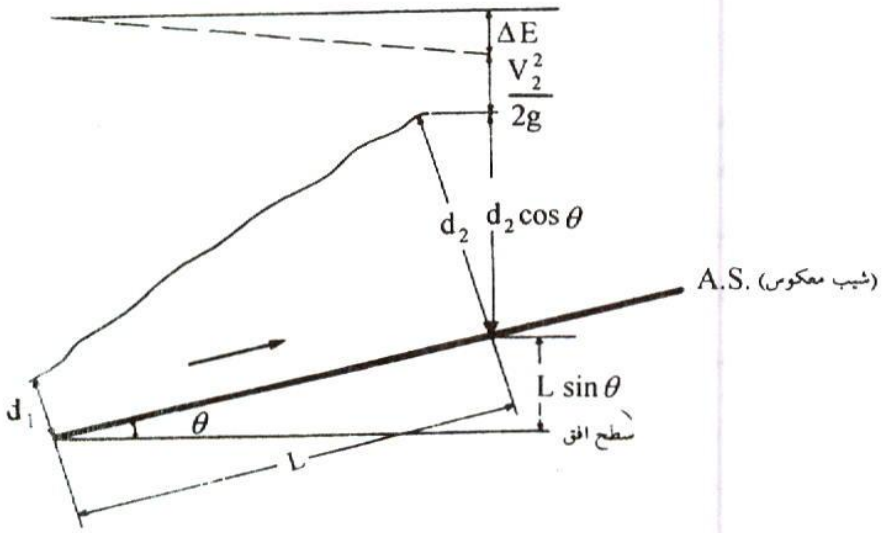
$$P_2 = \frac{1}{2}\gamma D_2^2 \cdot \cos\theta \qquad (۳۷-۱۱)$$

$$q = V_1 \cdot D_1 \qquad (۳۸-۱۱)$$

$$V_1 = \frac{D_2 \cdot V_2}{D_1} \qquad (۳۹-۱۱)$$

که در روابط فوق، γ = وزن مخصوص آب، θ = دبی نسبی، g = شتاب ثقل، β = ضریب توزیع سرعت در معادلهٔ مقدار حرکت، V = سرعت، P = نیروی وارده بر مقطع جدا شده، W = وزن آب محصور بین

Prozhefa.com



شکل ۱۱-۱۷ شمای یک پرش هیدرولیکی بر روی کف با شیب معکوس

دو مقطع ۱ و ۲، و F_f = نیروی اصطکاک می‌باشد. با صرفنظر کردن از F_f و با فرض آن‌که $\beta_1 = \beta_2 = 1$ و این‌که پروفیل سطح آب درپرش یک خط مستقیم در نظر گرفته شود، می‌توان وزن آب محصور بین دو مقطع ۱ و ۲ را محاسبه نمود. برای تصحیح پروفیل فرضی نسبت به پروفیل واقعی و دخالت دادن اثر هوای مخلوط شده با آب، از ضریب K استفاده شده و لذا:

$$W = \frac{1}{2}\gamma \cdot KL(D_1 + D_2) \qquad (۴۰-۱۱)$$

با جایگزینی رابطهٔ ۱۱-۴۰ در رابطهٔ ۱۱-۳۷ و اعمال $Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}}$ داریم:

$$\frac{D_1}{D_2}\left(\frac{2Fr_1^2}{\cos\theta} + \frac{KL\sin\theta}{D_2 - D_1}\right) = \frac{D_2}{D_1} + 1 \qquad (۴۱-۱۱)$$

که با فرض:

$$G_1 = \frac{Fr_1}{\left[\cos\theta + \frac{KL\sin\theta}{(D_2 - D_1)}\right]^{0.5}} \qquad (۴۲-۱۱)$$

خواهیم داشت:

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8G_1^2} - 1\right) \qquad (۴۳-۱۱)$$

ملاحظه می‌شود که برای اثبات صحت معادلهٔ فوق، احتیاج است تا از نتایج تجربی و آزمایشگاهی که در این زمینه به‌دست آمده‌اند، استفاده گردد. از مجموعه نتایج حاصله توسط Khadar و نیز توسط ابریشمی و