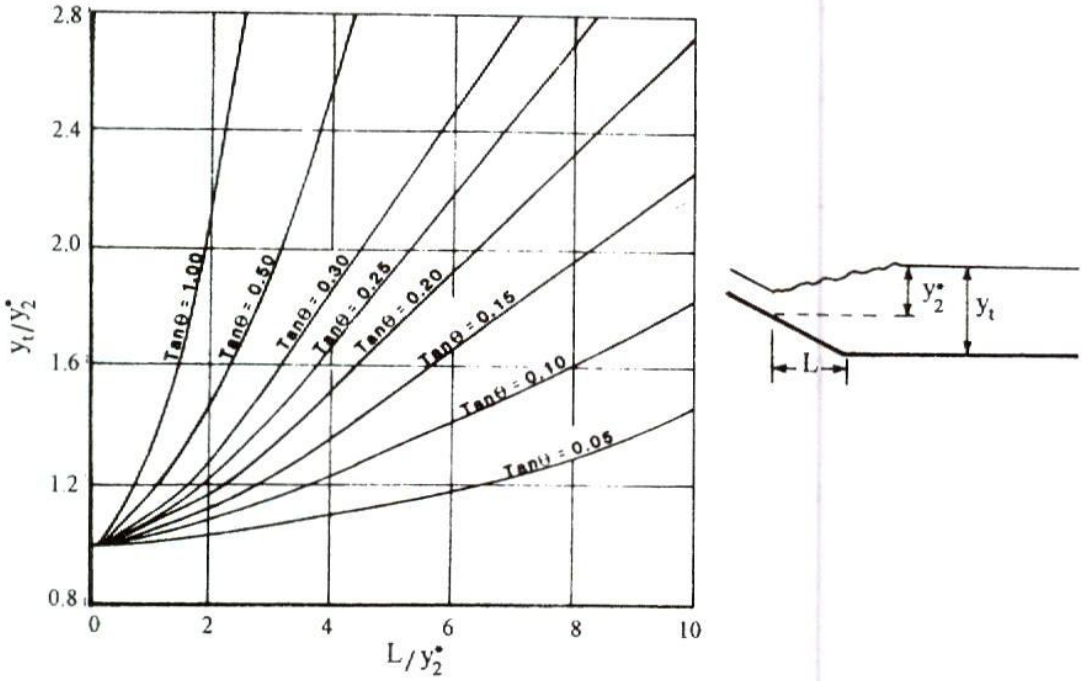
Prozhefa.com

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:

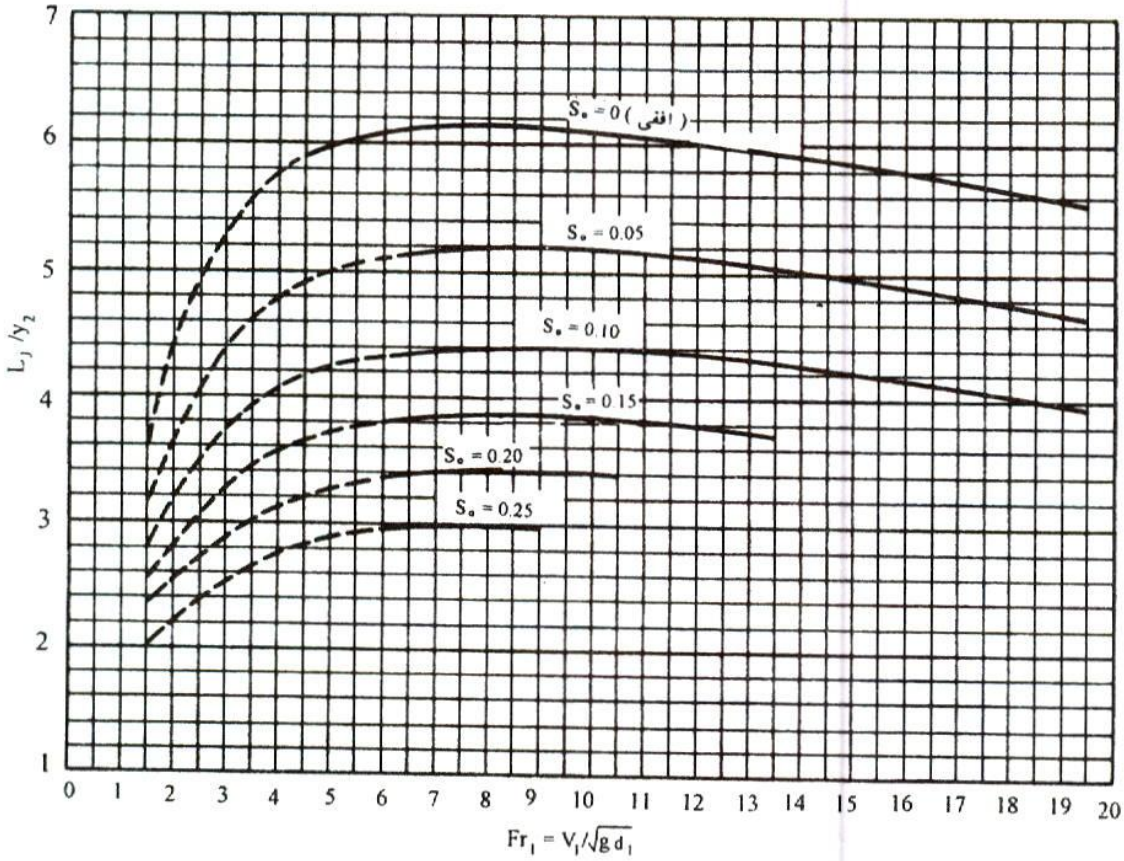
$$\frac{L_j}{y_2} = 6.1 + 4S_0 \qquad (۳۱-۱۱)$$

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:

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

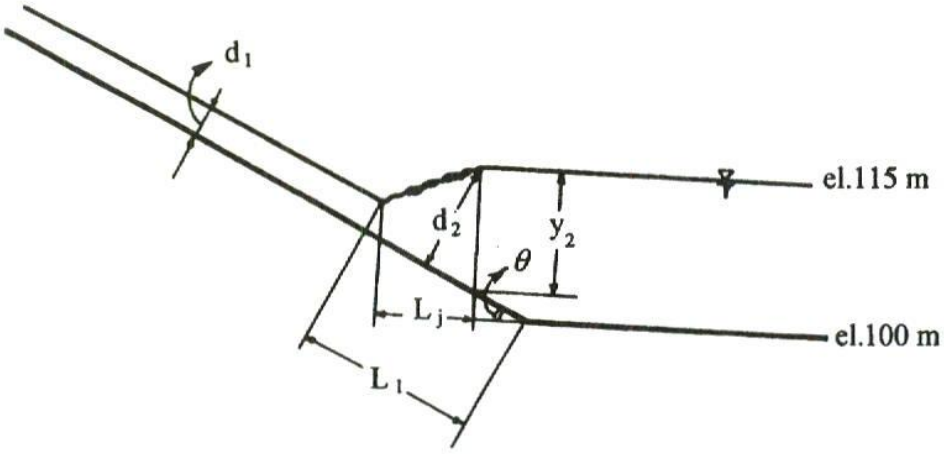
با افزایش y_2 و برای مقادیر $\frac{y_2}{y_2^*} \geq 1/3$ می‌توان از رابطهٔ زیر استفاده کرد:

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

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:

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

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

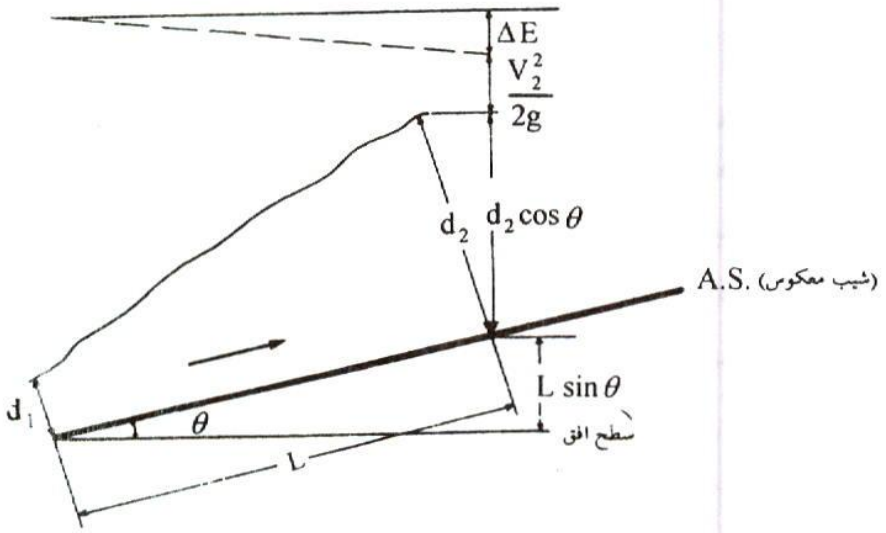
$$P_2 = \frac{1}{2}\gamma D_2^2 \cdot \cos\theta \qquad (۳۷-۱۱)$$

$$q = V_1 \cdot D_1 \qquad (۳۸-۱۱)$$

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

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:

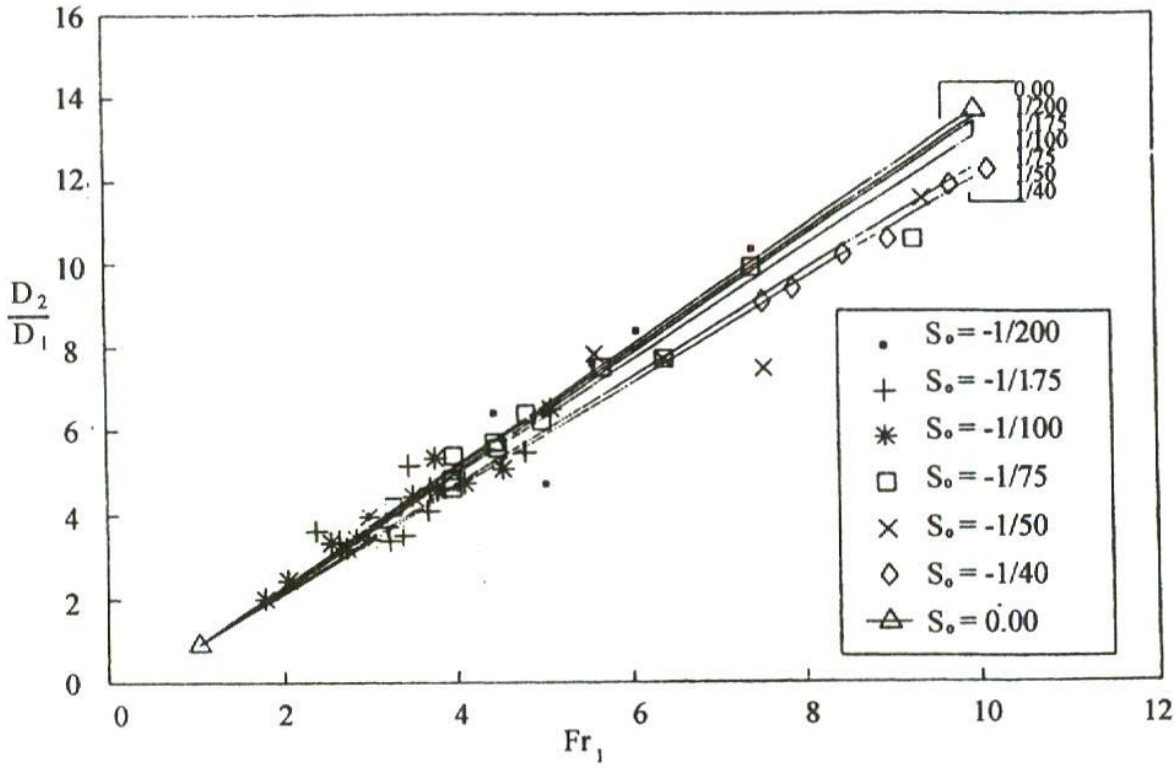
$$G_1 = \frac{Fr_1}{\left[\cos\theta + \frac{KL\sin\theta}{(D_2 - D_1)}\right]^{0.5}} \qquad (۴۲-۱۱)$$

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

Prozhefa.com



شکل ۱۱-۱۸ مقایر $\frac{D_2}{D_1}$ بر حسب Fr_1 در شیب‌های معکوس مختلف

صانعی، شکل ۱۱-۱۸ برای مقادیر $\frac{D_2}{D_1}$ نسبت به Fr_1 برای برخی از شیب‌های انجام شده رسم گردیده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود اگرچه در اعداد فرود پایین اختلاف چندانی بین شیب‌های مختلف نیست، اما با افزایش Fr_1 اختلاف فاحش‌تر شده و در هر حال با افزایش شیب و با فرض ثابت بودن Fr_1، از مقدار $\frac{D_2}{D_1}$ کاسته می‌گردد. این نشان می‌دهد که برای یک دبی معین و با یک Fr_1 مشخص، هر مقدار شیب تندتر گردد، مقدار D_2 کاهش می‌یابد که می‌تواند به عنوان یک اصل در طرح حوضچه‌های آرامش مورد استفاده قرار گیرد که در این‌صورت از مقدار ارتفاع دیوارهٔ حوضچه و نیز ارتفاع قائم آزاد (Freeboard) تا حدودی کاسته می‌گردد. نتایج و نمودار نشان می‌دهد که در هر شیب خاص، حداقلی برای Fr_1 وجود دارد به‌طوری‌که پرش در مقادیر کمتر از Fr_1 های نشان داده شده پایدار نمی‌ماند. تاکنون تجربیات کاملی روی این موضوع صورت نگرفته و لازم است تحقیقات بیشتری در این زمینه صورت پذیرد. جدول ۱۱-۲ حاصل تحقیقات انجام شده تاکنون را برای حداقل Fr_1 نشان داده و معین می‌نماید که هرچه شیب معکوس تندتر باشد، حداقل Fr_1 لازم برای ایجاد پرش پایدار افزوده می‌گردد.

اضافه می‌نماید که آزمایشات انجام شده توسط Khadar روی حوضچه‌ای بطول ۱٫۵ متر صورت پذیرفته و تحقیقات ابریشمی - صانعی بر روی حوضچه‌های به طول ۱ متر و ۲٫۴ متر انجام گرفته و از

Prozhefa.com

جدول ۱۱-۲

حداقل Fr_1 لازم	مرجع تحقیقات	شیب معکوس
۴/۴	ابریشمی - صانعی	۰/۰۰۵
---	Khadar	
۲/۳	ابریشمی - صانعی	۰/۰۰۵۸
---	Khadar	
۱/۷۵	ابریشمی - صانعی	۰/۰۱۰
۲/۰۰	Khadar	
۳/۲	ابریشمی - صانعی	۰/۰۱۳
۵/۰۰	Khadar	
---	ابریشمی - صانعی	۰/۰۲۰
۶	Khadar	
---	ابریشمی - صانعی	۰/۰۲۵
۷	khadar	

مجموعهٔ نتایج و تحلیلهای مربوطه نتیجه گرفته می‌شود که طول حوضچه در تعیین حداقل Fr_1 لازم برای ایجاد پرش پایدار مؤثر بوده به گونه‌ای که در یک شیب ثابت چنانچه طول حوضچه کمتر باشد، Fr_1 کوچکتری لازم خواهد بود. به عبارت دیگر چنانچه طول حوضچه بسیار زیاد باشد، نیروی دینامیکی اولیه آب، توان حرکت دادن و خارج نمودن آبی با حجم و وزن زیاد را از روی شیب معکوس نداشته و آب بر می‌گردد و بالعکس، آب با سرعت و مقدار حرکتهای کم نیز به راحتی می‌تواند از روی شیب‌های منفی با طول کم بگذرد.

نهایتاً استنباط می‌شود که اگر طول حوضچه وعمق پایاب مناسب انتخاب شوند، می‌بایست بتوان در روی سطوح با هر شیب معکوس، پرش پایدار ایجاد نمود که البته احتیاج به‌دقت و حساسیت فوق‌العاده‌ای خواهد داشت و شاید بتوان با ارائه تحقیقات و انتخاب مناسب دو مقدار یاد شده پرشهایی با اعداد فرود کمتر از مقادیر ارائه شده در جدول ۱۱-۲ نیز ایجاد و آزمایش نمود. با این استدلال ملاحظه می‌شود که در روابط ارائه شده، می‌بایست طول حوضچه و مقدار عمق پایاب نیز ظاهر شود که تا کنون چنین کاری صورت نگرفته است.

با توجه به جوابهای حاصله از رابطهٔ $\frac{D_2}{D_1}=\frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8Fr_1^2}-1\right)$ برای شیب‌های صفر در کانالهای

Prozhefa.com

مستطیلی و نظر به نتایج حاصله از تحقیقات انجام شده روی شیب‌های معکوس، معادلهٔ زیر برای کلیهٔ شیب‌ها بوسیلهٔ ابریشمی- صانعی (۱۳۶۹) پیشنهاد گردیده است:

$$\frac{D_2}{D_1} = (1 + \alpha)Fr_1 - \alpha \qquad (۴۴-۱۱)$$

که در این رابطه α تابعی از مقدار شیب بوده به گونه‌ای که برای شیب صفر، $\alpha = ۰/۴$ و برای شیب‌های غیر از صفر مقداری است تجربی که براساس نتایج به‌دست آمده از آزمایشات، پیشنهاد می‌گردد (جدول ۱۱-۳). مقادیر α که در جدول ۱۱-۳ ارائه گردیده‌اند با نتایج تجربی بخصوص برای مقادیر Fr_1 کمتر از ۱۰، تطابق کامل داشته، اضافه می‌نماید که برای شیب‌های منفی، از آن‌جاکه تغییر طول حوضچه، شرایط ایجاد پرش را تغییر می‌دهد ممکن است بر حسب نوع آزمایشات مقدار α تغییر یابد.

جدول ۱۱-۳ مقادیر α برای شیب‌های مختلف در رابطهٔ ۱۱-۴۴

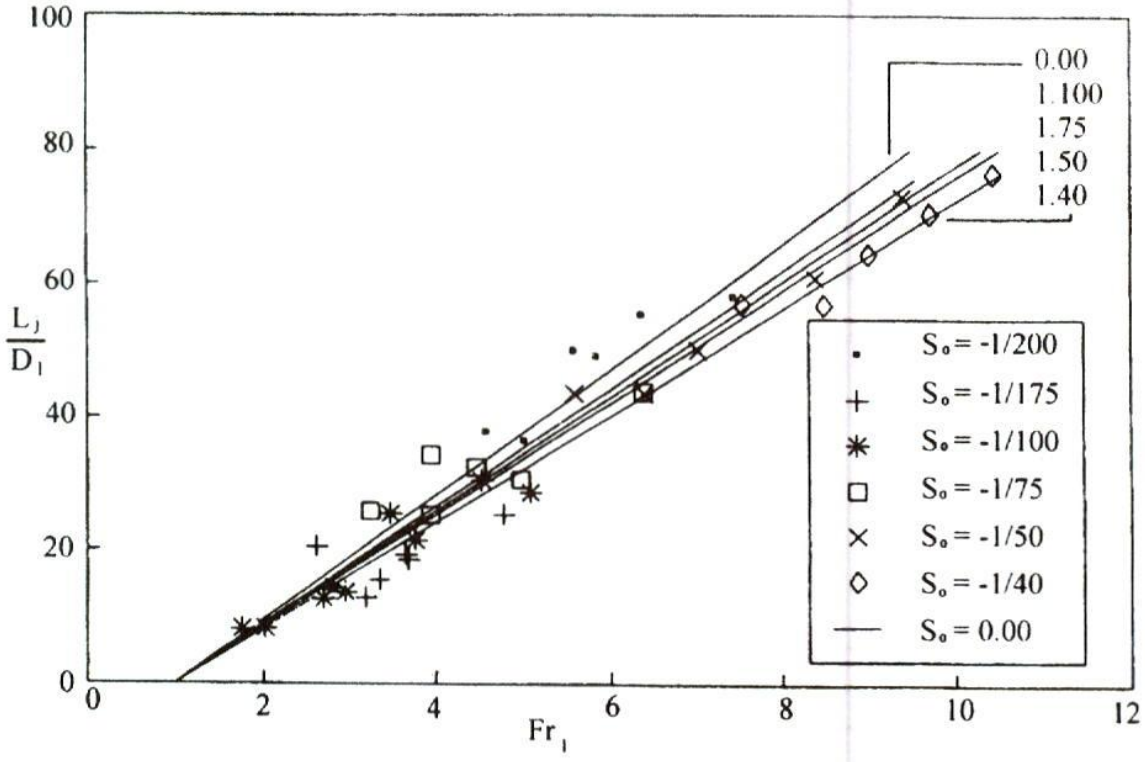
مقدار α	مرجع	شیب
۰/۴	تحلیلی	۰
۰/۳۸	ابریشمی-صانعی	-۰/۰۰۵
۰/۳۷	"	-۰/۰۰۵۸
۰/۳۶	"	-۰/۰۱۰
۰/۳۳	"	-۰/۰۱۳
۰/۲۵	Khadar	-۰/۰۲۰
۰/۲۲	"	-۰/۰۲۵

۱۱-۳-۳-۲ طول پرش طول پرش هیدرولیکی در شیب‌های معکوس نیز تا کنون به‌طور تحلیلی بیان نشده است. چنانچه انتهای پرش، عبارت باشد از مقطعی که در آن تراز آب به حداکثر مقدار خود رسیده باشد، حاصل دو تحقیق مذکور، نسبت $\frac{L_j}{D_1}$ رابرحسب Fr_1 در شکل ۱۱-۱۹ نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که در این شیب‌ها، تعیین و یا محاسبهٔ D_2 پیچیده‌تر از سطوح افقی است و به‌عوامل دیگری نظیر TW و میزان شیب بستگی دارد در حالی‌که وابستگی D_1 به عوامل مختلف کمتر بوده و لذا تعیین $\frac{L_j}{D_1}$ مقصود و هدف را واضح‌تر از $\frac{L_j}{D_2}$ خواهد رساند.

چنانکه در شکل ملاحظه می‌شود، برای Fr_1 معین، با افزایش شیب، نسبت $\frac{L_j}{D_1}$ و در نتیجه مقدار L_j کاهش یافته و به عبارت دیگر استهلاک انرژی در طول کمتری صورت می‌پذیرد.

۱۱-۳-۳-۳ روابط انرژی در پرشهای هیدرولیکی و بخصوص در انرژی گیرنده‌ها، ازمهمترین مسایل مورد بحث میزان افت انرژی در حین پرش می‌باشد که با فرض آن‌که کف کانال قبل از پرش افقی و

Prozhefa.com



شکل ۱۱-۱۹ مقادیر $\frac{L_j}{D_1}$ بر حسب Fr_1 در شیب‌های مختلف

ارتفاع آب عمود برکف کانال اندازه گیری شود، به‌صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$D_1 \cos\theta + \frac{V_1^2}{2g} = D_2 \cos\theta + \frac{V_2^2}{2g} + L_j \sin\theta + \Delta E \qquad (۴۵-۱۱)$$

که در آن ΔE بیان کنندهٔ افت انرژی می‌باشد.

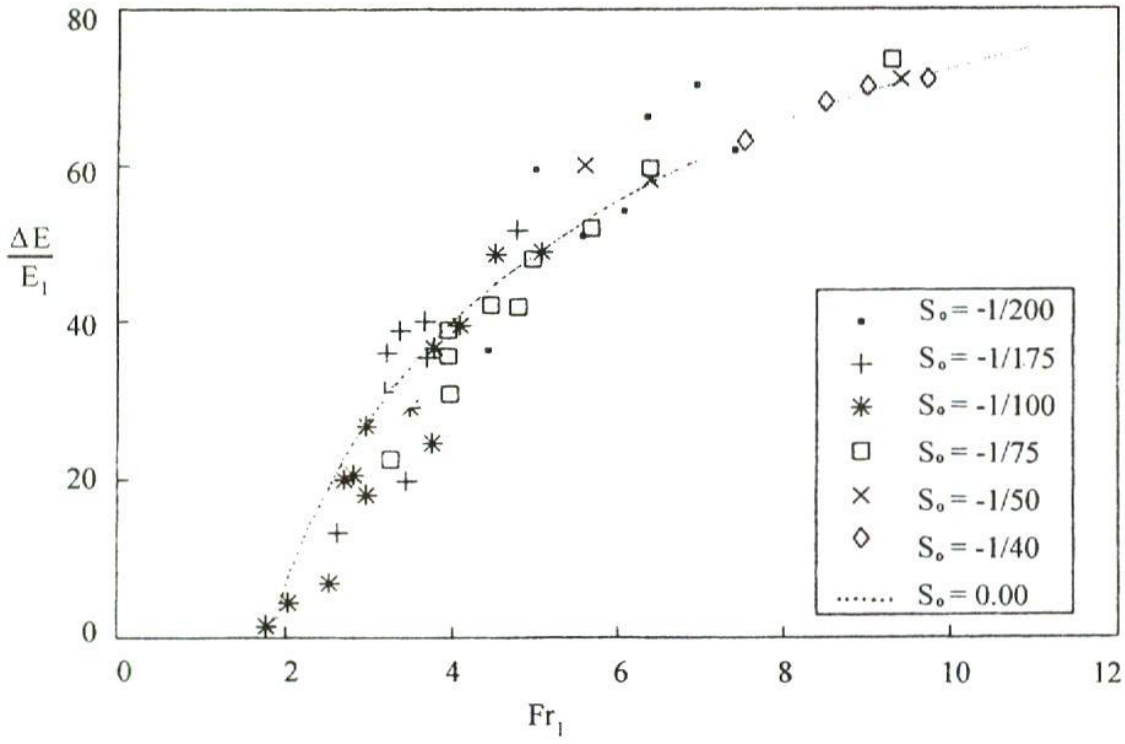
$$\Delta E = (D_1 \cos\theta - D_2 \cos\theta) + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} - L_j \sin\theta \qquad (۴۶-۱۱)$$

که در شکل بدون بعد، به‌صورت زیر نوشته می شود:

$$\frac{\Delta E}{E_1} = \frac{1 - \frac{D_2}{D_1} + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g D_1 \cos\theta} - \frac{L_j \tan\theta}{D_1}}{1 + \frac{V_1^2}{2g D_1 \cos\theta}} \qquad (۴۷-۱۱)$$

شکلهای ۱۱-۲۰ و ۱۱-۲۱، نسبت‌های $\frac{\Delta E}{E_1}$ را برای شیب‌های مختلف به ترتیب در آزمایشات ابریشمی-صانعی و آزمایشات Khadar نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که در یک شیب معین، با افزایش Fr_1 ، درصد افت انرژی افزایش یافته و از حدود $Fr_1 = 6$ بتدریج از شدت درصد افت انرژی کاسته می‌گردد و

Prozhefa.com



شکل ۱۱-۲۰ تغییرات $\frac{\Delta E}{E_1}$ بر حسب تغییرات Fr_1 در شیب‌های مختلف (ابریشمی - صانعی)

از حدود $Fr_1 = 10$ به بالا تقریباً تغییر محسوسی در درصد افت انرژی به‌وجود نمی‌آید. حداکثر میزان افت انرژی نسبت به انرژی اولیه به ۷۰ تا ۸۰ درصد محدود می‌شود که اگرچه با افزایش شیب، درصد افت انرژی برای Fr_1 معین تغییر می‌کند اما به عقیدهٔ ابریشمی - صانعی، این تغییر با توجه به خطای آزمایشگاهی محسوس نبوده و لذا می‌توان گفت که در عین حال که شیب معکوس به عنوان انرژی گیرنده عمل می‌نماید اما ازاین نظر تقریباً با شیب‌های افقی یکسان است.

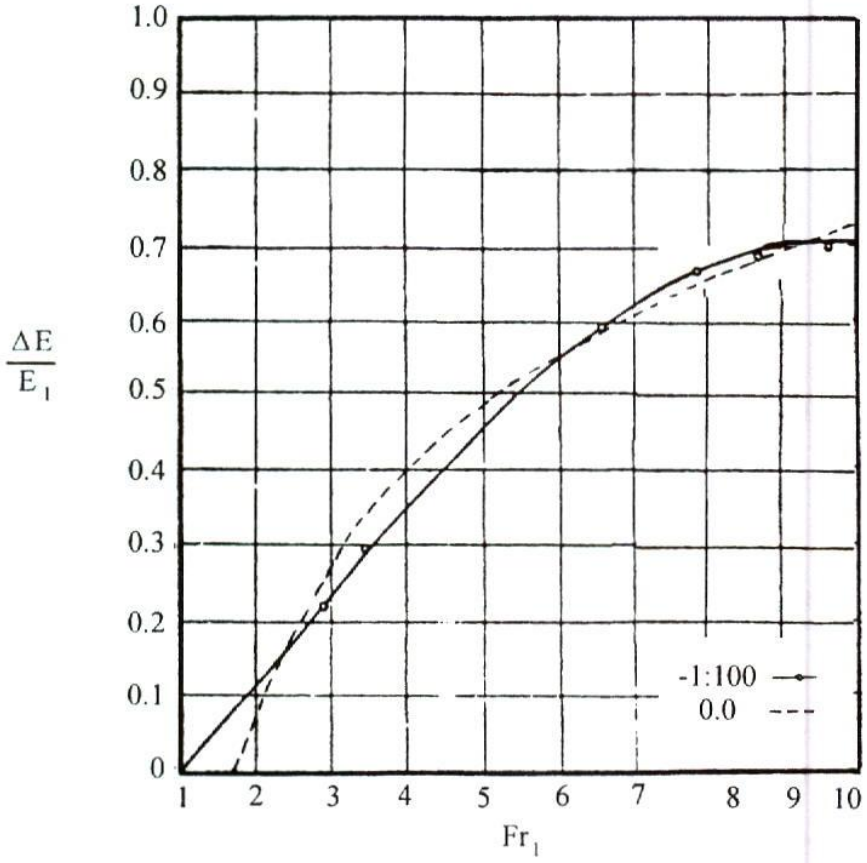
۱۱-۴ کنترل پرش هیدرولیکی (Control of Hydraulic Jump)

واضح است که هرگونه حائلی که در مسیر پرش آبی واقع شود و به گونه‌ای باعث اتلاف انرژی آن گردد، می‌تواند در تغییر طول پرش تأثیر داشته که از آن جمله است ایجاد برجستگی و فرو رفتگی در مسیر کانال و در محل پرش و نیز تأسیس حوضچه‌های پرش هیدرولیکی یا حوضچه‌های آرامش که در حقیقت این‌گونه سازه‌ها به عنوان عاملی برای کنترل پرش به کار می‌روند.

به عبارت دیگر موقعی‌که پرش روی یک سطح صاف افقی نظیر بتن تشکیل گردد، تنها اختلاف کمی بین عمق جریان بالادست پرش و y_1، یا پایین‌دست پرش و y_2 وجود دارد که در نتیجه پرش می‌تواند به

Prozhefa.com

آسانی به سمت پایین‌دست یا بالادست تغییر محل دهد مگر آن‌که به‌وسیله تأسیسات خاصی در محل نگهداری شود، که تأسیسات یاد شدهٔ فوق ضمن آن‌که این مهم را بر عهده دارند می‌توانند در تغییر طول پرش نیز مؤثر واقع شوند.



شکل ۱۱-۲۱ افت انرژی بر حسب Fr_1 (Khadar)

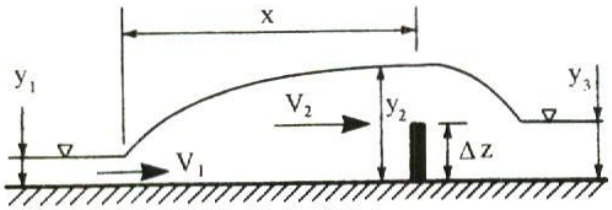
۱۱-۴-۱ سرریز لبه‌تیز

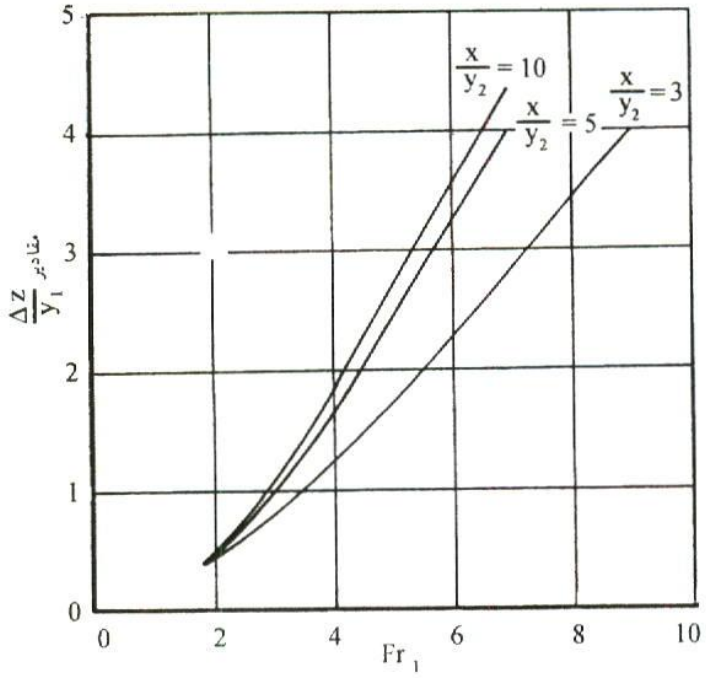
یکی از عوامل کنترل کنندهٔ طول پرش و تثبیت کنندهٔ موقعیت پرش عبارت است از سرریز لبه تیز که چگونگی تأثیر آن و با استفاده از تحلیل نظری و کارهای آزمایشگاهی Forster و Skrinde (۱۹۵۰) در شکل ۱۱-۲۲ نشان داده شده است. شکل مذکور برای حالتی قابل قبول است که شرایط بالا دست در رابطهٔ زیر صدق نماید:

$$y_3 < y_2 - 0.75\,\Delta z \qquad (۴۸-۱۱)$$

رابطهٔ فوق در حقیقت نشان دهندهٔ حالتی است که عمق پایاب، مقدار دبی جاری شده از روی سرریز را تحت تأثیر قرار ندهد.

Prozhefa.com





شکل ۱۱-۲۲ نتایج آزمایشگاهی برای رابطهٔ بین Fr_1 ، $\frac{\Delta z}{y_1}$ و $\frac{x}{y_2}$ در صورت وجود سرریز لبه تیز

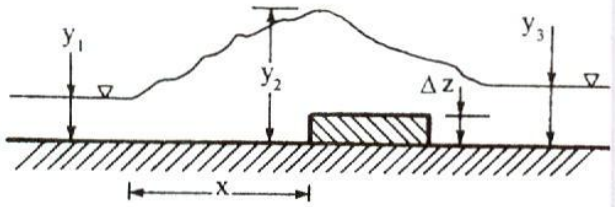
چنانچه نقطه‌ای به مشخصات Fr_1 ، و $\frac{\Delta z}{y_1}$ در بالای منحنی‌ها قرار گیرد، نشان دهندهٔ آن است که پرش هیدرولیکی به سمت بالادست هل داده شده و ممکن است مستغرق گردد و در صورتی که نقطهٔ مذکور در زیر منحنی $\frac{x}{y_2} = ۵$ قرار گیرد، ممکن است پرش ناقص و مختصر به‌وجود آید. Forster و Skrinde (۱۹۵۰) پیشنهاد نمودند که منحنی $\frac{x}{y_2} = ۵$ برای طراحی در شرایط حداکثر دبی مورد استفاده قرار گیرد.

۱۱-۴-۲ سرریز لبه پهن

چنانچه یک سرریز لبه پهن برای تنظیم موقعیت پرش هیدرولیکی، در مسیر آن قرار گیرد (شکل ۱۱-۲۳)، می‌توان به صورت تحلیلی رابطهٔ بین Fr_1 ، Δz ، y_1 و y_2 را به دست آورد. در این صورت اگر عمق جریان در پایین‌دست سرریز کمتر از عمق بحرانی در بالای سرریز باشد و یا رابطهٔ ۱۱-۴۹ برقرار باشد، عمق پایاب در میزان دبی تأثیری نمی‌گذارد.

$$y_3 < \frac{2y_2 + \Delta z}{3} \qquad (۱۱-۴۹)$$

Prozhefa.com



شکل ۱۱-۲۳ کنترل پرش هیدرولیکی به وسیلهٔ سرریز لبه پهن

برای تعیین رابطهٔ تحلیلی مذکور، Forster و Skrinde (۱۹۵۰) از معادلهٔ ارائه شده به وسیلهٔ Doeringsfeld و Barker (۱۹۴۱) جهت دبی سرریزهای لبه پهن مستطیلی که به شکل زیر بیان می‌شود، استفاده نمودند:

$$q = ۰/۴۳۳\sqrt{۲g}\left(\frac{y_۱}{y_۱ + \Delta z}\right)^{۱/۲} H^{۳/۲} \qquad (۵۰-۱۱)$$

که در آن q مقدار دبی در واحد عرض و H ارتفاع آب بالای سرریز است:

$$H = y_۲ - \Delta z \qquad (۵۱-۱۱)$$

اگرچه معادلهٔ ۱۱-۵۰ با معادلهٔ قبلی بیان شده برای سرریزهای لبه پهن مستطیلی متفاوت است اما از این اختلاف مختصر در این جا صرف‌نظر می‌گردد. با اعمال مقادیر $q = V_۱ y_۱$ ، $Fr_۱ = \frac{V_۱}{\sqrt{g y_۱}}$ و H در معادلهٔ ۱۱-۵۰ داریم:

$$۲/۶۶۷ Fr_۱^۲ \left[\frac{۱ + \frac{\left(\frac{\Delta z}{y_۱}\right)}{\frac{y_۲}{y_۱}}}{}\right] = \left(\frac{y_۲}{y_۱} - \frac{\Delta z}{y_۱}\right)^۳ \qquad (۵۲-۱۱)$$

از ترکیب رابطهٔ $\frac{y_۲}{y_۱} = \frac{۱}{۲}\left(\sqrt{۱ + ۸Fr_۱^۲} - ۱\right)$ و معادلهٔ ۱۱-۵۲ به معادلهٔ زیر می‌رسیم:

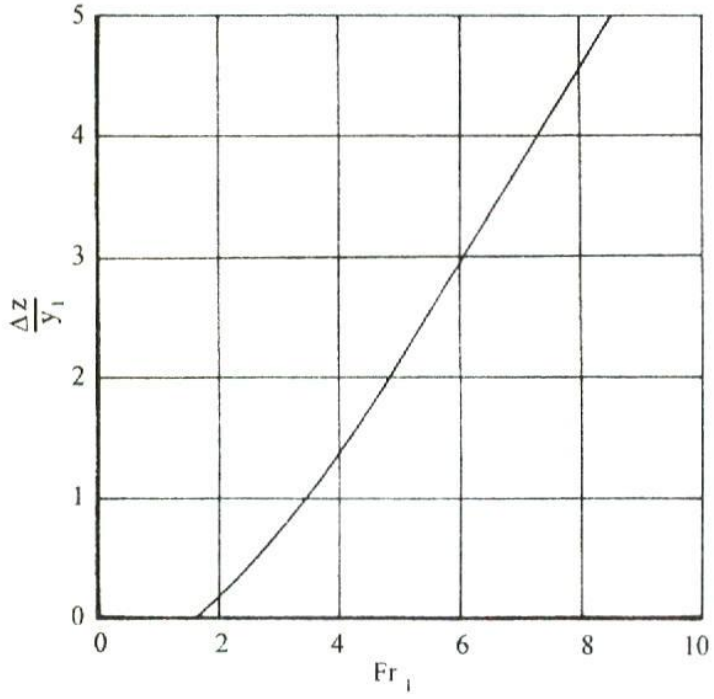
$$\frac{۲۱/۳۴ Fr_۱^۲}{\sqrt{۱ + ۸Fr_۱^۲} - ۱} = \frac{\left[\sqrt{۱ + ۸Fr_۱^۲} - ۱ - ۲\left(\frac{\Delta z}{y_۱}\right)\right]^۳}{\sqrt{۱ + ۸Fr_۱^۲} - ۱ + ۲\left(\frac{\Delta z}{y_۱}\right)} \qquad (۵۳-۱۱)$$

معادلهٔ فوق که رابطهٔ بین نسبت $\frac{\Delta z}{y_۱}$ و عدد فرود در مقطع بالادست سرریز را بیان می‌دارد، می‌تواند به صورت منحنی شکل ۱۱-۲۴ نیز ترسیم گردد. Forster و Skrinde دریافتند که معادلهٔ ۱۱-۵۳ با نتایج آزمایشگاهی آنان برای حالت $y_۲ = y_c$ و $x = ۵(\Delta z + y_c)$ (y_c=عمق بحرانی) تطابق مناسب دارد.

از آن‌جاکه نتایج آزمایشگاهی بیشتری وجود ندارد، معادلهٔ ۱۱-۵۳ می‌تواند به عنوان راهنما در طراحی انرژی گیرنده‌ها در کنترل پرش هیدرولیکی به‌وسیله سرریزهای لبه پهن مورد استفاده قرار گیرد. قابل توجه است که در مقایسه با سایر تأسیسات کنترل کنندهٔ پرش هیدرولیکی نظیر سرریزهای لبه تیز و یا

Prozhefa.com

پله مثبت (بالا آمدگی ناگهانی در کف)، سرریزهای لبه پهن به دلیل پایداری سازه‌ای و هزینه‌های نسبی کمتر، ارجحیت دارند.



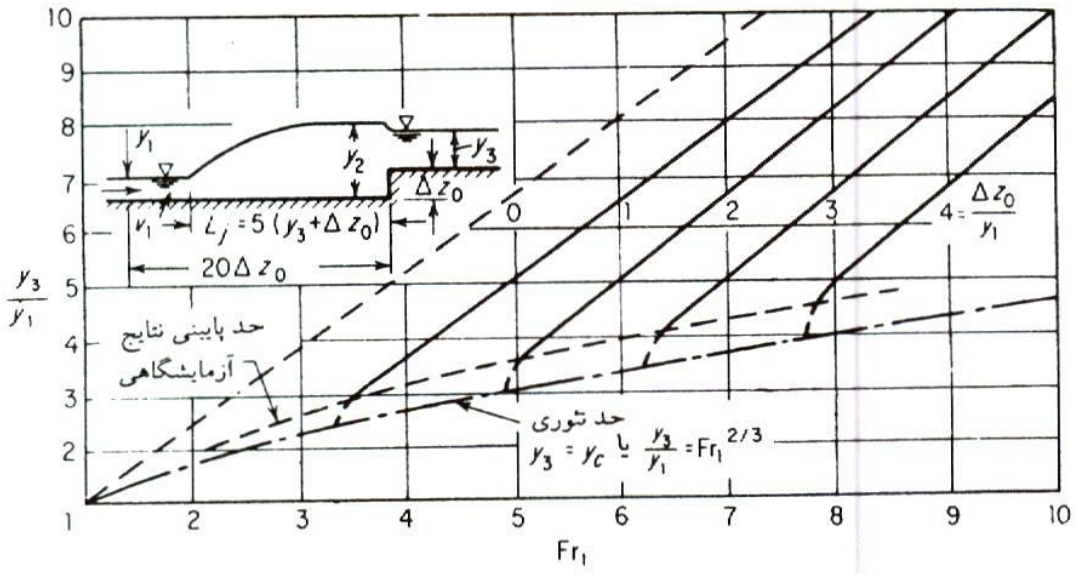
شکل ۱۱-۲۴ ارتباط تحلیلی میان Fr_1 و $\frac{\Delta z}{y_1}$ برای کنترل هیدرولیکی به‌وسیلهٔ سرریز لبه پهن

۱۱-۴-۳ بالاآمدگی ناگهانی - پله (Sudden Rise)

برای این امر آزمایشاتی توسط Forster و Skrinde در سال ۱۹۵۰ صورت گرفت که حاصل تجربیات آنان در شکل ۱۱-۲۵ به‌صورت خط پرنشان داده شده است. این نتایج نشان می‌دهد که مقدار y_3 کمتر است از مقدار به‌دست آمده از اعمال معادلهٔ مومنتم بین مقاطع ۱ و ۳ و نیز فرض وجود یک نیروی فشاری در مقطعی به عمق y_2 (خط چین بالای شکل ۱۱-۲۵). علت این امر می‌بایست عدم از بین رفتن کامل مشخصات سرعت زیاد بالادست قبل از رسیدن به پله باشد که در این‌صورت ضربهٔ جت باقیمانده روی پله باعث افزایش فشار نسبت به مقدار محاسبه شده از فرضیات بالا می‌گردد.

حاصل این نتایج نشان داد که در تمام آزمایشات مقدار $L_j = 5(y_3 + \Delta z_0)$ تقریباً ثابت می‌باشد. با استفاده از این منحنی‌ها مشخص می‌شود که چنانچه نقطه‌ای با مشخصات Fr_1 و $\frac{y_3}{y_1}$ در بالای خط $\frac{\Delta z_0}{y_1} = 0$ (که در آن $y_2 = y_3$ است) قرار گیرد، مقدار y_3 از y_2 بیشتر شده و لذا پرش به سوی غرق شدن (پرش مستغرق) پیش می‌رود و در صورتی‌که نقطهٔ زیر خط $y_3 = y_c$ واقع گردد، جریان پایین‌دست فوق بحرانی بوده و لذا پرش در روی پله تشکیل خواهد گردید.

Prozhefa.com



شکل ۱۱-۲۵ پرش هیدرولیکی در بالاآمدگی‌های ناگهانی (بعد از J.W.Forster و R.A.Skrinde)

۱۱-۴-۴ پایین افتادگی ناگهانی (Sudden Drop)

وجود پایین افتادگی در بستر کانال می‌تواند در کنترل پرش و تثبیت موقعیت آن نقش مهمی داشته که در طراحی حوضچه‌ها آرامش نیز مدنظر می‌باشد. در صورت وجود پایین‌افتادگی ناگهانی، دو حالت مشخص A و B که در شکل ۱۱-۲۶ نشان داده شده است وجود دارد که فشار وارده روی محل تغییر ارتفاع به‌وسیله عمق پایین‌دست در حالت A و عمق بالادست در حالت B ، قابل محاسبه است. چنانچه از معادلات پیوستگی و مومنتم استفاده گردد، حالت A به معادلهٔ :

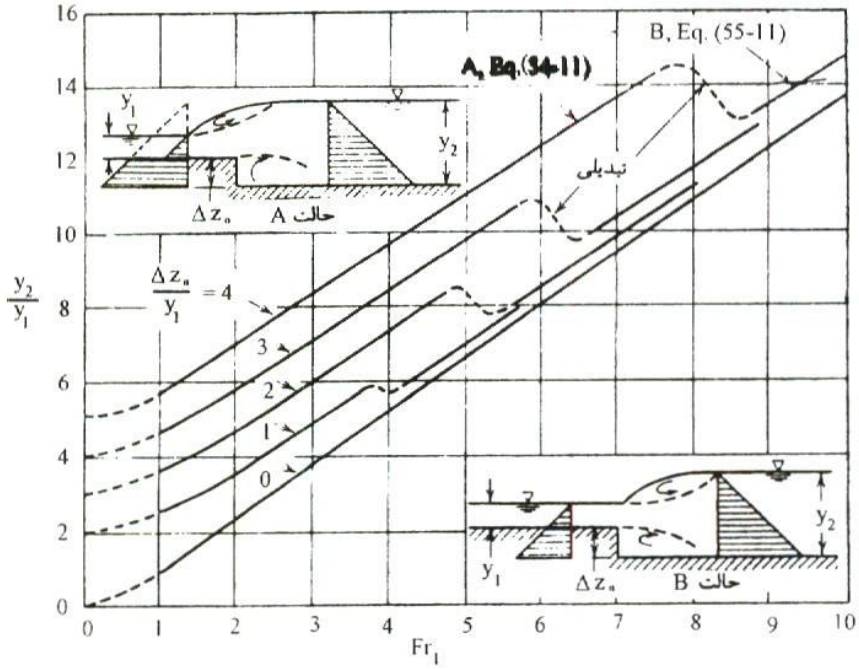
$$Fr_1^2 = \frac{y_2}{2(y_2 - y_1)}\left[\left(\frac{y_2}{y_1} - \frac{\Delta z_0}{y_1}\right)^2 - 1\right] \qquad (۵۴-۱۱)$$

و حالت B به رابطهٔ :

$$Fr_1^2 = \frac{y_2}{2(y_2 - y_1)}\left[\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 - \left(\frac{\Delta z_0}{y_1} + 1\right)^2\right] \qquad (۵۵-۱۱)$$

منتهی می‌گردد. نتایج تجربی حاصله به‌وسیلهٔ Hsu که در شکل ۱۱-۲۶ نشان داده شده‌اند، ضمن آن‌که معادلات فوق را تایید می‌کنند، وجود یک ناحیهٔ تبدیلی را از یک حالت به حالت دیگر آشکار می‌سازند. بدیهی است وجود این ناحیه، که در طول آن پرش موقعیت نامتعادلی دارد، نمی‌تواند به‌وسیله تئوری پیش‌بینی گردد.

Prozhefa.com



شکل ۱۱-۲۶ پرش هیدرولیکی در یک پایین‌افتادگی ناگهانی (بعد از E. Y. Hsu)

مثال ۱۱-۲

آبی پس از ورود به یک کانال مستطیلی افقی و در ابتدای یک پرش هیدرولیکی دارای مشخصات $q = ۵\text{m}^۳/\text{s/m}$ و $y_۱ = ۰/۵\text{m}$ می‌باشد. اگر بخواهیم در مسیر کانال پلهٔ مثبتی به ارتفاع $۰/۵\text{m}$ جهت کوتاه نمودن طول پرش ایجاد نماییم، ضمن تعیین فاصلهٔ پله تا محل شروع پرش، این حالت را با حالت پرش آبی بدون مانع مقایسه نمایید.

حل:

$$\frac{\Delta z_۰}{y_۱} = \frac{۰/۵}{۰/۵} = ۱$$

$$Fr_۱ = \frac{V_۱}{\sqrt{gy_۱}} = \frac{\frac{q}{y_۱}}{\sqrt{gy_۱}} = \frac{\frac{۵}{۰/۵}}{\sqrt{۹/۸۱ \times ۰/۵}} = ۴/۵۲$$

با استفاده از نمودار:

$$\frac{y_۲}{y_۱} = ۴/۴$$

$$y_۲ = ۴/۴ \times ۰/۵ = ۲/۲\text{m}$$

و فاصلهٔ پله تا شروع پرش:

$$L_j = ۵(y_۲ + \Delta z_۰) = ۵(۲/۲ + ۰/۵) = ۱۳/۵\text{m}$$

در صورت عدم وجود مانع در مسیر پرش خواهیم داشت:

$$y_۲ = \sqrt{\frac{y_۱^۲}{۴} + \frac{۲q^۲}{gy_۱}} - \frac{y_۱}{۲} = ۲/۹۵\text{m}$$

Prozhefa.com

$Fr_1 = ۴/۵۲ > ۴/۵$

$L_j \approx ۶y_2 = ۶ \times ۲/۹۵ = ۱۷/۷\text{m}$

همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، در صورت ایجاد یک پله در مسیر پرش، ضمن تثبیت محل پرش، طول آن به مقدار ۴/۲ متر کاهش می‌یابد و این یک اصل در طرح حوضچه‌های آرامش می‌باشد.

مثال ۱۱-۳

در مثال ۱۱-۲، چنانچه در محل پرش، کف کانال را به‌صورت ناگهانی و به‌میزان ۰/۵ متر پایین ببریم، مقدار y_2، عمق جریان در انتهای پرش را تعیین کنید.

حل:

$$\frac{\Delta z_0}{y_1} = ۱$$

$Fr_1 = ۴/۵۲$

با توجه به نمودار شکل ۱۱-۲۶، ملاحظه می‌شود که با مشخصات فعلی مسأله، حالت B اتفاق افتاده و لذا از رابطه ۱۱-۵۵ داریم.

$$(۴/۵۲)^2 = \frac{y_2}{2(y_2 - ۰/۵)} \left[\left(\frac{y_2}{۰/۵}\right)^2 - \left(\frac{۰/۵}{۰/۵} + ۱\right)^2\right]$$

$y_2 = ۳/۰۹\text{m}$

ملاحظه می‌شود که اگر پرش بدون مانع می‌بود، ارتفاع پرش برابر $\Delta y = y_2 - y_1 = ۲/۹۵ - ۰/۵ = ۲/۴۵\text{m}$ بود اما اکنون اختلاف سطح آب معادل $\Delta y = ۳/۰۹ - (۰/۵ + ۰/۵) = ۲/۰۹\text{m}$ می‌باشد.

۱۱-۵ حوضچه‌های آرامش (Stilling Basins)

طبق تعریف، حوضچهٔ آرامش یا حوضچه جهش آبی عبارت است از قسمت کوتاهی از یک کانال کف‌سازی شده که به‌صورت سازه‌ای خاص در انتهای سرریزها یا هر منبع دیگری که جریان فوق بحرانی ایجاد کند، ساخته می‌شود و هدف از ساختن آن به تشکیل پرش هیدرولیکی در داخل حوضچه خلاصه می‌شود که در این صورت جریان فوق بحرانی، قبل از رسیدن به قسمتهای غیرکف‌سازی شدهٔ رودخانه به

Prozhefa.com

جریان زیربحرانی تغییر حالت داده و از انرژی فوق‌العادهٔ آن کاسته و از خرابیهای احتمالی جلوگیری می‌گردد.

هر حوضچهٔ آرامش، برحسب شدت پرش، احتیاج به اجزائی دارد تا ضمن شکل دادن پرش در یک موقعیت و محل خاص، تا حد امکان از طول آن بکاهند. از جملهٔ این اجزاء عبارتند از:

بلوکهای پای تند آب (Chute Blocks) که در محل تغییر شیب و در ابتدای کف افقی حوضچه ساخته شده و هدف از ساخت آنها کوتاه کردن طول و پایدار نمودن پرش می‌باشد.

آب‌پایه (Sill) که به‌صورت دندانه‌دار (Dentated Sill) یا منفرد (Solid Sill) در انتهای حوضچه ساخته‌می‌شود. آب‌پایه‌باعث‌کاهش بیشترطول‌پرش‌وکنترل‌موقعیت آن‌گردیده که در حوضچه‌های بزرگ و به‌جهت پخش جت‌دارای سرعت‌زیادکه‌به‌انتهای‌حوضچه‌رسیده‌است،به‌صورت‌دندانه‌دارساخته می‌شود.

بلوکهای آرام‌کننده (Baffle Piers) که‌گاه بلوک کف نیز نامیده می‌شوند، در قسمت میانی حوضچه کارگذاشته شده و هدف مقدماتی از ساخت آنها عبارت است از اتلاف انرژی به‌صورت متمرکز و یک‌جا. در سرعتهای کم، دیواره‌های آرام‌کننده بسیار مؤثر هستند اما آن‌گاه که سرعت آب رسیده به محل زیاد باشد، ممکن است این نوع زائده مناسب نباشد و احتمالاً باعث ایجاد پدیدهٔ کاویتاسیون گردد. در برخی موقعیتها و جهت مقاومت در مقابل یخ و مواد موجود در آب، نیز از دیواره‌های آرام‌کننده استفاده می‌شود.

اگرچه در عمل ممکن است از انواع مختلف حوضچه‌های آرامش استفاده شود، اما در این قسمت تنها به تعدادی از آنها که کاربرد عمومی‌تری دارند اشاره می‌گردد:

۱۱-۵-۱ حوضچه آرامش SAF (SAF Stilling Basin)

یکی از انواع استاندارد و مشهور حوضچه‌های آرامش، حوضچه آرامشی است که در سال ۱۹۴۸ در آزمایشگاه St. Anthony Falls (SAF) در دانشگاه Minnesota طراحی گردید و می‌توان از آن در محدودهٔ $۱٫۷ \le Fr_۱ \le ۱۷$ استفاده نمود (شکل ۱۱-۲۷).

در این حوضچه طول L_B که در شکل مشخص گردیده است از رابطهٔ زیر به‌دست می‌آید:

$$L_B = \frac{۴٫۵\, y_۲}{Fr_۱^{۰٫۷۶}} \qquad (۵۶-۱۱)$$

از طرفی برای تعیین مقدار TW داریم:

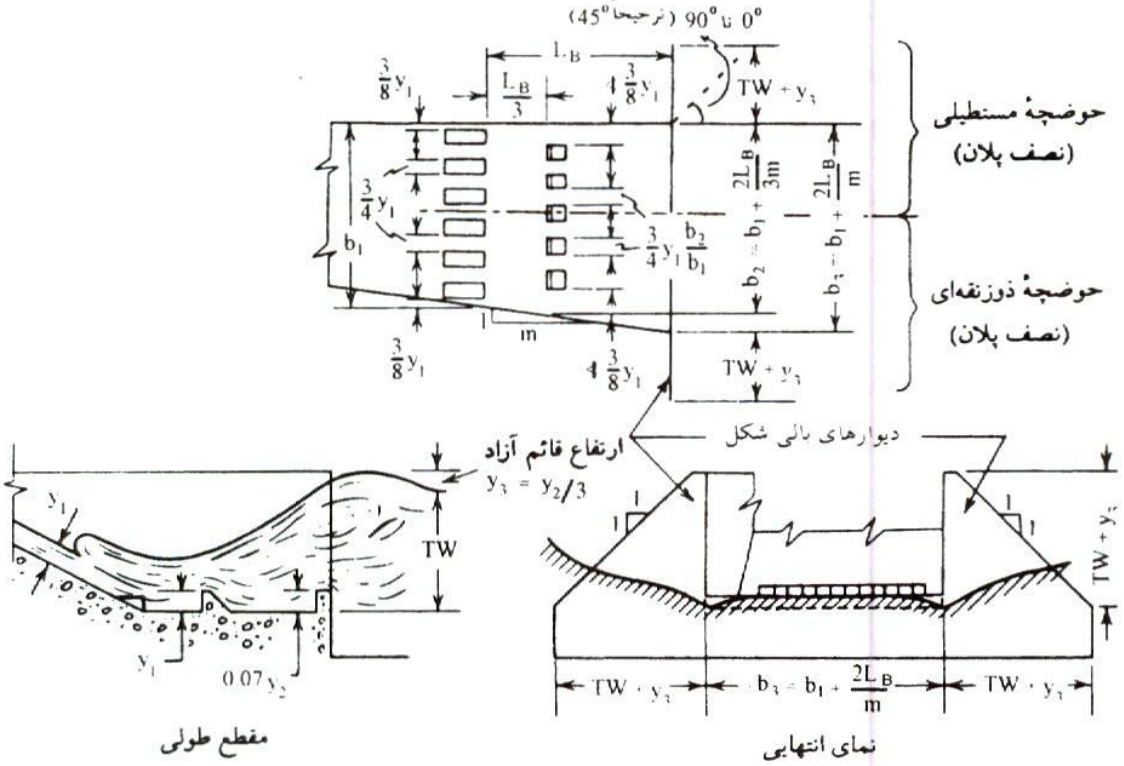
$$۱٫۷ \le Fr_۱ \le ۵٫۵ \quad \rightarrow \quad \frac{TW}{y_۲} = ۱٫۱ - \frac{Fr_۱^۲}{۱۲۰} \qquad (۵۷-۱۱)$$

$$۵٫۵ < Fr_۱ \le ۱۱ \quad \rightarrow \quad \frac{TW}{y_۲} = ۰٫۸۵ \qquad (۵۸-۱۱)$$

$$۱۱ < Fr_۱ \le ۱۷ \quad \rightarrow \quad \frac{TW}{y_۲} = ۱ - \frac{Fr_۱^۲}{۸۰۰} \qquad (۵۹-۱۱)$$

Prozhefa.com

همان‌گونه که در شکل ۱۱-۱۷ مشخص است، این نوع حوضچه‌ها دارای سه زائده مجزای بلوک پای تند آب، بلوک کف و آب پایه می‌باشند که جزئیات بیشتر در مورد اندازه‌ها و فواصل، در روی شکل مشخص گردیده است. استفاده از این حوضچه‌ها می‌تواند طول پرش را از ۷۰ تا ۹۰ درصد کاهش دهد.



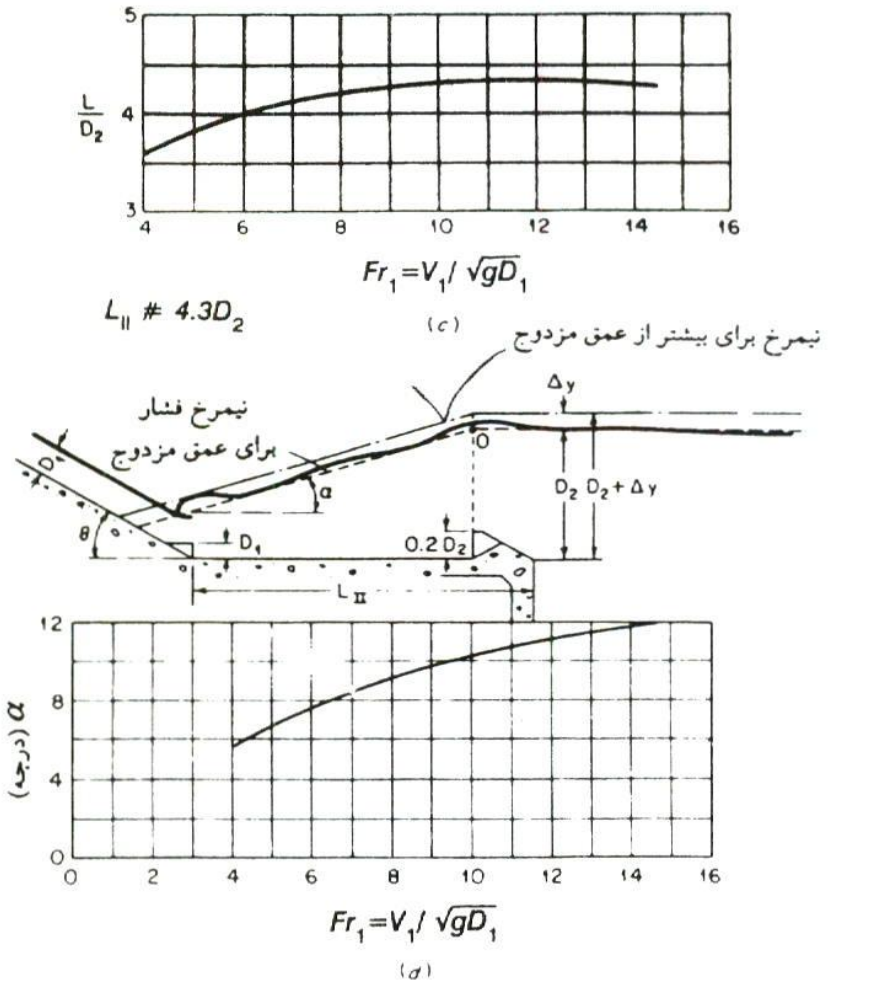
شکل ۱۱-۲۷ مشخصات حوضچه آرامش SAF

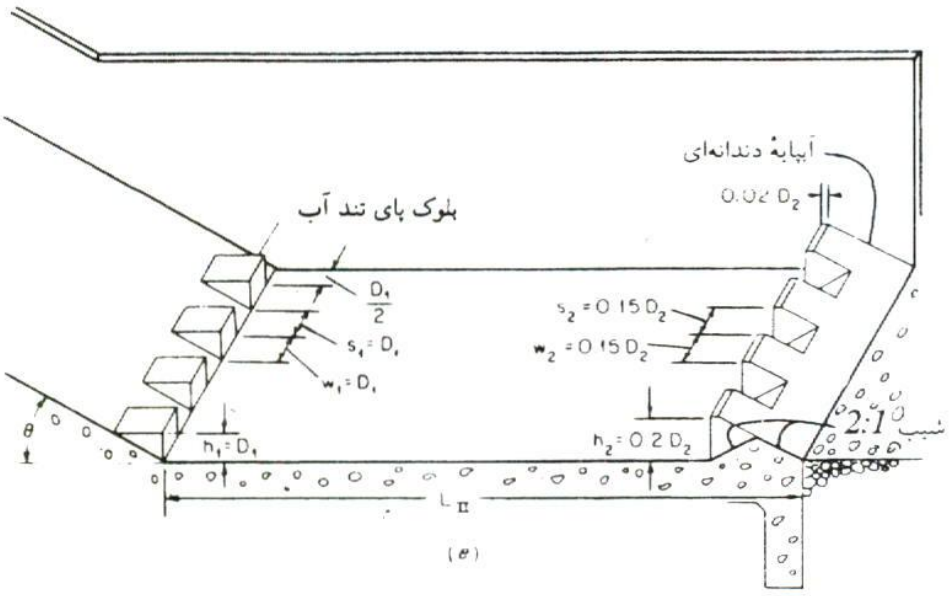
۱۱-۵-۲ حوضچه‌های آرامش USBR

دفتر آبادانی ایالت متحده آمریکا (U.S. Bureau of Reclamation)، پس از انجام تحقیقات فراوانی بر روی حوضچه‌های آرامش و تهیهٔ مدل هیدرولیکی مربوطه، نهایتاً یکسری حوضچه آرامش به‌صورت استاندارد پیشنهاد نمود که در این قسمت به مشهورترین آنها، یعنی حوضچه‌های آرامش USBR I ، USBR II ، USBR III و USBR IV اشاره می‌شود.

۱۱-۵-۲-۱ حوضچهٔ آرامش USBR I این حوضچه در حقیقت یک کف‌سازی سادهٔ افقی درمسیر پرش بوده که بدون هیچ زائده‌ای جهش آبی در روی آن اتفاق افتاده، لذا طرح آن عبارت خواهد بود از کاربرد روابط پرش هیدرولیکی که در قسمتهای قبلی گفته شد. از آن‌جاکه هیچ‌گونه کنترلی در این نوع حوضچه به کار نرفته است، با توجه به مطالب قبلی امکان جابه‌جایی پرش وجود داشته و لذا به‌ندرت ساخته می‌شود.

Prozhefa.com





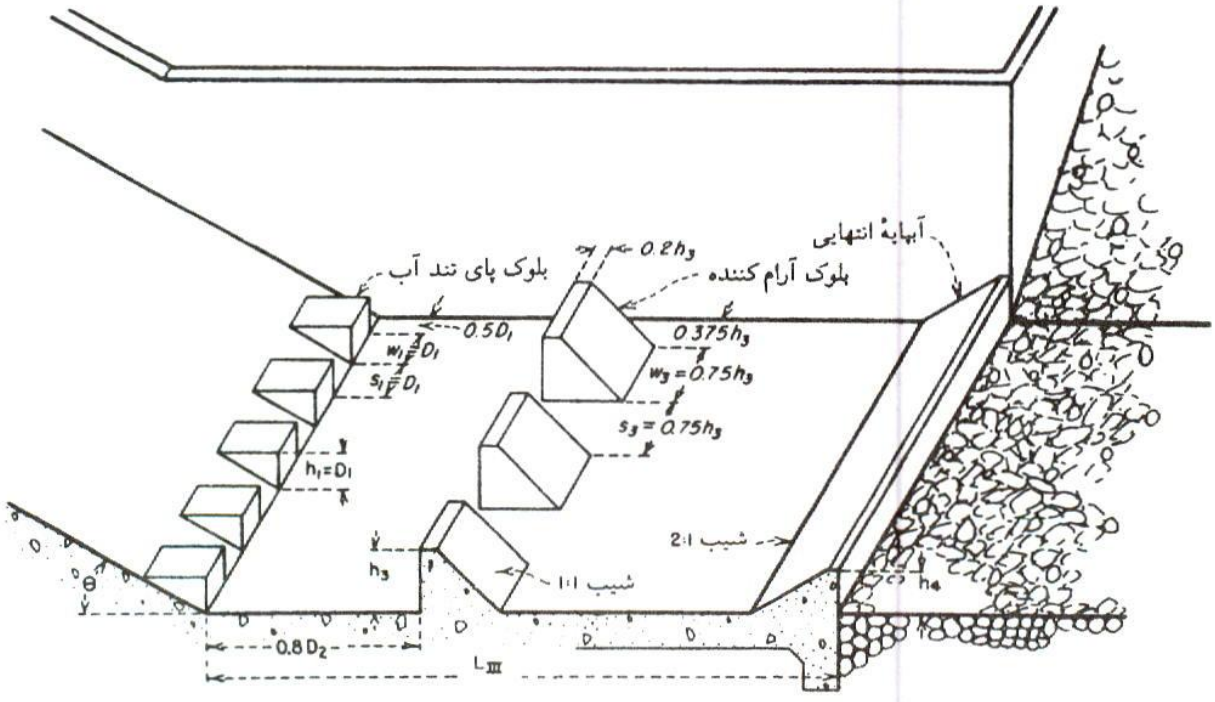
شکل ۱۱-۲۸ حوضچهٔ آرامش USBR II

Prozhefa.com

۱۱-۵-۲-۲ حوضچهٔ آرامش USBR II از این نوع حوضچه برای کنترل پرش هیدرولیکی در پایین‌دست سرریز سدهای خاکی و نیز سازه‌های بزرگ کانالها استفاده می‌نمایند. در حوضچه‌های آرامش USBR II از بلوکهای پای تند آب و نیز آب‌پایهٔ دندانه‌دار استفاده شده اما از بلوکهای کف به جهت احتمال کاویتاسیون استفاده نگردیده است. شکل ۱۱-۲۸ مشخصات این حوضچه‌ها را نشان داده و توصیه شده است که طراحی به گونه‌ای صورت گیرد که حوضچه بتواند حداقل ۵ درصد بیشتر از عمق ثانویه پرش را در خود جای دهد.

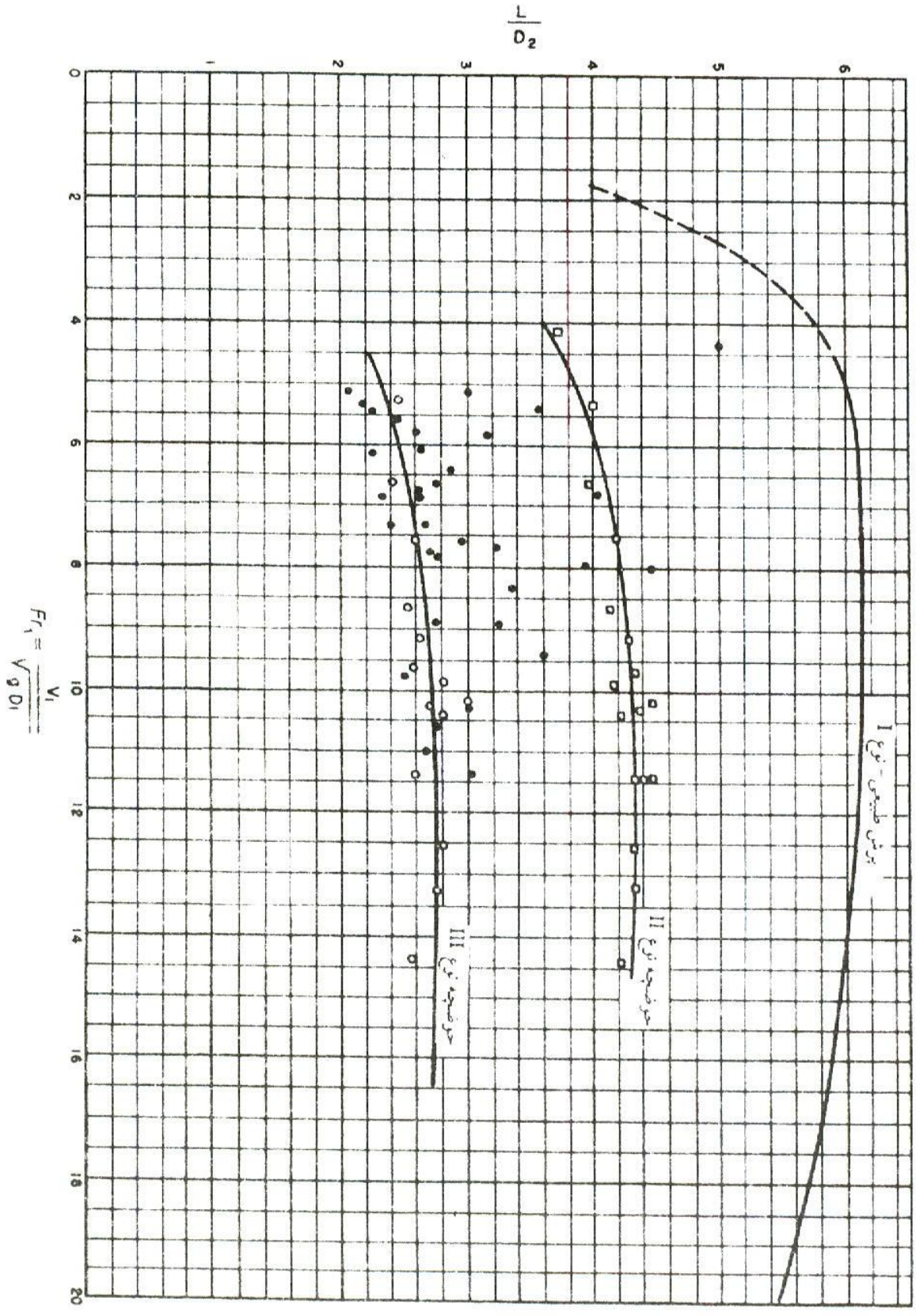
حداقل Fr_1 برای استفاده از این نوع حوضچه‌ها ۴٫۵ می‌باشد که برای $Fr_1 < 4$ بایستی ضمائم خاصی در نظر گرفته شود و در هر حال برای مقادیر $V_1 \geq 18{,}25 m/s$ به کار گرفته می‌شود. برای اطلاعات بیشتر جهت طراحی می‌توان به کتب مرجع در این زمینه مراجعه نمود.

۱۱-۵-۲-۳ حوضچهٔ آرامش USBR III همان‌گونه که در شکل ۱۱-۲۹ نشان داده شده است، حوضچهٔ آرامش USBR III شبیه حوضچهٔ آرامش SAF است با این تفاوت که در این حالت ضریب اطمینان بیشتری در نظر گرفته شده لذا عمدتاً بجای آن از حوضچه‌های SAF استفاده می‌نمایند. در هر حال چنانچه بخواهند از این نوع حوضچه‌ها استفاده کنند برای $Fr_1 \geq 4{,}5$ و $V_1 < 18{,}25 m/s$ کاربرد داشته و در آن $TW = 0{,}83 D_2$ می‌باشد.



شکل ۱۱-۲۹ حوضچهٔ آرامش USBR III

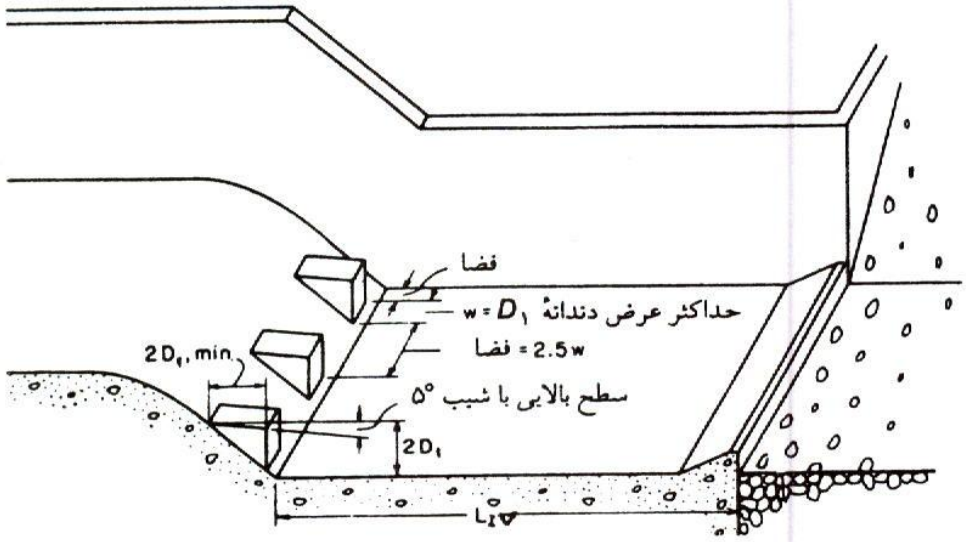
Prozhefa.com



شکل ۱۱-۳۰ طول پرش در حوضچه‌های آرامش USBR I ،USBR II ،USBR III

Prozhefa.com

۱۱-۵-۲-۴ حوضچهٔ آرامش USBR IV این نوع حوضچه‌ها برای کنترل پرشهای نوسانی یا موجی، زمانی که $۲٫۵ < Fr_۱ < ۴٫۵$ می‌باشد به کار می‌روند. در حوضچه‌های آرامش USBR IV که فقط در سطح مقطع مستطیلی قابل اجرا هستند، عمق پایاب را حدود ۵ تا ۱۰ درصد بیش از عمق ثانویه پرش انتخاب می‌نمایند. بلوکهای پای تند آب در این حالت باعث تشدید غلطابهای جریان در بالادست جهش شده و تعداد آنها نمی‌بایست از ۳ عدد کمتر باشد. چنانچه بلوکهای پای تند آب باریکتر ساخته شده و لذا تعداد آنها افزایش یابد، کنترل کاملتری روی پرش صورت گرفته، طول پرش در این حالت تقریباً مساوی طول پرش در کف‌های افقی بدون زائده درنظر گرفته شود.



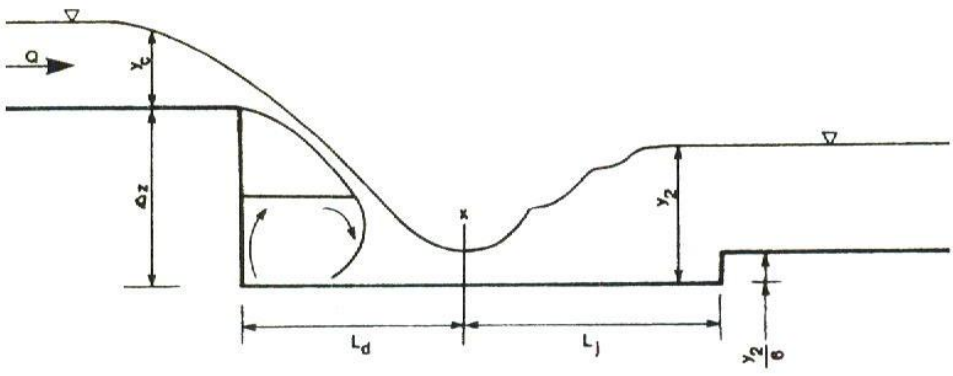
شکل ۱۱-۳۱ حوضچهٔ آرامش USBR IV

۱۱-۶ سرریزهای شیب شکن (Drop Spillways)

سرریزهای شیب شکن که گاه تنها باعنوان شیب شکن (Drop) خوانده می‌شوند، یکی دیگر از سازه‌های کنترل کننده پرش هیدرولیکی هستند که ضمن سرشکن کردن شیب زمین، به‌عنوان وسیله‌ای برای از بین بردن انرژی آب جاری شده به سمت پایین به کار می‌روند.

یکی از انواع این شیب‌شکن‌ها، شیب‌شکن قائم است (شکل ۱۱-۳۲) که آب پس از جاری شدن به داخل آن حالت فوق بحرانی پیدا نموده و لذا در کف شیب شکن تشکیل پرش هیدرولیکی می‌دهد. با فرض آن‌که عمق جریان در حوالی ابتدای ورود به حوضچه برابر عمق بحرانی باشد، بنا به پیشنهاد Rand (۱۹۵۵) می‌توان روابط زیر را که حاصل تحلیل نتایج تجربی وی است و خطایی کمتر از ۵ درصد را خواهد داشت برای طراحی این‌گونه شیب شکن‌ها به کاربرد:

Prozhefa.com



شکل ۱۱-۳۲ شمای یک شیب شکن قائم

$$\frac{y_1}{\Delta z} = ۰/۵۴ \left(\frac{y_c}{\Delta z}\right)^{۱/۲۷۵} \qquad (۶۰-۱۱)$$

$$\frac{y_1}{y_c} = ۰/۵۴ \left(\frac{y_c}{\Delta z}\right)^{۰/۲۷۵} \qquad (۶۱-۱۱)$$

$$\frac{y_2}{\Delta z} = ۱/۶۶ \left(\frac{y_c}{\Delta z}\right)^{۰/۸۱} \qquad (۶۲-۱۱)$$

$$\frac{L_d}{\Delta z} = ۴/۳۰ \left(\frac{y_c}{\Delta z}\right)^{۰/۰۹} \qquad (۶۳-۱۱)$$

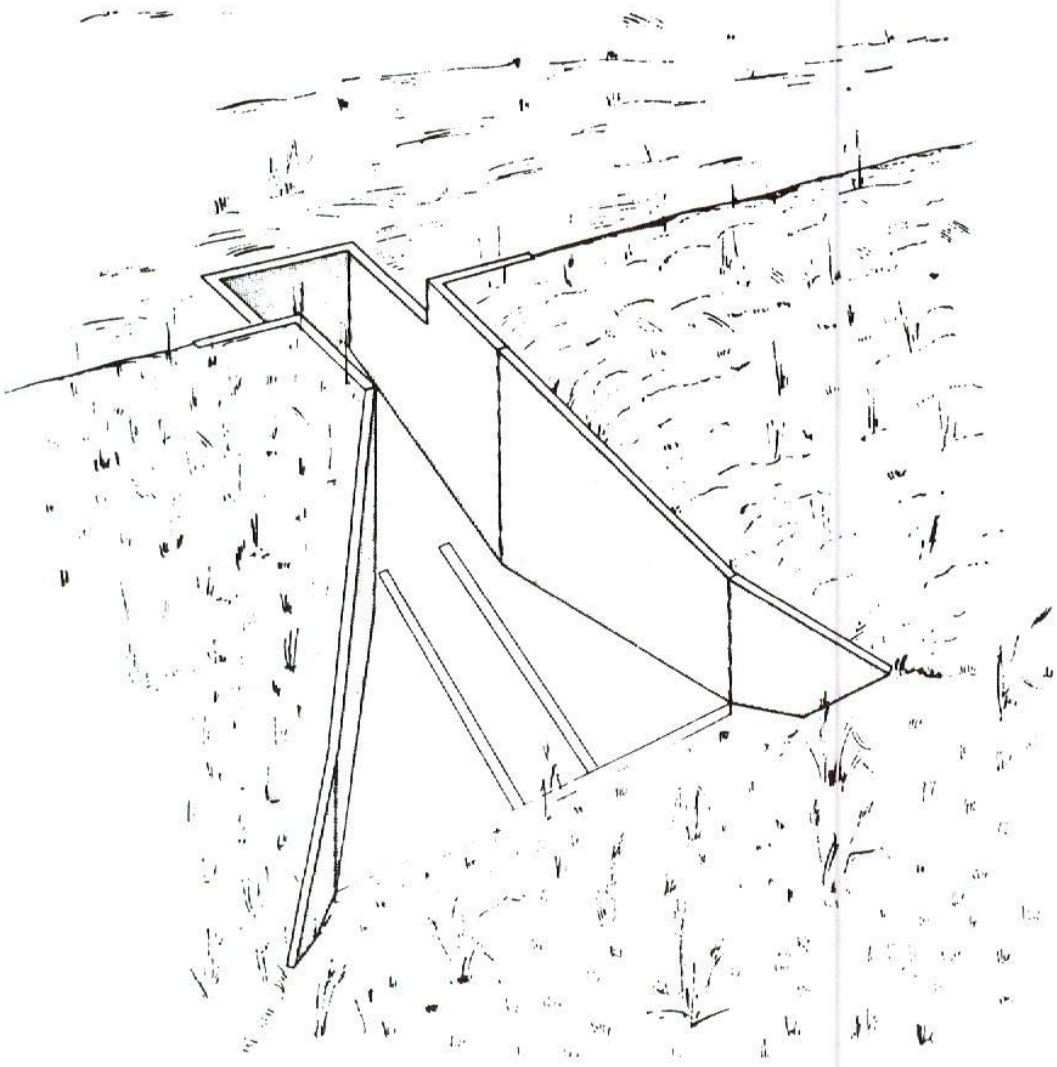
$$L_j = ۶/۹ \, (y_2 - y_1) \qquad (۶۴-۱۱)$$

در روابط فوق؛ y_c عمق بحرانی و دیگر پارامترها در روی شکل نشان داده شده‌اند. همان‌گونه که در شکل ملاحظه می‌شود، در انتهای شیب شکن پله‌ای به ارتفاع $\frac{y_2}{6}$ وجود دارد که باعث می‌شود تا پرش در داخل سازه‌شیب شکن واقع شود.

چنانچه اشاره شد در مطالب بالا فرض بر این بود که عمق آب در ابتدای ورود به شیب‌شکن بحرانی باشد که لازمهٔ آن عبارت است از شیب ملایم کانال در قسمت بالادست شیب‌شکن که در اکثر موارد این واقعیت در عمل مشاهده می‌شود اما ندرتاً نیز حالتی اتفاق می‌افتد که جریان در بالادست فوق بحرانی بوده در این صورت رفتار آب به‌صورت یک جت آبی خواهد بود که جزئیات بیشتر آن توسط Rouse در سال ۱۹۴۳ ارائه گردیده است.

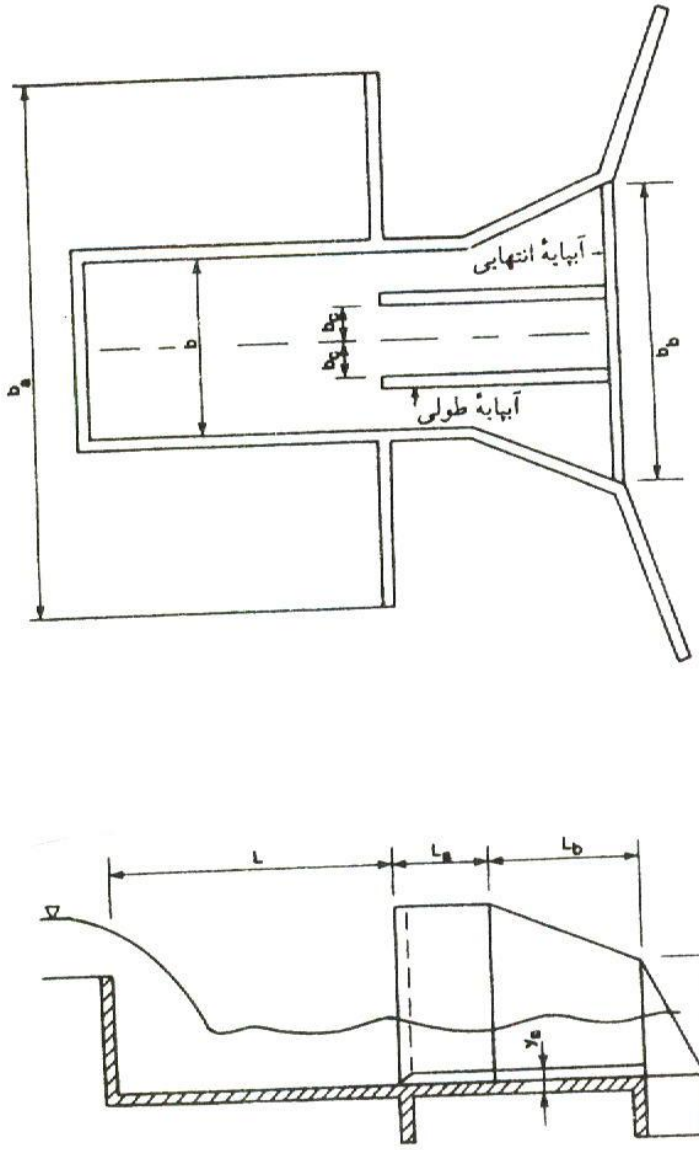
Prozhefa.com

اضافه می‌نماید که شیب شکن فوق، با توجه به دو بعدی بودن جریان در آن ساده‌ترین انواع شیب‌شکن‌هاست اما در عمل از انواع متفاوت دیگری نیز برحسب مورد استفاده می‌نمایند. یکی از انواع شیب شکن‌ها که در سال ۱۹۵۶ به‌وسیلهٔ Blaisdell و Donnelly طراحی گردید عبارت است از شیب‌شکن با ورودی جعبه‌ای (Box-inlet Drop) که در شکل ۱۱-۳۳ نشان داده شده است و در آن با تقسیم آب به سه مسیر، افت انرژی بیشتری صورت می‌گیرد. برای دستیابی به‌جزئیات بیشتر در این‌مورد و در مورد سایر شیب شکن‌ها، می‌توان به کتب طراحی مراجعه نمود.



شکل ۱۱-۳۳ مشخصات وشمای شیب‌شکن با ورودی جعبه‌ای، (Blaisdell، Donnelly ۱۹۵۶)

Prozhefa.com



شکل ۱۱-۳۳ (ادامه)

Prozhefa.com

Prozhefa.com

بخش ۴

جریانهای غیر دائمی در کانالهای باز

Prozhefa.com

Prozhefa.com

فصل ۱۲

جریانهای غیردائمی[1]

جلیل ابریشمی - سیدمحمود حسینی

مقدمه

آنچه در فصول قبل آورده شد، مربوط به جریانهای دائمی بود که تغییرات زمانی نقشی در تغییرات خصوصیات جریان نداشته و به عبارتی مشخصات جریان مستقل از زمان بود. بسیاری از کارهای عملی و انواع جریانهای به‌وجود آمده در کانالهای باز، خصوصیت بارز فوق را نداشته، و نمی‌توان در حل مسایل مربوطه عامل زمان را حذف نمود و به همین علت مسایل جریانهای غیردائمی بسیار پیچیده‌تر و مشکل‌تر گشته و بجز تعداد محدودی از انواع جریانهای متغیر تدریجی غیردائمی، بقیهٔ مسایل می‌بایست با حل عددی معادلات حاکم تحلیل گردند. در هرحال لازم است تا اصول حاکم براین جریانها بررسی و برحسب مورد راه‌حلهای مربوطه ارائه گردند. در این فصل معادلات پیوستگی و حرکت و نیز راه‌حلها و کاربردهای مختلف آن در حدامکان مورد بحث و بررسی قرار گرفته و در هر جای لازم تعاریف مربوطه ارائه گردیده است.

جریان غیردائمی عبارت است از جریانی که در یک مقطع، عمق یا دبی و یا هر دو، در اثر تغییرات زمانی تغییر نماید که این تغییر می‌تواند در اثر عوامل طبیعی، موارد برنامه‌ریزی شده و یا حوادث اتفاقی باشد و از امواج نوسانی و جزر و مدهای اقیانوسها تا سیلاب حاصل از شکست سدها را شامل شود. یکی از حساس‌ترین موارد کاربرد این نوع جریانها، بررسی اثرات حرکت سیل ناشی از شکست سدها است که به جهت وجود سازه‌ها و تأسیسات حساس در پایین‌دست آنها و در کناره‌های رودخانه نظیر نیروگاههای اتمی و یا موارد مشابه، حتی اگر احتمال اتفاق بسیار هم ناچیز باشد می‌بایست با دقت کامل تحت مطالعه و

---

1. Unsteady Flow

Prozhefa.com

بررسی قرار گیرد و به همین ترتیب محاسبه تغییرات ارتفاع آب در رودخانه و در اثر حرکت موج سیلاب جهت بررسی امکان غرقاب شدن مناطق شهری و مسکونی اطراف رودخانه اهمیت خاصی دارد. در هر حال سیلاب‌ها، ذوب شدن برف‌ها، تغییرات عملکرد دریچه‌ها در سازه‌های هیدرولیکی و موارد فراوان دیگر از جمله جریانهای غیردائمی بوده که در طبیعت فراوان مشاهده می‌گردند.

۱۲-۱ طبقه‌بندی جریانهای غیردائمی (Unsteady Flow Classification)

هر جریان غیردائمی در حقیقت عبارت است از حرکت یک موج که با تغییرمکان خود و برحسب شرایط، عمق جریان یا دبی و یا هر دو را از مقطعی به مقطع دیگر و از زمانی به زمان دیگر تغییر می‌دهد. طبق تعریف، یک موج (در این‌حالت یک موج سطحی) عبارت است از یک تغییر موقت در سطح آب که به‌وسیلهٔ سیال منتشر می‌گردد و سرعت آن عبارت است از سرعت انتشار چنین آشفتگی نسبت به سیال.

از نقطه‌نظر فیزیکی، امواج به دو گروه تقسیم می‌شوند: امواج نوسانی (Oscillatory Waves) و امواج منتقل کننده (Translatory Waves) که در حالت اول میزان متوسط جرم آب منتقل شده به‌وسیله موج، صفر (نظیر امواج دریا) و در شکل دوم، مقداری از جرم سیال، توسط موج و در جهت حرکت آن منتقل می‌شود (نظیر پرش هیدرولیکی متحرک و جزر و مد). از میان حالات مختلف این دو گروه، امواج طولی (Longitudinal Waves) که جهت حرکتشان، همسوی محور طولی کانال است، مورد توجه قرار دارند. شکل ۱۲-۱ خطوط جریان در دو موج نوسانی و منتقل کننده را نشان می‌دهد.

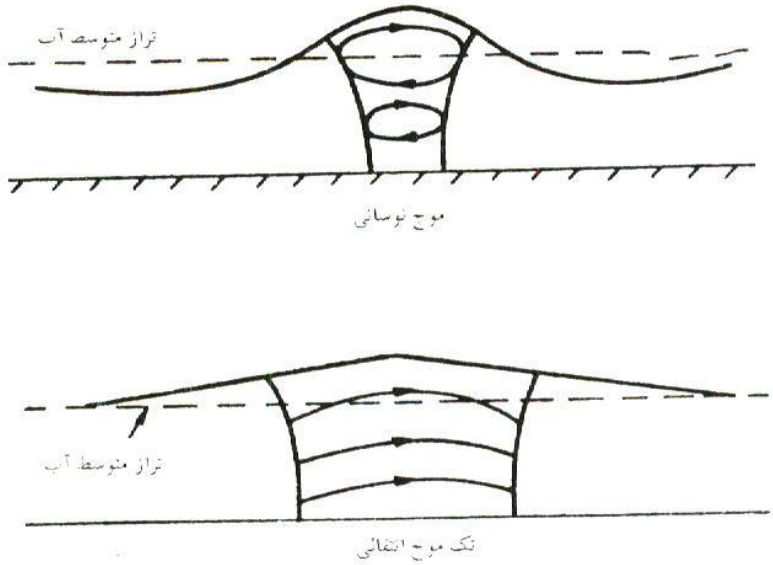
امواج منتقل‌کننده خود به دو دستهٔ، تک موج (Solitary Wave) و امواج پشت سرهم (a train of waves) تقسیم می‌شوند که یک تک موج دارای یک قسمت بالا آمده و یک قلّه و سپس یک قسمت فرو رفته بوده و در پس آن جریان دائمی وجود خواهد داشت در صورتی که امواج پشت سرهم از چندین موج متوالی تشکیل می‌شوند.

«موج پایین دست» به موجی گفته می‌شود که حرکت آن در جهت شیب کانال باشد و چنانچه در خلاف آن جهت باشد، «موج بالادست» نامیده می‌شود. اگر موج باعث افزایش سطح آب نسبت به حالت دائمی گردد، آن را «موج مثبت» و در صورتی که سطح آب را به کمتر از سطح معمول آب در حالت دائمی تقلیل دهد، آن را «موج منفی» می‌خوانند.

امواج همچنین می‌توانند به موجهای مونوکلینال یا یک‌طرفه (Monoclinal or Single-faced Waves) و موجهای دو طرفه (Two-faced Waves) تقسیم شوند که در حالت اخیر موج می‌تواند متقارن و یا غیرمتقارن باشد.

حرکت امواج منتقل‌کننده و به تعبیری جریانهای غیر دائمی؛ یا متغیر تدریجی است و یا متغیر سریع.

Prozhefa.com



شکل ۱۲-۱ خطوط جریان در امواج نوسانی و منتقل‌کننده

امواج بلند که در اثر باز و بسته شدن ناگهانی دریچه‌ها تشکیل می‌گردند و ناپیوستگی یا تغییر ناگهانی در سطح آب ایجاد می‌نمایند، جزو جریانهای غیردائمی متغیر سریع و در مقابل امواج به‌وجود آمده در اثر باز و بسته شدن تدریجی دریچه‌ها، حرکت سیل در دریاچه‌ها و رودخانه‌ها جزو جریانهای غیردائمی متغیر تدریجی خواهند بود. روشهای بررسی و تحلیل این دو نوع جریان تا حدودی متغیر بوده به گونه‌ای که در جریانهای متغیر تدریجی شتاب قائم ناچیز و قابل صرفنظر کردن بوده ولی اثر اصطکاک کانال قابل ملاحظه و لازم است تا در محاسبات مدنظر قرار گیرد در حالی‌که در جریانهای متغیر سریع و به جهت طول نسبتاً کم، می‌توان از اصطکاک کانال صرفنظر نمود ولی اثر شتاب قائم می‌بایست در تحلیلها درنظر گرفته شود.

۱۲-۲ جریانهای غیردائمی متغیر تدریجی

(Gradually Varied Unsteady Flow یا GVUF)

در این نوع جریانها؛ انحناء پروفیل موج ملایم، تغییرات عمق با زمان تدریجی، شتاب قائم ذرات آب در مقایسه با کل شتاب ناچیز و اثر اصطکاک کناره‌ها قابل ملاحظه می‌باشد.

۱۲-۲-۱ معادلهٔ پیوستگی (Equation of Continuty)

استفاده از اصل پیوستگی در جریانهای غیر دائمی نسبتاً مشکل بوده چراکه در این حالت ضمن تغییر سرعت ممکن است خطوط جریان نیز تغییر محل یابند. البته آنچه در کانالهای باز بیشتر اهمیت پیدا می‌نماید تنها ایجاد پیچیدگی در سطح آب است که در اثر این نوع جریانها تغییر می‌یابد. برای به‌دست

Prozhefa.com

آوردن معادلهٔ پیوستگی، شکل ۱۲-۲ را با دو مقطع نزدیک به هم و به فاصلهٔ Δx از یکدیگر در نظر می‌گیریم:

اگر تغییرات دبی نسبت به طول مسیر برابر $\frac{\partial Q}{\partial x}$ فرض شود، اختلاف دبی در حد فاصل دو مقطع نشان داده شده به‌صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$Q_2 - Q_1 = \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \Delta x \qquad (۱-۱۲)$$

که این معادله نسبت کاهش حجم در این منطقه را نشان می‌دهد. از طرفی با توجه به تغییرات عمق جریان با زمان که به نسبت $\frac{\partial y}{\partial t}$ صورت می‌گیرد، نسبت افزایش حجم بین دو مقطع ۱ و ۲ مساوی $T\frac{\partial y}{\partial t}.\Delta x$ بوده که در آن T معادل عرض سطح آزاد آب می‌باشد. دو عبارت یاد شده می‌بایست از نظر مقدار با یکدیگر برابر و از نظر علامت مخالف باشند و لذا:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \Delta x = -T \frac{\partial y}{\partial t} \cdot \Delta x \qquad (۲-۱۲)$$

ویا:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \qquad (۳-۱۲)$$

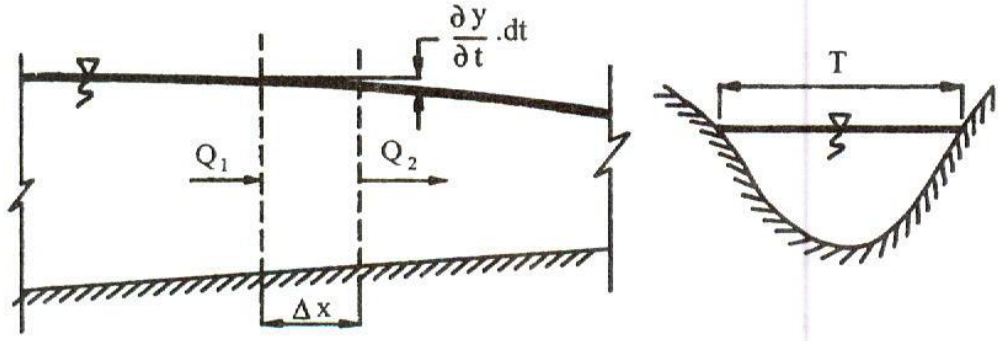
با توجه به این‌که $Q = AV$ است، خواهیم داشت:

$$\frac{\partial (AV)}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \qquad (۴-۱۲)$$

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial A}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \qquad (۵-۱۲)$$

معادلهٔ فوق موسوم به معادلهٔ پیوستگی در جریانهای غیردائمی بوده که برای مقطع مستطیلی به شکل زیر خلاصه می‌شود:

$$y \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \qquad (۶-۱۲)$$



شکل ۱۲-۲ جریان غیردائمی

Prozhefa.com

۱۲-۲-۲ معادلهٔ حرکت (دینامیکی) در جریانهای غیردائمی

(Equation of Motion)

برای به‌دست آوردن معادلهٔ حرکت در جریانهای غیردائمی متغیر تدریجی، شکل ۱۲-۳ را برای یک کانال منشوری که جریان غیردائمی را انتقال می‌دهد در نظر می‌گیریم. در جریانهای دائمی، نشان داده شد که تغییرات کل انرژی نسبت به طول $(\frac{dH}{dx})$ از نظر مقدار مساوی و از نظر علامت مخالف شیب خط انرژی (S_f) می‌باشد. در جریانهای غیردائمی این رابطه برقرار نبوده و تنها می‌توان نوشت:

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x}\left(y + Z + \frac{V^2}{2g}\right) \qquad (۷-۱۲)$$

و از طرفی:

$$S_f = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} = \frac{\tau_0}{\gamma R} \qquad (۸-۱۲)$$

با توجه به تغییرات سرعت در زمان که همان شتاب است و باعث ایجاد نیروی اضافی و لذا افت انرژی بیشتر می‌گردد، مقدار شتاب در جهت حرکت آب با استفاده از تئوری دیفرانسیل جزئی برابر است با:

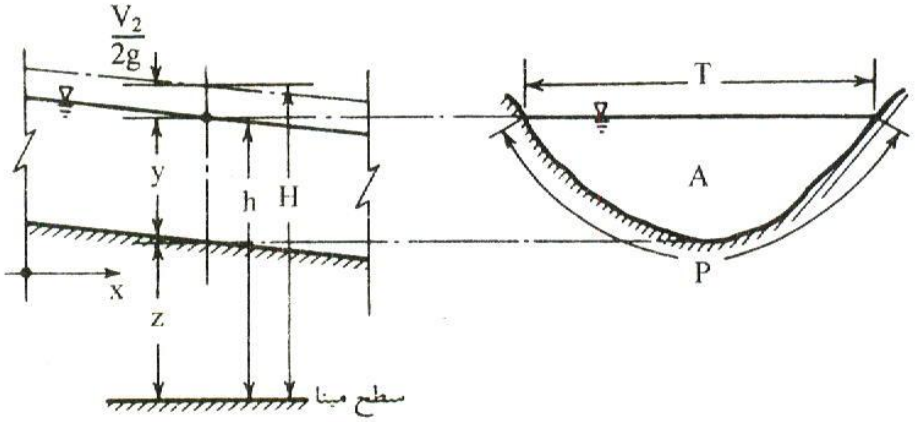
$$a_x = \frac{dV}{dt} = V\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} \qquad (۹-۱۲)$$

معادلهٔ حرکت که در حالت کلی به‌صورت $F = ma$ نوشته می‌شود، برای این نوع جریان با فرض پخش فشار به‌صورت هیدرواستاتیکی و برای دو مقطع به فاصلهٔ Δx از یکدیگر به شکل زیر تبدیل می‌گردد:

$$-\gamma \,.\, A \,.\Delta h - \tau_0 \,.\, P \,.\, \Delta x = \rho .\, A .\, \Delta x \left(V\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t}\right) \qquad (۱۰-۱۲)$$

که از معادلهٔ فوق، جمله اول از سمت چپ، اختلاف نیروهای هیدرواستاتیکی وارده بر دو مقطع را نشان می‌دهد و جملهٔ دوم اصطکاک حاصله در اثر حرکت آب را. از معادلهٔ فوق می‌توان نتیجه گرفت:

$$\tau_0 = -\gamma R\left[\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{V}{g}\,.\,\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g}\,.\,\frac{\partial V}{\partial t}\right] = -\gamma R\left[\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{g}\,.\,\frac{\partial V}{\partial t}\right] \qquad (۱۱-۱۲)$$



شکل ۱۲-۳ جریان متغیر تدریجی غیردائمی

Prozhefa.com

که با توجه به معادلهٔ ۱۲-۸:

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} = 0 \qquad (۱۲-۱۲)$$

معادلهٔ ۱۲-۱۲ به‌صورت زیر نیز نوشته می‌شود:

$$S_e + S_\alpha + S_f = 0 \qquad (۱۲-۱۳)$$

که به ترتیب از چپ به راست عبارتند از: شیب انرژی، شیب شتاب و شیب اصطکاک. با توجه به معادلهٔ ۱۲-۷ داریم:

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{V}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial x} = -S_0 + \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{V}{g}\frac{\partial V}{\partial x}$$

از ادغام مقدار بالا در معادلهٔ ۱۲-۱۲، رابطهٔ کلی زیر که معادلهٔ حرکت جریانهای غیردائمی بوده و به معادلهٔ St. Venant مشهور است، به‌دست می‌آید:

$$S_f = S_0 - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{V}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial x} - \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} \qquad (۱۲-۱۴)$$

جریان یکنواخت دائمی

جریان غیریکنواخت دائمی

جریان غیریکنواخت غیردائمی

در حالت کلی مقدار دبی می‌تواند از معادلهٔ زیر محاسبه گردد:

$$Q = K A R^m \sqrt{S_f} \qquad (۱۲-۱۵)$$

که:

K = ضریب تجربی مقاومت

R = شعاع هیدرولیکی

m = توان تجربی

در جریانهای غیردائمی، مقدار S_f با شیب موج و عمق جریان تعیین می‌کند. در صورتی‌که جریان دائمی باشد، دبی نرمال به‌صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$Q = Q_0 = K A R^m \sqrt{S_0}$$

$$K A R^m = \frac{Q_0}{\sqrt{S_0}} \qquad (۱۲-۱۶)$$

و لذا با اعمال معادلهٔ ۱۲-۱۶ در معادلهٔ ۱۲-۱۵:

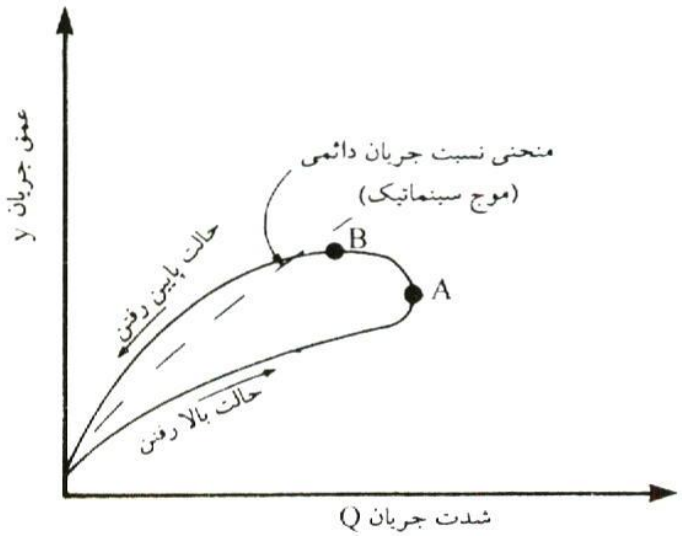
$$Q = Q_0 \sqrt{\frac{S_f}{S_0}} \qquad (۱۲-۱۷)$$

از ترکیب دو معادلهٔ ۱۲-۱۷ و ۱۲-۱۴، رابطهٔ زیر نتیجه می‌گردد:

Prozhefa.com

$$Q = Q_{\circ}\left(1 - \frac{1}{S_{\circ}}\frac{\partial y}{\partial x} - \frac{V}{S_{\circ}g}\frac{\partial V}{\partial x} - \frac{1}{S_{\circ}g}\cdot\frac{\partial V}{\partial t}\right)^{1/2} \qquad (۱۲-۱۸)$$

معادلهٔ ۱۲-۱۸که معادلهٔ یک منحنی حلقوی است به‌صورت شماتیک در شکل ۱۲-۴ نشان داده شده است که در آن نقاط A و B به ترتیب نقاط حداکثر شدت جریان و حداکثر عمق جریان را نشان می‌دهند و در هر حال می‌تواند برای تعیین مقدار دبی به ازای عمق جریان و یا بالعکس به کار رود.



شکل ۱۲-۴ منحنی حلقوی نسبت جریان

۱۲-۲-۳ روشهای حل معادلات جریانهای غیردائمی متغیر تدریجی

معادلات دیفرانسیل جزئی ارائه شده به عنوان معادلات پیوستگی و حرکت جریانهای غیر دائمی متغیر تدریجی، به سادگی قابل‌حل نبوده و راه‌حل تحلیلی مشخصی نیز برای آنها وجود ندارد. گاه برای حل آنها از روشهای تقریبی و با در نظرگرفتن فرضیاتی نسبت به وضعیت جریان استفاده می‌گردد که بدیهی است هرچه فرضیات انجام شده جهت ساده‌کردن معادلات و حل تحلیلی آنها به واقعیت امر نزدیکتر باشد، جوابها از خطای کمتری برخوردار خواهند بود. از جمله مواردی که می‌توان معادلات یاد شده را ساده و به روش تحلیلی حل نمود، «موج پیشروندهٔ یکنواخت» است که در این قسمت به آن اشاره می‌شود.

۱۲-۲-۳-۱ موج پیشرونده یکنواخت (Uniformly Progressive Wave) یکی از موارد بسیار ساده جریانهای متغیرتدریجی غیردائمی عبارت است از حالتی از یک موج سیلاب که فرض می‌شود موج در حین حرکت، تغییرشکل ندهد که در این‌صورت «موج پیشروندهٔ یکنواخت» نامیده می‌شود. حالت خاصی از این موج عبارت است از موج «مونوکلینال» (Monoclinal Wave) یا موج یک طرفه که تنها با یک برآمدگی یا فرورفتگی، دو جریان یکنواخت در بالادست و پایین دست را با اختلاف سطح مشخص به یکدیگر متصل می‌نماید.