



AERI

۱۴۰۰

وزارت جهاد کشاورزی
سازمان تحقیقات، آموزش و ترویج کشاورزی
مؤسسه تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی



هیدرولیک جریان در کانال‌های باز

دستنامه فنی:

دکتر ابراهیم پذیرا



بسم الله الرحمن الرحيم

مؤسسه تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی

دستنامه فنی:

هیدرولیک جریان در کانال‌های باز

تهیه و تدوین:

دکتر ابراهیم پذیرا

استاد مهندسی منابع آب و اراضی

سال انتشار:

۱۴۰۰



وزارت جهاد کشاورزی
سازمان تحقیقات، آموزش و ترویج کشاورزی
مؤسسه تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی



نوع نوشتار: دستنامه فنی
عنوان نوشتار: هیدرولیک جریان در کانال‌های باز
نگارنده: دکتر ابراهیم پذیرا
ویراستار: دکتر فریبرز عباسی
بازخوانی: مهندس مجتبی اکرم
صفحه‌آرا: سمیه وطن‌دوست
ناشر: مؤسسه تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی
شمارگان: محدود
نوبت چاپ: اول
سال انتشار: ۱۴۰۰



مسئولیت صحت مطالب با نگارنده است.

شماره ثبت ۶۱۰۶۱ در مرکز فناوری اطلاعات و اطلاع‌رسانی کشاورزی سازمان تحقیقات، آموزش و ترویج کشاورزی
به تاریخ ۱۴۰۰/۱۱/۱۳

مخاطبان نشریه:

کارشناسان و متخصصان مهندسی آب

اهداف آموزشی:

شما خوانندگان گرامی در این نشریه با:

- کلیات و تعاریف پایه هیدرولیک جریان
- رژیم‌های جریان یکنواخت
- مباحث مرتبط با انرژی
- رژیم جریان‌های متغیر تدریجی

آشنا خواهید شد.

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۱	کلیات
۱	۱-۱- تعاریف پایه
۲	۲-۱- سطوح مقطع
۴	۳-۱- مقطع طولی
۵	۴-۱- ضریب توزیع سرعت
۷	۵-۱- تحریف نمایش‌های گرافیکی (ترسیمی)
۹	فصل دوم: جریان یکنواخت
۹	۱-۲- تعریف
۹	۲-۲- رژیم‌های جریان
۱۰	۳-۲- جریان همگام (پایدار) و یکنواخت
۱۲	۴-۲- سایر روابط جریان یکنواخت
۱۳	۵-۲- معادله مانینگ برای جریان یکنواخت
۱۵	۱-۵-۲- مقادیر ضریب زبری (Π) در سطح خیس شده کانال
۱۶	۲-۵-۲- مقدار ضریب زبری (n) در اثر پوشش یخ (یخ بستگی)
۲۹	فصل سوم: انرژی
۲۹	۱-۳- تعریف
۲۹	۲-۳- سطح مقطع مطلوب
۳۴	۳-۳- سطوح مقطع ویژه
۳۶	۴-۳- محدودیت‌های سرعت جریان در کانال‌های باز
۳۷	۵-۳- روابط انرژی ویژه جریان
۳۷	۱-۵-۳- تغییرات انرژی ویژه جریان با عمق (جریان) در دبی ثابت
۴۷	۲-۵-۳- تغییرات دبی جریان با عمق در انرژی ویژه جریان ثابت
۵۰	فصل چهارم: جریان متغیر تدریجی
۵۰	۱-۴- تعریف
۵۰	۲-۴- پرش یا خیز هیدرولیکی
۵۶	۳-۴- انواع موج
۵۶	۱-۳-۴- موج‌های زودگذر
۵۶	۲-۳-۴- موج تند
۵۹	۳-۳-۴- موج شیب‌دار
۶۰	۴-۴- اثرات افت اصطکاک در امواج
۶۱	۵-۴- انواع افت بار و افت سطح آب در کانالهای باز
۶۱	۱-۵-۴- افت اصطکاک
۶۲	۲-۵-۴- افت بار در ورودی کانال
۶۲	۳-۵-۴- افت در شبکه فلزی یا توری مشبک
۶۲	۴-۵-۴- افت بار در اثر تغییر سطح مقطع
۶۲	۱-۴-۵-۴- انبساط ناگهانی سطح مقطع
۶۳	۲-۴-۵-۴- انبساط تدریجی سطح مقطع
۶۳	۳-۴-۵-۴- انقباض ناگهانی سطح مقطع

۶۴	۴-۴-۵-۴- انقباض تدریجی سطح مقطع
۶۴	۴-۵-۵- افت بار در اثر پایه‌های پل
۶۵	۴-۶- جریان متغیر تدریجی
۶۵	۴-۶-۱- تعاریف
۶۵	۴-۷- نظریه جریان متغیر تدریجی
۶۹	۴-۸- پروفیل یا نیمرخ جریان
۶۹	۴-۸-۱- تیپ‌های جریان
۷۰	۴-۸-۲- طبقه‌بندی شیب‌های کف
۷۰	۴-۸-۳- طبقه‌بندی پروفیل یا نیمرخ‌های جریان
۷۴	۴-۸-۴- شیب‌های پایدار و ناپایدار
۷۴	۴-۸-۵- منحنی‌های فرا آب و فرو آب
۷۵	۴-۸-۶- موارد وقوع یا پیشامد پروفیل‌های مختلف جریان
۸۱	منابع

فهرست شکل‌ها

۱	شکل ۱-۱: حالت‌های جریان تحت فشار و کانال باز
۲	شکل ۲-۱: چند نمونه سطح مقطع کانال‌های باز
۳	شکل ۳-۱: ویژگی‌های سطح مقطع کانال دوزنقه‌ای
۴	شکل ۴-۱: مقطع طولی یک کانال باز
۸	شکل ۵-۱: تحریف یا اغراقی نمودن زوایا
۱۱	شکل ۱-۲: شمای جریان همگام و یکنواخت
۱۲	شکل ۲-۲: بدنه مایع جدا شده در جریان یکنواخت
۳۵	شکل ۳-۱: سطح مقطع مطلوب دوزنقه‌ای
۳۷	شکل ۲-۳: سطوح مقطع ویژه
۴۱	شکل ۳-۳: انرژی ویژه جریان
۴۲	شکل ۴-۳: تغییرات میزان $\varepsilon(h)$ در دبی ثابت
۵۲	شکل ۵-۳: تغییرات میزان دبی با عمق در انرژی ویژه جریان ثابت
۵۵	شکل ۱-۴: خیز یا پرش هیدرولیکی
۵۶	شکل ۲-۴: بخش جدا شده مایع
۵۷	شکل ۳-۴: نمایش تابع (Mh) در یک مقدار دبی ثابت
۶۲	شکل ۴-۴: شمای یک موج تند در حال حرکت به سمت پایین دست
۶۴	شکل ۵-۴: شمای یک موج تند در حال حرکت به سمت بالادست
۶۵	شکل ۶-۴: شمای موج شیب‌دار
۷۲	شکل ۷-۴: پروفیل یا نیمرخ جریان متغیر تدریجی
۷۴	شکل ۸-۴: سطح آب بالاتر از اعماق نرمال (hn) و بحرانی (hc)
۷۵	شکل ۹-۴: سطح آب به عمق نرمال (hn) رسیده
۷۵	شکل ۱۰-۴: سطح آب به عمق بحرانی (hc) رسیده
۷۶	شکل ۱۱-۴: سطح آب به کف کانال رسیده
۷۵	شکل ۱۲-۴: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در شیب تند
۷۹	شکل ۱۳-۴: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در جریان بحرانی
۷۹	شکل ۱۴-۴: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در شیب ملایم
۸۰	شکل ۱۵-۴: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در شیب افقی
۸۰	شکل ۱۶-۴: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در شیب معکوس

فهرست جداول

عنوان	صفحه
جدول ۱-۱: مقادیر α و β برای کانال‌های مختلف	۷
جدول ۱-۲: ضرایب زبری (m) پیشنهادی "بیزین" برای محاسبه ضریب (C) در رابطه شزی برای انواع کانال‌ها	۱۵
جدول ۲-۲: مقادیر ضریب زبری (n) برای کاربرد در معادله مانینگ	۱۶
جدول ۳-۲: مقادیر n برای کانال‌های یخ بسته و لایروبی شده (یخزدایی)	۱۹
جدول ۴-۲: نتایج محاسبات مثال ۲-۴	۲۳
جدول ۵-۲: نتایج محاسبات مثال ۲-۵	۲۴
جدول ۶-۲: برخی پارامترهای مورد نیاز برای حل مثال ۲-۱۰	۲۸
جدول ۷-۲: مقادیر سرعت و دبی جریان هرکدام از سطح مقطع‌های مثال ۲-۱۰	۲۸
جدول ۱-۳: مقادیر نیروی مالشی یا تلاش برشی در مرحله شروع فرسایش	۳۸
جدول ۲-۳: مقادیر سرعت متوسط در مرحله شروع فرسایش	۳۹
جدول ۳-۳: محاسبه عمق جریان بحرانی در مثال ۳-۵	۵۰
جدول ۴-۳: محاسبه عمق جریان در مثال ۳-۶	۵۱
جدول ۵-۳: محاسبه مجدد عمق جریان در مثال ۳-۶	۵۱
جدول ۱-۴: نسبت‌های سطح مقطع‌ها و ضریب افت اصطکاک (f_{se}) مربوطه	۶۹
جدول ۲-۴: نسبت‌های سطح مقطع‌ها و ضریب افت اصطکاک (f_{sc}) مربوطه	۷۰
جدول ۳-۴: خلاصه محاسبات مثال ۴-۳	۸۶

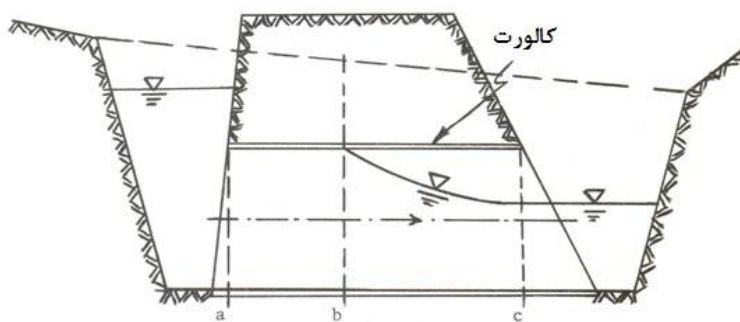
فصل اول

کلیات

۱-۱- تعاریف پایه

هرگونه مجرای، طبیعی و یا ساخته شده توسط انسان (مصنوعی) که مایعات را با سطح آزاد انتقال دهد، کانال باز^۱ تلقی می‌گردد.

شرایط «جریان به حالت کانال باز» منحصر به ویژگی‌های مجرا نبوده بلکه به شرایط جریان نیز بستگی دارد. به عنوان مثال در یک مجرا (یا معبر جریان) ممکن است در بخشی از طول آن مایع به حالت جریان تحت فشار^۲ و در قسمتی دیگر از آن به صورت جریان به حالت کانال باز^۳ انتقال یابد. مورد اخیر را غیرتحت فشار^۴، آزاد و یا جریان با سطح آزاد نیز می‌نامند.



شکل ۱-۱: حالت‌های جریان تحت فشار و کانال باز

شکل (۱-۱) مقطع عرضی خاکریز جاده‌ای را در اراضی شیب‌دار به صورت نقطه‌چین نشان می‌دهد. همان‌گونه که از شکل استنباط می‌گردد، نهادهای زهکشی^۵ کنار جاده به وسیله مجرای سرپوشیده‌ای (کالورت^۶) به یکدیگر متصل شده‌اند در جهت بالادست مجرای سرپوشیده (طول a-b) مایع (آب) به صورت تحت فشار جریان دارد (که آن را جریان فشاری^۷ و یا در مهندسی هیدرولیک، مجرای سرپوشیده یا جریان پر^۸ نیز می‌نامند) و برعکس در پایین دست مجرای سرپوشیده (طول b-c) پس از جدا شدن جریان^۹ در نقطه b انتقال آب به صورت غیر تحت فشار، آزاد و یا جریان به صورت کانال باز است؛ بنابراین ملاحظه می‌گردد که در طول یک مجرای مشخص، بخشی از جریان به صورت لوله تحت فشار^{۱۰} و قسمتی از آن به صورت کانال باز در جریان است.

^۱ Open Channel

^۲ Confined Flow

^۳ Open Channel Flow

^۴ Un Confined

^۵ Drainage Ditches

^۶ Culvert

^۷ Pressure Flow

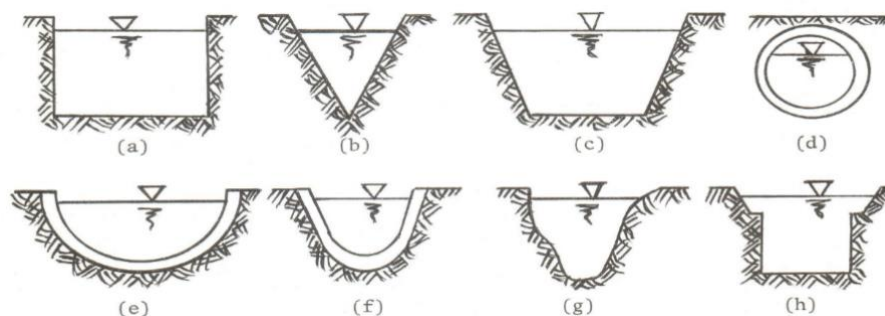
^۸ Flowing Full

^۹ Separation of Flow

^{۱۰} Pressure Pipe

۲-۱- سطوح مقطع

در صورتی که صفحه‌ای را بر محور طولی مجرا یا معبر جریان (و یا بر بردار میانگین سرعت در صفحه مقطع) عمود نماییم سطحی حاصل می‌آید که به آن سطح مقطع مجرا^۱ گفته می‌شود. برحسب شکل سطح مقطع، کانال‌ها را مستطیلی، مثلثی، دوزنقه، دایره‌ای، نیم‌دایره، سهمی، طبیعی یا غیرمنظم و مرکب می‌نامند. در شکل (۲-۱) نمونه‌هایی از سطح مقطع کانال‌های روباز نشان داده شده است.



شکل ۲-۱: چند نمونه سطح مقطع کانال‌های باز

کانال‌های باز ممکن است به وسیله لایه‌ای از مواد (که متفاوت از جنس بستر و مواد اطراف آن باشد) پوشش شده^۲ باشند که با توجه به شکل (۲-۱) در این مورد می‌توان حالات (d)، (e) و (f) را به عنوان مثال ذکر نمود و یا بدون پوشش احداث گردند (همانند سایر موارد مندرج در شکل ۲)، به طور کلی هدف از پوشش نمودن^۳ کانال‌ها دسترسی به یکی از اهداف زیر می‌باشد.

الف- برای حصول اطمینان از پایداری ساختمان اضلاع جانبی کانال،

ب- به منظور نقصان افت اصطکاک، کاهش تراوش یا نشت و

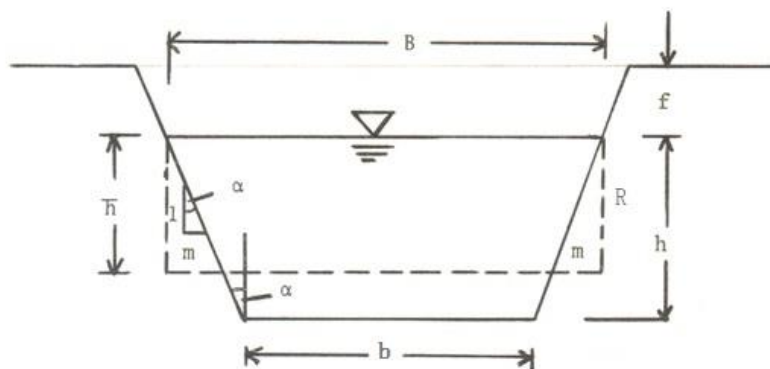
ج- برآورده شدن بخشی از اهداف مندرج در بندهای الف و ب.

بعضی از ویژگی‌های سطح مقطع کانال و مربوط به سطح مقطع کانال دوزنقه‌ای در شکل (۳-۱) نشان داده شده که به تشریح اجزا ارائه شده در آن اقدام می‌گردد:

^۱ Cross Section

^۲ Lined

^۳ Lining



شکل ۱-۳: ویژگی‌های سطح مقطع کانال دوزنقه‌ای

b = عرض کف، ممکن است مقدار آن صفر (حالت b در شکل ۲) و یا نامعین (حالات d, e, f و g شکل ۲) باشد. $\tan \alpha = m$ ، شیب جانبی، امکان دارد صفر (برای دیواره‌های جانبی عمودی، حالت a شکل شماره ۲)، ثابت (حالات b و c شکل ۲) و یا متغیر (حالات e, f و g شکل ۲) باشد و بنا بر تعریف شیب یا خط تانژانت نسبت به دیواره جانبی در هر نقطه است. در کانال‌هایی با مقطع نامتقارن شیب جانبی هر کدام از دیواره‌های جانبی ممکن است، متفاوت باشد که در این زمینه شیب دیواره‌های جانبی جهت‌های راست و چپ کانال به ترتیب با حروف m_R و m_L نام گذاری می‌شوند. h ، عمق یا عمق جریان، در مقاطع نامنظم و یا غیرمتعارف مقدار آن عبارت از فاصله سطح مایع (جریان) تا پایین‌ترین نقطه کف کانال می‌باشد.

$B = b + 2mh$ ، عرض بالایی و مقدار آن در سطح مقطع در بالای سطح آزاد جریان اندازه‌گیری و یا محاسبه می‌شود. $A = bh + mh^2$ ، مساحت یا مساحت خیس شده و مقدار آن در سطح مقطع مشتمل بر آن سطحی است که وسیله مایع گذرا اشغال می‌شود.

$P = b + 2\sqrt{1+m^2}h$ ، پیرامون یا محیط خیس شده و مقدار آن عبارت از طولی از پیرامون سطح مقطع است که با مایع گذرا در تماس می‌باشد. مجموع $(P + B)$ نمایانگر کل محیط سطح مقطع جریان است.

$\frac{A}{P} = R$ ، شعاع هیدرولیکی، پارامتری است که برای بیان مختصات هندسی سطح مقطع مجرا بکار می‌رود.

$\frac{A}{B} = \bar{h}$ ، میانگین عمق یا عمق هیدرولیکی، پارامتر اضافی سطح مقطع می‌باشد و برای هر سطح مقطع مشخص

بیان کننده عمق (مفروض) مستطیلی از سطح مقطع است که دارای مساحت و عرض بالایی برابر با آن باشد.

$Z = A\bar{h}$ ، فاکتور سطح مقطع^۱ از حاصل ضرب سطح مقطع جریان در ریشه دوم میانگین عمق یا عمق هیدرولیکی حاصل می‌آید.

El_w ، ارتفاع سطح ایستابی^۲، عبارت است از سطح ایستابی یک جریان نسبت به ارتفاع یا فاصله سطح آب از سطح مبنا (با ارتفاع مشخص) می‌باشد.

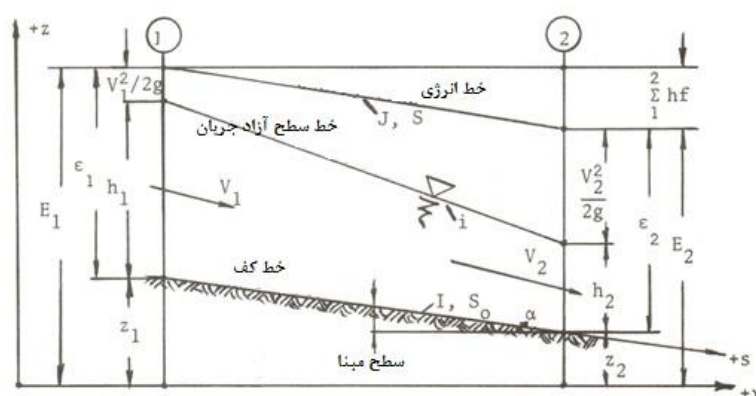
^۱ Section Factor

^۲ Water Stage

۱-۳- مقطع طولی

در یک کانال منظم که در هر نقطه‌ای از نظر هندسی دارای سطح مقطع معینی باشد، مقطع طولی طبق تعریف صفحه‌ای (اصلاح یا تنظیم‌شده) از مقطع است که دارای سطح عمودی مشتمل بر مرکز ثقل^۱ کلیه سطوح مقطع متوالی که در طول آن امتداد دارند، می‌باشد و در یک کانال نامنظم، خط کف کانال طبق تعریف مکان هندسی کلیه نقاط عمیق‌تر با تمامی سطوح مقطع متوالی که در طول آن امتداد دارند، است و مقطع طولی صفحه‌ای (اصلاح یا تنظیم‌شده) با سطح عمودی است که مشتمل بر خط کف نیز باشد.

علائم کاربردی متعارف، واژه‌ها و مختصات معمول در نمایش مقاطع طولی در شکل (۱-۴) ارائه شده است.



شکل ۱-۴: مقطع طولی یک کانال باز

Z = ارتفاع کف کانال (در بالای سطح مقایسه افقی و اختیاری)، یا انرژی ویژه پتانسیل ارتفاع (در این مورد انرژی ویژه پتانسیل بر واحد وزن مایع گذرا و ارتفاع در مقایسه با سطح مرجع مطرح می‌گردد).

X = فاصله افقی،

S = فاصله اندازه‌گیری شده در طول کف کانال در جهت جریان،

t = زمان،

$h = h(S, t)$ = عمق جریان، ممکن است به‌طور کلی با فاصله S در طول کانال و با زمان t تغییر نماید، یعنی

$Z + h$ = ارتفاع خط سطح آزاد (بار^۲ یا خط بار پیزومتریک^۳) و یا انرژی پتانسیل ویژه،

A = سطح مقطع،

Q = دبی یا میزان حجم مایعی که در واحد زمان از سطح مقطع عبور می‌نماید،

$V = \frac{Q}{A}$ ، میانگین سرعت یا سرعت متوسط جریان،

$\frac{V^2}{2g}$ = بار سرعت یا انرژی جنبشی ویژه،

^۱ Centroids

^۲ Head

^۳ Piezometric Head Line

$$Z + h + \frac{V^2}{2g} = E \text{، بار کل یا انرژی ویژه کل و یا انرژی بر واحد وزن مایع گذرا (در مقایسه با سطح مقایسه یا مرجع)،}$$

$$h + \frac{V^2}{2g} = \varepsilon \text{، انرژی ویژه جریان یا «انرژی سطح مقطع» که بعداً بحث می‌گردد.}$$

$$-\Delta E = E_1 - E_2 = \sum_{1}^{2} hf \text{، افت انرژی یا افت بار بین دو مقطع ۱ و ۲،}$$

$$\frac{df}{dx} \text{، مشتق تابع تک متغیره } f \text{ نسبت به متغیر مربوطه } x \text{،}$$

$$\frac{\partial f}{\partial y} \text{ و } \frac{\partial f}{\partial x} \text{، مشتق جزئی تابع چند متغیره } f \text{ نسبت به هر یک از متغیرها مثل } x \text{ و } y \text{،}$$

$$J = -\frac{\partial E}{\partial x} > 0 \text{، گرادیان انرژی یا خط شیب انرژی و در بعضی موارد با حرف } S \text{ یعنی (شیب)}^1 \text{ نیز نامیده می‌شود مقدار آن}$$

همواره $J > 0$ زیرا مقدار انرژی در جهت جریان کاهش می‌یابد،

$$\sin \alpha = -\frac{dt}{ds} = I \text{، شیب کف و گاه با حروف } S_0 \text{ نیز نمایش داده می‌شود.}$$

$$I > 0 \text{ یا } \frac{dz}{ds} < 0 \text{، کف مجرا در جهت جریان کاهش می‌نماید،}$$

$$I = 0 \text{ یا } \frac{dz}{ds} = 0 \text{ و یا } Z(S) \text{، مقدار ثابت، کف مجرا افقی است،}$$

$$I < 0 \text{ یا } \frac{dz}{ds} > 0 \text{، کف مجرا در جهت جریان افزایش حاصل می‌نماید،}$$

$$I = \frac{\partial(h+z)}{\partial s} = \frac{\partial h}{\partial s} \text{، شیب خط سطح آزاد،}$$

$$I - i = \frac{\partial h}{\partial s} \text{، تغییرات عمق (جریان) در جهت جریان،}$$

$$i < I \text{ یا } \frac{\partial h}{\partial s} > 0 \text{، عمق جریان افزایش می‌یابد،}$$

$$i = I \text{ یا } \frac{\partial h}{\partial s} = 0 \text{، عمق ثابت می‌ماند و}$$

$$i > I \text{ یا } \frac{\partial h}{\partial s} < 0 \text{، عمق جریان کاهش حاصل می‌نماید.}$$

۱-۴- ضریب توزیع سرعت^۲

با در نظر گرفتن سطح آب و ضریب زبری جدار بستر کانال (که موجب اصطکاک می‌شود) سرعت جریان در نقاط مختلف یک سطح مقطع برابر نیست. از این نظر منحنی‌های هم سرعت در کانال‌ها را رسم می‌نمایند. نحوه توزیع سرعت در کانال‌های مختلف، حالات متفاوتی را دارد. ملاحظه چنین اشکالی نشان‌دهنده آن است که به‌طور معمول حداکثر میزان سرعت جریان (آب) در یک کانال در اعماق ۰/۰۵ تا ۰/۲۵ عمق جریان (از سطح آزاد آب) قرار دارد. در نتیجه ملاحظه

^۱ Slope

^۲ Velocity Distribution Coefficient

می‌شود که میزان سرعت در کناره‌های بستر و وسط کانال‌ها متفاوت است. در حالتی که سطح مقطع جریان غیرمنظم باشد، حداکثر میزان سرعت بر روی خط مرکزی کانال قرار نمی‌گیرد.

چنین مرسوم است که برای اندازه‌گیری سرعت متوسط در یک کانال از متوسط سرعت‌های اندازه‌گیری شده در اعماق $0/2$ تا $0/8$ از سطح آزاد آب استفاده می‌شود و در کانال‌هایی که عمق جریان در آن‌ها کم (به‌طور نسبی) است، متوسط میزان سرعت را در فاصله $0/6$ از عمق جریان اندازه‌گیری می‌نماید. لیکن در آن قبیل کانال‌هایی که سطح آزاد آب یخ‌زده باشد از روش قبلی بایستی استفاده نمود.

با توجه بر آنچه در بالا بیان شد، ملاحظه می‌شود که توزیع سرعت در یک سطح مقطع (کانال) ناهمگن است در نتیجه آن بار

سرعت^۱ حقیقی از مقدار $\frac{V^2}{2g}$ (که در آن V سرعت متوسط است) بیشتر است. از این نظر در محاسبات مربوط به انرژی

مقدار گفته‌شده را بایستی اصلاح نمود. برای انجام آن از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$(1-1) \quad \alpha \cdot \frac{V^2}{2g} = \text{مقدار اصلاح شده بار سرعت}$$

که در آن:

a = ضریب توزیع سرعت،

V = سرعت متوسط جریان و

g = شتاب ثقل زمین است.

مروری بر آزمایش‌ها و تحقیقات موجود نمایانگر آن است که در کانال‌های با مسیر مستقیم و سطح مقطع ثابت مقدار a از $1/03$ تا $1/36$ متغیر است. به‌طور کلی اینکه در کانال‌های با مقطع کوچک مقدار a زیاده‌تر و برای کانال‌هایی با مقطع بزرگ و عمق جریان قابل ملاحظه میزان آن کم است.

غیرهمگن بودن توزیع سرعت در سطح مقطع یک کانال باز در محاسبه ممان یا ممنتوم^۲ نیز تأثیر دارد. به‌طوری که می‌دانیم ممان یا ممنتوم هر سیاله که از یک سطح مقطع در واحد زمان عبور می‌نماید، عبارت است از:

$$(2-1) \quad \beta \cdot \gamma \cdot Q \cdot \frac{V}{2g} = \text{ممنتوم}$$

که در آن، β = ضریب ممنتوم^۳ و γ = وزن مخصوص آب است.

در صورتی که به‌جای Q مساوی آن یعنی $V \times A$ را قرار دهیم، رابطه بالا به‌صورت زیر درمی‌آید:

$$(3-1) \quad \beta \cdot \gamma \cdot A \cdot \frac{V^2}{2g} = \text{ممنتوم}$$

از نظر اینکه در رابطه اخیر مقدار بار سرعت (یعنی $\frac{V^2}{2g}$) وجود دارد، میزان آن بایستی تعدیل یا اصلاح گردد که برای انجام این مهم

ضریب β که بنام ضریب ممنتوم نامیده می‌شود در رابطه گفته‌شده بکار برده می‌شود. مقدار β از $1/01$ تا $1/12$ متغیر است.

^۱ Velocity Head

^۲ Momentum

^۳ Momentum coefficient

با توجه به آنچه در بالا بیان گردید ملاحظه می‌شود که هر چه سطح مقطع کانال منظم و یکنواخت‌تر باشد مقادیر α و β به عدد یک نزدیک‌تر می‌شود که در چنین حالت‌هایی از رابطه $\alpha = \beta = 1$ استفاده می‌شود. در جدول (۱-۱) مقادیر α و β که به‌وسیله کولوپایلا^۱ برای کانال‌های مختلف پیشنهاد گردیده، ارائه شده است.

جدول ۱-۱: مقادیر α و β برای کانال‌های مختلف

نوع کانال	α			β		
	حداقل	متوسط	حداکثر	حداقل	متوسط	حداکثر
کانال‌های منظم، کانال‌های پیش‌ساخته و سرریزها	۱/۱۰	۱/۱۵	۱/۲۰	۱/۰۳	۱/۰۵	۱/۰۷
کانال‌های طبیعی و آبراهه‌های با شیب تند	۱/۱۵	۱/۳۰	۱/۵۰	۱/۰۵	۱/۱۰	۱/۱۷
رودخانه‌ها با سطح پوشیده از یخ	۱/۲۰	۱/۵۰	۲/۰۰	۱/۰۷	۱/۱۷	۱/۳۳
مسیل‌ها و حوضه‌های سیلابی	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰	۱/۱۷	۱/۲۵	۱/۳۲

برای آن قبیل کانال‌هایی که در جدول (۱-۱) وجود ندارند، می‌توان از روابط زیر نسبت به محاسبه α و β استفاده نمود.

$$\alpha = 1 + 3\varepsilon^2 - 2\varepsilon^3 \quad (۴-۱)$$

$$\beta = 1 + \varepsilon^2 \quad (۵-۱)$$

$$\varepsilon = \frac{V_{\max}}{V} - 1 \quad (۶-۱)$$

در روابط بالا $V_{\max}$ = حداکثر میزان سرعت، V = سرعت متوسط و ε = عامل واسطه‌ای است.

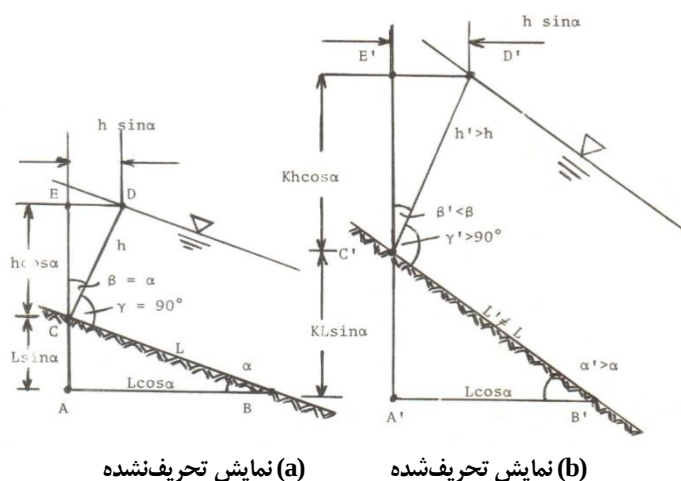
۱-۵- تحریف نمایش‌های گرافیکی (ترسیمی)

کانال‌های ساخته‌شده و همین‌طور مجاری آب بر طبیعی معمولاً در جهت جریان دارای مقادیری شیب می‌باشند. ولی گرادیان شیب در اکثر حالات بسیار کم می‌باشد به‌طوری‌که مقادیر آن برحسب درصد (%) و یا حتی در هزار (۰/۰۰) بیان می‌گردد. به‌طور کلی در نمایش گرافیکی یا ترسیمی مقاطع طولی در امتداد محور کانال‌ها، شیب کف کانال و سایر مختصات آن به‌دشواری قابل ارائه می‌باشد مگر آنکه مقیاس‌های ترسیم مقاطع، به‌طور مناسبی تعدیل گردد.

معمولاً چنین تعدیلی مشتمل بر تحریف و یا اغراقی نمودن مقیاس عمودی در مقایسه با مقیاس افقی است. بدان معنی که فواصل عمودی طبیعی در نمایش ترسیمی با خطوط طویل‌تر (عمودی) در مقایسه با فواصل خطوط افقی که به‌طور طبیعی اندازه‌گیری شده است (افقی) ارائه می‌گردد. لازمه چنین عملی تحریف یا اغراقی نمودن زوایای مربوطه می‌باشد.

در شکل (۱-۵۵)، طول پاره خط $\overline{CB}$ نمایانگر امتداد کف کانال به طول L (در حالت ترسیمی تحریف‌نشده) می‌باشد که با پاره خط $\overline{AB}$ زاویه α را تشکیل می‌دهد؛ بنابراین $\overline{AB} = L \cos \alpha$ خواهد بود درحالی‌که پاره خط $\overline{CD}$ برابر با h و مساوی با عمق اندازه‌گیری شده جریان (عمود بر کف) باشد. زاویه $BCD = \delta = 90^\circ$ و زاویه $ECD = \beta = \alpha$ خواهد بود.

^۱ Kolupaila



شکل ۱-۵: تحریف یا اغراقی نمودن زوایا

در شکل تحریف شده بالا (شکل ۵b) قطعه افقی بدون تغییر باقی مانده و بنابر آن $\overline{A'B'} = \overline{AB} = L \cos \alpha$ و $\overline{E'D'} = \overline{ED} = h \sin \alpha$ لیکن کلیه قطعات عمودی اغراقی گردیده و به اندازه K برابر شده است. بدین ترتیب $\overline{A'C'} = K \cdot \overline{AC}$ یا به عبارتی برابر با $Kh \cos \alpha$ می گردد. در تحریف ترسیمی (گرافیکی) زوایا به صورت اغراقی (تحریف شده) نمایش داده می شود، به طوری که زاویه شیب کف α به نحوی به α' تعدیل گردیده که رابطه $a' = \frac{kL \sin \alpha}{L \cos \alpha} = k \tan \alpha$ و یا $\alpha' > \alpha$ و زاویه β بین صفحات عمود CD و افقی CE که در شکل (۵b-۱)، برابر α است در شکل (۵b-۱)، به β' تغییر یافته به طوری که می توان رابطه $\beta' = \frac{h \sin \alpha}{kh \cos \alpha} = \frac{1}{k} \tan \alpha$ یا $\beta' < \beta = \alpha$ را برقرار نمود. به طور کلی هر چه فاکتور فاصله K بزرگ تر انتخاب شود شیب کف کانال تندتر در مقایسه با حالت تحریف نشده به نظر خواهد رسید یعنی $\alpha' > \alpha$ و مقادیر نزدیک تر آن نشان دهنده عمود بودن سطح مقطع بر کف و مقطع عمودی می باشد؛ یعنی $\beta' < \beta$ ، به عنوان مثال در خصوص شیب کف نسبتاً تندی، معادل ده در هزار (I) و یا $\sin \alpha = 0.01$ فاکتور تحریف $K = 10$ موجب تغییر زاویه $\alpha = 0.573^\circ$ به $\alpha' = 5.711^\circ = 5^\circ + 42' + 39''/6$ (از رابطه $\tan \alpha' = 10 \tan \alpha$) و بر حسب $\beta = \alpha$ موجب تغییر $\beta' = 0.57^\circ$ و برابر $0.326/3''$ (از رابطه $\tan \beta' = \frac{1}{10} \tan \alpha$) خواهد شد؛ بنابراین در نمایش تحریف شده، شیب کف اغراقی گردیده و سطوح عمود شده تقریباً عمودتر به نظر می رسد.

فصل دوم

جریان یکنواخت

۱-۲- تعریف

جریان یکنواخت در مکانیک سیالات و مهندسی هیدرولیک به جریانی گفته می‌شود که مشخصات آن در طول مسیر جریان، ثابت باشد. جریانی که مشخصات آن در طول مسیر متغیر باشد، جریان غیریکنواخت نامیده می‌شود. اگر در یک مسیر طولانی، مشخصات مقطع و شیب بستر جریان ثابت بماند، جریان به تدریج به حالت تعادل می‌رسد و عمق آن به یک مقدار ثابت میل می‌کند که عمق نرمال نام دارد. در این شرایط، تعادل میان نیروهای مختلفی که بر جریان اثر می‌کنند، وجود دارد. معادله‌های شزی و مانینگ رایج‌ترین روابط در تحلیل جریان یکنواخت هستند.

۲-۲- رژیم‌های جریان

در امتداد یک کانال در صورتی که $\frac{\partial v}{\partial I} = 0$ و یا در کانال‌های منشوری $\frac{\partial h}{\partial S} = 0$ باشد، جریان یکنواخت^۱ نامیده می‌گردد و در حالتی که $\frac{\partial v}{\partial S} \neq 0$ و یا در کانال‌های منشوری $\frac{\partial h}{\partial S} \neq 0$ باشد، جریان غیریکنواخت^۲ تلقی می‌گردد.

جریان غیریکنواخت خود ممکن است تند شونده (اگر $\frac{\partial v}{\partial S} > 0$ و یا $\frac{\partial h}{\partial S} < 0$ که در این حالت $v \frac{\partial v}{\partial S} > 0$ شتاب انتقال خواهد بود) و یا کند شونده (درحالی که $\frac{\partial v}{\partial S} < 0$ یا $\frac{\partial h}{\partial S} > 0$) باشد.

هم‌چنین ممکن است جریان‌های همگام یا پایدار^۳ مشروط به اینکه $\frac{\partial v}{\partial t} = 0$ و غیرهمگام یا ناپایدار^۴ درحالی که $\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0$ باشد نیز تقسیم‌بندی گردد. جریان‌های غیرهمگام یا ناپایدار ممکن است به تند شونده (در صورتی که شتاب محلی $\frac{\partial v}{\partial t} > 0$) و یا کند شونده (در حالتی که شتاب محلی $\frac{\partial v}{\partial t} < 0$) تبدیل گردند.

به‌طور کلی جریان در کانال‌های باز در صورتی که عدد $R_e = \frac{VL}{\nu} < 500$ باشد بطئی یا خطی^۵ و در حالتی که $R_e > 1000$ گردد مغشوش یا درهم^۶ می‌باشد (R_e = عدد رینولدز، V سرعت جریان، L طول مشخصه و ν ویسکوزیته سینماتیکی سیال است).

^۱ Uniform flow

^۲ Non-uniform flow

^۳ Steady

^۴ Unsteady

^۵ Laminar

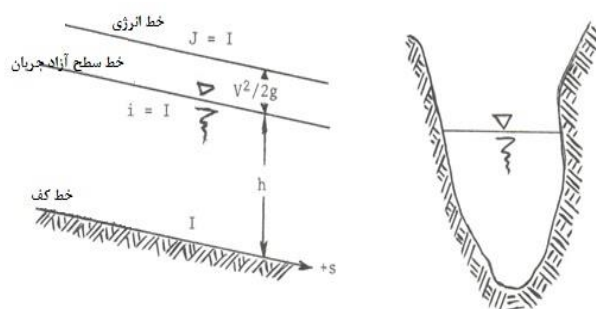
^۶ Turbulent

به همین صورت در حالتی که عدد $F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} < 1$ جریان تحت بحرانی^۱، آرام^۲ و یا جریانی^۳ و هرگاه $F_r = 1$ گردد جریان بحرانی^۴ و در صورتی که $F_r > 1$ باشد جریان در کانال باز فوق بحرانی^۵، سریع^۶ و یا پرتابی^۷ خواهد بود (F_r ، عدد فرود).

۲-۳- جریان همگام (پایدار) و یکنواخت

حتی در کانال‌های ایده‌آل، دقیق و ساخته شده (مصنوعی) که دارای شیب یکنواخت و مسیر مستقیم باشند، امکان ایجاد حالت جریان همگام و یکنواخت وجود ندارد؛ زیرا تغییرات جزئی در مسیر جریان، گرایان مواد پوششی و یا فرسایش و سرانجام حتی اثرات موئینه‌ای^۸ ممکن است موجبات ایجاد تغییراتی در میزان و سرعت جریان گردیده و بدین ترتیب نتوان جریان را همگام و یکنواخت اطلاق نمود. به هر حال اصول نظری جریان در کانال‌های باز بر مبنای حالت همگام و یکنواخت جریان بوده و بر اساس چنین نظریه‌هایی انواع حالت دیگر جریان که با زمان و یا شکل جریان تغییر می‌نماید حاصل آمده است.

همان‌گونه که قبلاً متذکر گردید، در جریان همگام $\frac{\partial V}{\partial Z} = 0$ و جهت جریان یکنواخت در کانال منشوری $\frac{\partial V}{\partial S} = 0$ و $\frac{\partial h}{\partial S} = 0$ می‌باشد. از آنجائی که میزان سرعت (V) ثابت می‌باشد بدین علت خط کف، خط سطح جریان و مقدار $\frac{V^2}{2g}$ نیز بدون تغییر باقی می‌ماند و بدین ترتیب خط انرژی و خط سطح جریان به موازات یکدیگر می‌باشند؛ یعنی: $j = i = I$



شکل ۲-۱: شمای جریان همگام و یکنواخت

^۱ Subcritical

^۲ Tranquil

^۳ Streaming

^۴ Critical flow

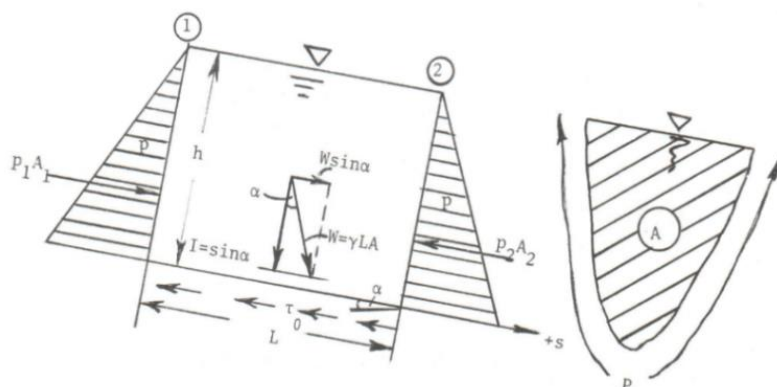
^۵ Super-Critical

^۶ Rapid

^۷ Shooting

^۸ Capillary

هرگاه مایع در حال گذر از کانالی به طول L به وسیله دو صفحه (مقطع) که بر کف کانال عمود شده باشند، مجزا گردد و یک سطح مقطع سیلندری مایع را از محدوده صلب (جامد) کانال مطابق شکل تحریف شده (۱-۲) جدا نماید، نیروهای مؤثر به بدنه مایع بر روی سطوح مقطع به شرح زیر می‌باشند.



شکل ۲-۲: بدنه مایع جدا شده در جریان یکنواخت

از آنجائی که جریان همگام و یکنواخت فرض شده، بنابراین هیچ گونه شتابی وجود ندارد لذا سیستم نیروهایی که به بدنه مایع وارد می‌شود، بایستی در حال تعادل باشند.

نیروهای فشار P_1A_1 و P_2A_2 دارای یک مقدار اندازه لیکن مختلف به جز جهت می‌باشند و یکدیگر را در جهت $+S$ خنثی می‌نمایند؛ یعنی:

$$W \sin \alpha - PL\tau_0 = 0 \quad (1-2)$$

و یا

$$\tau_0 = \frac{\gamma L A \sin \alpha}{PL} = \gamma R I \quad (2-2)$$

حال با قبول اینکه $I = z = \frac{hf}{L}$ در خصوص جریان مورد بحث باشد می‌توان رابطه اخیر را به صورت زیر نیز نشان داد:

$$\tau_0 = \gamma R \cdot \frac{\Sigma hf}{L} \quad (3-2)$$

و یا

$$\Sigma hf = \frac{\tau_0 L}{\gamma R} \quad (4-2)$$

میزان افت بار یا افت انرژی در طول مسیر L بنام افت طولی خوانده می‌شود و می‌توان آن را به وسیله رابطه مشهود داری - ویسباخ^۲ ارائه نمود.

^۱ Solid

^۲ Darcy-Weisbach

$$\Sigma hf = h_L = f \cdot \frac{L}{4R} \cdot \frac{V^3}{2g} \quad (5-2)$$

که در آن،

h_L = افت طولی، f فاکتور اصطکاک (بدون بُعد) و V سرعت متوسط جریان می باشد و سایر علائم معانی قبلی را دارا هستند. با مقایسه دو رابطه ارائه شده برای افت بار می توان τ را به شکل زیر ارائه نمود:

$$\frac{\tau_0 L}{\gamma R} = f \cdot \frac{L}{4R} \cdot \frac{V^3}{2g} \quad (6-2)$$

و یا

$$\tau_0 = \frac{\gamma f V^3}{8g} \quad (7-2)$$

با جایگزینی رابطه اخیر در معادله تعادل ($\tau_0 = \frac{\gamma L A I}{PL} = \gamma R I$) روابط زیر را حاصل می نماید.

$$\frac{\gamma \cdot f \cdot V^3}{8g} = \gamma R I \quad (8-2)$$

یا:

$$V = \sqrt{\frac{8g}{f}} \cdot \sqrt{RI} = C \sqrt{RI} \quad (9-2)$$

رابطه اخیر یکی از قدیمی ترین معادلات مربوط به جریان در کانال های باز می باشد که در مورد جریان های همگام و یکنواخت حاصل آمده است. رابطه فوق که مربوط به جریان آب می باشد در سال ۱۷۷۵ میلادی به وسیله یک مهندس فرانسوی بنام آنتوان شزی^۱ به طور تجربی به دست آمده است.

در رابطه فوق ضریب C امروزه بنام ضریب شزی^۲ نامیده می شود و بُعد آن به صورت زیر است:

$$[C] = [\sqrt{g}] = L^{1/2} \cdot T^{-1} \quad (10-2)$$

مقدار ضریب C در سیستم متریک از ده تا هشتاد متغیر است. بهر حال $C = 40$ عدد متوسط و قابل قبولی می باشد.

۲-۴- سایر روابط جریان یکنواخت

از آنجایی که برآورد و انتخاب C شزی مرتبط با توانایی و تجربه مهندسین طراح است، محققین و مهندسین دیگری سعی در بیان و وابستگی مقدار C به ویژگی های کانال از جمله شعاع هیدرولیکی R ، شیب کف I و نوعی ضریب زبری^۳ نمودند که از میان آنان یکی از دقیق ترین و بهترین روابط به وسیله مهندس سوئیسی امیل اسکارگان گیلت^۴ و ویلهلم رادلف کتر^۵ در سال ۱۸۶۹ میلادی ارائه گردید.

^۱ Antoine Chezy

^۲ Chezy Coefficient

^۳ Roughness

^۴ Emile Oscar Ganguillet

^۵ Wilhelm Rudolf Kutter

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{I}}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}} \cdot \left(23 + \frac{0.00155}{I} \right)} \quad (11-2)$$

در رابطه بالا، n ضریب زبری ایست که طی صدها آزمون در مناطق مختلف از جمله بروی رودخانه می‌سی‌سی‌پی کشور ایالات متحده حاصل آمده و بعداً برای کاربرد در معادله مانینگ^۱ تطبیق داده شد.

چند سال بعد در سال ۱۸۹۷ میلادی یک مهندس فرانسوی (دستیار داری^۲) بنام هنری امیل بیزین^۳ رابطه ساده‌تری را که بستگی به شیب کف I نداشته باشد، به شرح زیر پیشنهاد نمود:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}} \quad (12-2)$$

در معادله فوق R شعاع هیدرولیکی و m ضریب زبری که مقدار آن از ۰/۰۵۵ (برای کانال‌های سیمانی با پوشش مناسب) تا ۴/۵۸ (برای مجاری آب‌بر طبیعی، در شرایط غیر مناسب از قبیل وجود سنگ و صخره، رویش گیاهان و غیره) می‌باشد.

در جدول (۱-۲) ضرایب زبری پیشنهادی بیزین برای محاسبه مقادیر ضریب C در رابطه شزی برای انواع مختلف کانال‌ها ارائه شده است.

جدول ۲-۱: ضرایب زبری (m) پیشنهادی "بیزین" برای محاسبه ضریب (C) در رابطه شزی برای انواع کانال‌ها

شرایط				نوع کانال (آبراهه)
ضعیف	متوسط	خوب	عالی	
● کانال‌های مصنوعی (ساخته‌شده)				
۱/۰۶	۰/۸۸	۰/۷۰	۰/۵۰	کانال مستقیم، منظم و خاکی
۲/۱۰	۱/۷۵	۱/۳۵	۱/۰۵	کانال خاکی همراه با رویش گیاهان، سنگریزه و ...
۲/۳۰	۲/۰۵	۱/۷۵	۱/۳۸	کانال حفاری شده در صخره
● کانال‌های (آبراهه‌های) طبیعی				
۲/۱۰	۱/۷۵	۱/۳۵	۱/۰۵	کانال‌های خوب نگهداری شده
۴/۵۸	۳/۵۰	۲/۴۰	۱/۷۵	کانال همراه با رویش گیاهان، سنگریزه و ...
● کانال‌های پوشش شده				
۰/۲۲	۰/۱۴	۰/۰۵۵		کانال بتونی با سطح سیمانی صاف
۰/۳۳	۰/۲۷۵	۰/۲۲	۰/۰۵۵	کانال چوبی با سطح ناصاف و یا پوشش سنگی صاف
۱/۳۸	۱/۰۵	۰/۶۹	۰/۵۰	کانال با پوشش سنگی و بندکشی درزها با ملات سیمان با سطح ناصاف
۱/۷۵	۱/۶۰	۱/۳۸	۱/۰۵	کانال با پوشش سنگی بدون بندکشی با ملات سیمان با سطح ناصاف

^۱ Manning

^۲ Darcy

^۳ Henri Emile Bazin

۲-۵- معادله مانینگ برای جریان یکنواخت

یکی از معروفترین روابط مربوط به جریان یکنواخت بانام مهندس ایرلندی، روبرت مانینگ^۱ تداعی دارد؛ زیرا او در سال ۱۸۸۹ میلادی معادله زیر را ارائه نمود.

$$V = K \cdot R^{1/3} I^{2/3} \quad (۲-۱۳)$$

مانینگ معتقد بود که رابطه ایشان به استناد ارقام موجود (در آن زمان) بهترین نتیجه را داشته است، پس از آن ضریب K به ترتیب زیر با ضریب گان گیله کتر مرتبط دانسته شد،

$$K = \frac{1}{n} \quad (۲-۱۴)$$

و بدین ترتیب امروزه معادله مانینگ به شکل زیر ارائه می گردد.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{2/3} \quad (۲-۱۵)$$

جالب خواهد بود که عنوان شود، در حقیقت خود مانینگ هرگز ضریب n را پیشنهاد ننمود و درواقع ارائه رابطه ای بین ضریب C شزی و معادله مانینگ موردنظر او نبوده است.

$$C = \frac{1}{n} R^{2/3} \quad (۲-۱۶)$$

همانند آنچه به وسیله مؤلفین و مؤسساتی چند نیز بیان گردید، آنچه را امروزه معادله مانینگ می دانیم، نه هرگز مورد توصیه او بوده و نه نامبرده آن را پیشنهاد نموده است.

مقادیر ضرایب زبری (n) برای انواع پوشش کانال ها و کاربرد در معادله مانینگ در جدول (۲-۲) فهرست گردیده است.

^۱ Robert Manning

جدول ۲-۲: مقادیر ضریب زبری (n) برای کاربرد در معادله مانینگ

نوع (جنس) پوشش کانال	مقادیر ضریب زبری (n)
کانال خاکی بدون پوشش	۰/۰۳۰-۰/۰۴۰
پوشش با ملات سیمان	۰/۰۱۴-۰/۰۱۵
سطح سیمان صیقل	۰/۰۱۳
لوله‌های بتونی	۰/۰۱۴-۰/۰۱۶
تنبوشه (سفالی) معمولی	۰/۰۱۴-۰/۰۱۶
کانال نیم لوله بتونی، پیش‌ساخته	۰/۰۱۴-۰/۰۱۵
کانال نیم بیضی، پیش‌ساخته	۰/۰۱۳-۰/۰۱۴
پوشش خاک-سیمان	۰/۰۲۶
پوشش سنگ در جدار، بتون تخته ماله‌ای در کف	۰/۰۱۷
پوشش با سنگ تراش شده صاف و بندکشی درزها	۰/۰۱۵
پوشش با سنگ لاشه و بندکشی درزها	۰/۰۲۵
پوشش آجری صاف با ملات سیمان و بندکشی درزها	۰/۰۱۵
پوشش آسفالت (به‌وسیله ماشین)	۰/۰۱۵
پوشش بتون آسفالتی (به‌وسیله ماشین)	۰/۰۱۴
پوشش بتون فشاری با سطح صاف	۰/۰۱۶
پوشش بتون فشاری با سطح متوسط	۰/۰۱۷
پوشش بتونی (سیمان) به‌وسیله ماشین	۰/۰۱۴
پوشش با ورق پلاستیک	۰/۰۱۵

در روابط بالا جریان یکنواخت در حالت‌هایی بیان شد که مقدار n در طول کانال و محیط خیس شده آن مقدار ثابتی منظور می‌گردد. علاوه بر آن آب در سطح کانال به حالت مایع (بدون یخ بستگی که این عامل موجب کندی جریان می‌گردد) جریان دارد. گاهی مواقع ملاحظه می‌شود که سطح کانال از یخ پوشیده شده و سطح مقطع نیز نامنظم است. در مورد حالات اخیر موارد زیر مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲-۵-۱- مقادیر ضریب زبری (n) در سطح خیس شده کانال

در کانال‌های نامنظم در یک سطح مقطع جریان (A) و محیط خیس شده (P) ممکن است از دو و یا چند نوع ماده مختلف پوشیده شده باشد. در حالت‌هایی نیز که از یک نوع مصالح ساختمانی در پوشش کانال‌ها استفاده شده باشد، نیز ممکن است ضریب زبری جدار کف و اضلاع جانبی کانال متفاوت باشد. در چنین حالاتی نیز می‌توان متوسط مقدار سرعت جریان را از طریق کاربرد روابط جریان‌های یکنواخت محاسبه نمود. نظر به اینکه در روابط جریان‌های یکنواخت فقط از یک مقدار برای n باید استفاده نمود، از این نظر محاسبه مقدار ضریب زبری جدار معادل^۱ الزامی است.

برای تعیین مقدار ضریب زبری جدار معادل (n) ابتدا باید محیط خیس شده را به N قسمت یا طول‌های $P_1, P_2, \dots, P_N$ و با ضرایب زبری جدار $n_1, n_2, \dots, n_N$ تقسیم نمود. هورتن و اینشتین^۲ فرض نمودند که هر سطح مستقر در بالای

^۱ Equivalent “ n ” value

^۲ Horton & Einstein

این طول‌ها دارای سرعتی برابر با سرعت متوسط جریان در تمام سطح مقطع می‌باشند و بر این مبنا میزان سرعت‌ها را $V = V_1 = V_2 = V_3 = \dots V_N$ فرض نموده و رابطه زیر را پیشنهاد نمودند:

$$n = \left[\frac{\sum_1^N (P n_{N,N}^{1,\Delta})}{P} \right]^{\frac{1}{\tau}} \quad (17-2)$$

رابطه بالا را به صورت زیر نیز می‌توان ارائه داد:

$$n = \frac{(P n_{1,1}^{1,\Delta} + P n_{2,2}^{1,\Delta} + \dots + P n_{N,N}^{1,\Delta})^{\frac{1}{\tau}}}{P^{\frac{1}{\tau}}} \quad (18-2)$$

در رابطه فوق $P = (P_1 + P_2 + P_3 + \dots + P_N)$ ، کل طول محیط خیس شده است.

فرضیات دیگری نیز در خصوص تعیین مقدار ضریب زبری جدار معادل (n) وجود دارد که از جمله پاول و سیکی^۱، موهل و فر^۲، اینشتین^۳ و بانکس^۴ چنین فرض نمودند که مجموع نیروهای مقاوم که در جهت خلاف حرکت جریان مؤثر می‌باشند با مجموع نیروهای مقاومی که در سطح تقسیم گردیده، به وجود می‌آید برابر خواهند بود و بر این مبنا رابطه زیر را پیشنهاد نمودند.

$$n = \frac{\left[\sum_1^N (P n_N^{\tau}) \right]^{\frac{1}{\tau}}}{P^{\frac{1}{\tau}}} \quad (19-2)$$

رابطه بالا را به صورت زیر نیز می‌توان نمایش داد:

$$n = \frac{(P n_{1,1}^{\tau} + P n_{2,2}^{\tau} + \dots + P n_{N,N}^{\tau})^{\frac{1}{\tau}}}{P^{\frac{1}{\tau}}} \quad (20-2)$$

در رابطه بالا علائم بکار رفته دارای معانی قبلی است.

لوتر^۵ فرض نمود که کل میزان دبی جریان برابر با مجموع دبی سطوح جدا شده (سطوح فرعی) است و برای تعیین میزان ضریب زبری جدار معادل رابطه زیر را پیشنهاد نمود.

$$n = \frac{P.R^{\frac{1}{\tau}}}{\sum_1^N \left(\frac{P_N R_N^{\frac{1}{\tau}}}{n_N} \right)} \quad (21-2)$$

رابطه بالا را به صورت زیر نیز می‌توان ارائه داد.

^۱ Pavlovskie

^۲ Muhlefer

^۳ Einstein

^۴ Banks

^۵ Lotter

$$n = \frac{P.R_1^{\frac{2}{3}}}{\frac{P.R_1^{\frac{2}{3}}}{n_1} + \frac{P.R_2^{\frac{2}{3}}}{n_2} + \dots + \frac{P.R_N^{\frac{2}{3}}}{n_N}} \quad (2-22)$$

در رابطه اخیر $R_1, R_2, \dots, R_N$ شعاع‌های هیدرولیکی سطوح جدا شده می‌باشند. برای کانال‌های ساده می‌توان در این خصوص فرض زیر را اعمال نمود.

$$R = R_1 = R_2 = \dots = R_N \quad (2-23)$$

۲-۵-۲- مقدار ضریب زبری (n) در اثر پوشش یخ (یخ بستگی)

هرگاه در مناطقی که طراحی کانال در آن موردنظر است و احتمال یخ بستگی در سطح کانال وجود داشته باشد، مقدار n را می‌توان با استفاده از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$n = \frac{n_2}{\sqrt{1+a}} \left(a^{\frac{1}{3}} + \varepsilon_2^{\frac{1}{3}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2-24)$$

که در آن،

n = ضریب زبری جدار در رابطه مانینگ در مواقعی که سطح کانال یخ بسته باشد.

n_2 = ضریب زبری جدار در رابطه مانینگ مربوط به پوشش یخ

$a = \frac{P_2}{P_1}$ و $\varepsilon_2 = \frac{n_1}{n_2}$ ضرایب مربوط به رابطه بالا می‌باشند.

اندیس‌های دوگانه (۱ و ۲) مربوط به حالت‌های بدون پوشش یخ و با پوشش یخ است. به‌عنوان مثال P_1 محیط خیس شده جریان مربوط به بستر کانال و P_2 محیط خیس شده مربوط به سطح یخ‌زده است. به همین ترتیب مقادیر n_1 و n_2 نیز ضرایب زبری جدار بستر کانال و پوشش یخ (سطح آب) است.

در کانال‌های عریض که مقادیر P_1 و P_2 باهم به‌طور تقریبی برابرند، مقدار $a = 1$ خواهد بود؛ بنابراین، مقدار n با استفاده از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$n = \frac{n_2}{\sqrt{2}} \left(1 + \varepsilon_2^{\frac{1}{3}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2-25)$$

در شرایط کاربرد روابط (۲-۲۰ و ۲-۲۱)، مقدار ضریب زبری پوشش یخ از معادله زیر قابل محاسبه است:

$$n_2 = \left(1.68 n_1^{\frac{1}{3}} - n_1^{\frac{1}{3}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2-26)$$

در رابطه بالا، n_1 مربوط به ضریب زبری جدار بستر کانال (و نه سطح یخ‌بسته) است. در صورتی که فرض شود، مقادیر دبی جریان برای حالات «با» و «بدون» پوشش یخ (در سطح کانال) به ترتیب Q و Q_1 باشند. با کاربرد رابطه مانینگ و فرض اینکه $R = \frac{R_1}{2}$ که در آن R و R_1 شعاع‌های هیدرولیکی جریان «با» و «بدون» پوشش یخ می‌باشند. میزان دبی جریان با سطح یخ‌زده از رابطه زیر قابل استخراج است.

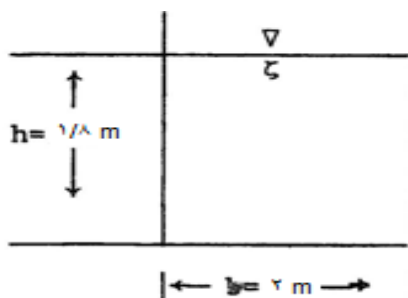
$$Q = 0.63 \frac{n_1}{n} Q_1 \quad (2-27)$$

در تکمیل این بحث لازم است تذکر داده شود که هرگاه سطح آب در کانال یخ زده باشد، محیط خیس شده جریان در کانال افزایش می یابد. سطح زیرین یخ در سطح کانال ممکن است از نظر زبری همانند پوشش سیمانی کانال و یا دارای ضریب زبری معادل بستر مجاری آب بر طبیعی باشد (این حالت در مواقعی که بلوک های شناور یخ بر روی سطح آب موجود باشند، صحیح است). جدول (۳-۲) مقادیر ضریب زبری جدار (n) کانال هایی که به وسیله یخ پوشیده شده و توسط لوتر^۱ تهیه شده است را نشان می دهد.

جدول ۳-۲: مقادیر n برای کانال های یخ بسته و لایروبی شده (یخ زدایی)

مقدار n	سرعت جریان (متر بر ثانیه)	شرایط یخ موجود
۰/۱۰ - ۰/۱۲	۰/۴ - ۰/۶	یخ صاف یا صیقل
۰/۱۴ - ۰/۱۷	> ۰/۶	بدون، بلوک های یخ شناور در سطح آب
۰/۱۶ - ۰/۱۸	۰/۴ - ۰/۶	با بلوک های یخ شناور در سطح آب
۰/۱۷ - ۰/۲۰	> ۰/۶	
۰/۲۳ - ۰/۲۵	۰۰۰۰	یخ ناصاف، با بلوک های یخ شناور در سطح آب

مثال ۱-۲: در کانال مستطیلی شکلی به عرض کف ۲ متر، میزان دبی با عمق ۱/۸ متر جریان دارد هرگاه کانال به وسیله ملات سیمانی (با ضریب زبری $n = 0.013$) پوشش شده باشد و شیب طولی آن ۲ در هزار باشد دبی و سرعت جریان چقدر است؟



$$A = 2 \times 1/8 = 3/6$$

مترمربع

$$P = 2 + 2 \times 1/8 = 5/6$$

متر

$$R = \frac{A}{P} = \frac{3/6}{5/6} = 0.643$$

متر

^۱ Lotter

$$R^{\frac{2}{3}} = (0.0643)^{\frac{2}{3}} = 0.0747$$

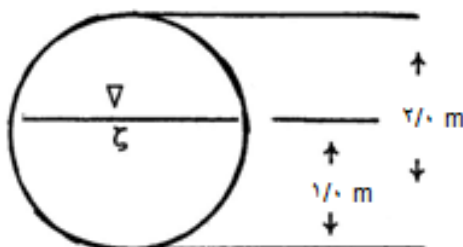
مترمربع بر ثانیه

$$Q = \frac{A}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} = \frac{3/6}{0.013} \times 0.0747 \times 0.002^{\frac{1}{2}} = 9/26$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{9/26}{3/6} = 2/57$$

متر بر ثانیه

مثال ۲-۲: در کانال دایره‌ای شکل با قطر داخلی ۲ متر، میزان دبی با عمق ۱ متر جریان دارد هرگاه ضریب زبری جدار داخلی کانال $n = 0.02$ و شیب طولی کانال لوله‌ای ۲/۵ در هزار باشد، دبی و سرعت جریان چقدر است؟



حل:

$$A = \frac{1}{2} \times \frac{\pi \times 2^2}{4} = 1/57$$

مترمربع

$$P = \frac{1}{2} \times \pi \times 2 = 3/14$$

متر

$$R = \frac{A}{P} = \frac{1/57}{3/14} = 0.05$$

متر

$$R^{\frac{2}{3}} = (0.05)^{\frac{2}{3}} = 0.0630$$

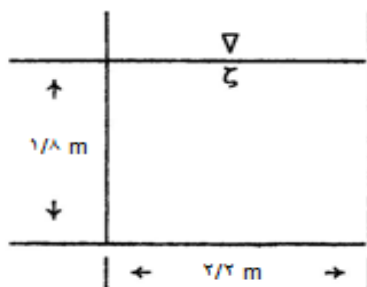
$$Q = \frac{A}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} = \frac{1/57}{0.020} \times 0.0630 \times \sqrt{\frac{2/5}{1000}} = 2/47$$

مترمکعب بر ثانیه

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{2/47}{1/57} = 1/57$$

متر بر ثانیه

مثال ۳-۲: در کانال مستطیلی شکل با عرض کف ۲/۲ متر میزان دبی با عمق ۱/۸ متر جریان دارد، هرگاه ضریب زبری کانال $n = 0.020$ و مقدار دبی اندازه‌گیری شده ۱۰ مترمکعب در ثانیه باشد، شیب طولی کانال را محاسبه نمایید.



حل:

$$A = 2/2 \times 1/8 = 3/96$$

مترمربع

$$P = 2/2 + 2 \times 1/8 = 5/8$$

متر

$$R = \frac{A}{P} = \frac{3/96}{5/8} = 0/683$$

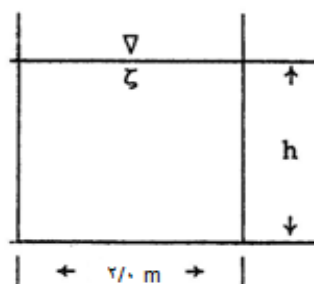
متر

$$R^{1/3} = (0/683)^{1/3} = 0/777$$

$$I = \left(\frac{n \times Q}{A \times R^{1/3}} \right)^3 = \left(\frac{0/020 \times 10}{3/96 \times 0/777} \right)^3 = 4/23$$

در هزار

مثال ۲-۴: در کانال مستطیلی شکل با عرض کف ۲ متر میزان دبی برابر با ۸ مترمکعب در ثانیه در جریان است هرگاه ضریب زبری جدار کانال $n = 0/018$ و شیب طولی آن ۳ در هزار باشد، عمق جریان در کانال چقدر است؟



حل:

$$A = 2h$$

$$P = 2 + 2h$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{2h}{2 + 2h} = \frac{h}{1 + h}$$

$$Q = \frac{A}{n} \times R^{1/3} \times I^{1/3}$$

$$A \times R^{1/3} = \frac{n \times Q}{I^{1/3}}$$

$$A \times R^{\frac{2}{3}} = \tau h \left(\frac{h}{1+h} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\frac{n \times Q}{I^{\frac{1}{3}}} = \frac{0.018 \times 8}{\sqrt{0.03}} = 2.63$$

$$\Rightarrow \tau h \left(\frac{h}{1+h} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.63$$

$$h \left(\frac{h}{1+h} \right)^{\frac{2}{3}} = 1/315$$

طرفین معادله را به توان $\frac{3}{2}$ می‌رسانیم:

$$h \left(\frac{h}{h+1} \right)^{\frac{2}{3}} = \frac{h \times h^{\frac{2}{3}}}{(h+1)^{\frac{2}{3}}} = \frac{h^{\frac{5}{3}}}{(h+1)^{\frac{2}{3}}} = 1/315$$

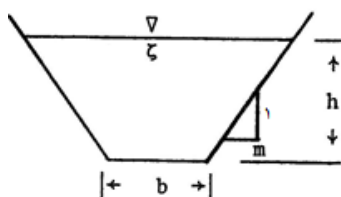
$$f(h) = \frac{h^{\frac{5}{3}}}{h+1} = (1/315)^{\frac{3}{2}} = 1/50.8$$

جدول ۲-۴: نتایج محاسبات مثال ۲-۴

h (m)	f(h)
۱	$\frac{1}{2} = 0.5 < 1/50.8$
۲	$\frac{4\sqrt{2}}{3} = 1.89 > 1/50.8$
۱/۷	۱/۳۹۷
۱/۸	۱/۵۵۲
۱/۷۷	۱/۵۰۴
۱/۷۸	۱/۵۲۲

$\left. \begin{matrix} 1/50.4 \\ 1/52.2 \end{matrix} \right\} h = 1/77 \text{ متر}$

مثال ۲-۵: در کانال دوزنقه‌ای شکل با عرض کف ۳ متر و شیب جانبی $m = 2$ ($1V:2H$) و ضریب زبری جدار کانال برابر با $n = 0.02$ میزان دبی برابر با ۱۰ مترمکعب در ثانیه در حالی جریان دارد که شیب طولی کانال ۱ در هزار می‌باشد، عمق جریان در کانال چقدر است؟



حل:

$$A = b \times d + m \times h^{\frac{2}{3}} = 3h + 2h^{\frac{2}{3}}$$

$$= 2h(h + 1/5)$$

$$P = b + 2\sqrt{1+m^{\frac{2}{3}}} \times h = 3 + 2\sqrt{5} \times h$$

$$= 3 + 2 \times 2/23 \times h = 3 + 4/46 \times h$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{2h(h + 1/5)}{4/46 \times h + 3} = \frac{. / 446 \times h(h + 1/5)}{h + . / 671}$$

$$A \times R^{\frac{2}{3}} = 2h(h + 1/5) \times \left[\frac{. / 446 \times h(h + 1/5)}{h + . / 671} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$= 2h(h + 1/5) \times . / 446^{\frac{2}{3}} \times \frac{[h(h + 1/5)]^{\frac{2}{3}}}{(h + . / 671)^{\frac{2}{3}}}$$

$$= 2 \times . / 583 \times \frac{h(h + 1/5)[h(h + 1/5)]^{\frac{2}{3}}}{(h + . / 671)^{\frac{2}{3}}}$$

طرفین معادله را به توان $\frac{3}{2}$ می‌رسانیم:

$$\frac{[h(h + 1/5)]^{\frac{2}{3}}}{(h + . / 671)^{\frac{2}{3}}} = \frac{6/32}{1/166} = 5/43$$

$$f(h) = \frac{[h(h + 1/5)]^{\frac{2}{3}}}{h + . / 671} = 5/43^{\frac{3}{2}} = 12/61$$

جدول ۵-۲: نتایج محاسبات مثال ۵-۲

h (m)	f(h)
۱	$\frac{(1 \times 2/5)^{\frac{2}{3}}}{1/671} = 5/89 < 12/61$
۱/۱	۷/۸۱
۱/۲	۱۰/۸۱
۱/۳	۱۲/۸۳
۱/۲۵	۱۱/۴۰
۱/۲۸	۱۲/۲۴
۱/۲۹	۱۲/۵۳
۱/۳۰	۱۲/۸۳

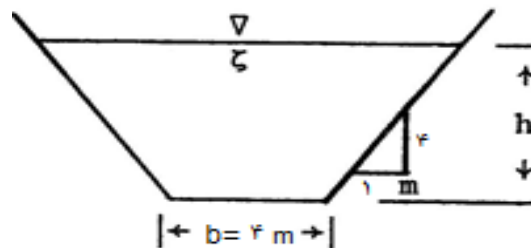
$h = 1/29$ متر

مثال ۶-۲: در یک کانال دوزنقه‌ای به عرض کف ۴/۰ متر با شیب جانبی (۴H:۱V) میزان جریان آب با عمق ۲/۰ متر در جریان است، موارد زیر را محاسبه نمایید.

الف - عمق متوسط جریان ($\bar{h}$)

ب- هرگاه میزان دبی در این کانال برابر با ۵۰ مترمکعب در ثانیه باشد سرعت متوسط جریان چقدر است؟

ج- اگر شیب طولی کانال $I = 0.002$ باشد در حالت نرمال ضریب زبری (n) را محاسبه نمایید.



حل:

$$B = b + 2m \times h$$

$$B = 4 + 2 \times 4 \times 2 = 20$$

$$A = b \times h + m \times h^2$$

$$= 4 \times 2 + 4 \times 2^2 = 24$$

$$\bar{h} = \frac{A}{B} = \frac{24}{20} = 1.2$$

$$Q = V \times A \rightarrow V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{50}{24} = 2.08$$

متر بر ثانیه

$$V = 2.08 \text{ متر بر ثانیه}$$

$$Q = 50, A = 24, \text{ مترمکعب در ثانیه و}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{A}{b + 2\sqrt{1+m^2} \times h}$$

$$= \frac{24}{4 + 2\sqrt{1+4^2} \times 2} = \frac{24}{20.41} = 1.17$$

متر

با کاربرد رابطه شزی:

$$V = \frac{Q}{A} = C \sqrt{R \times I}$$

$$C = \frac{V}{\sqrt{R \times I}} = \frac{2.08}{\sqrt{1.17 \times 0.002}} = 43$$

$$C = \frac{1}{n} \times R^{\frac{1}{\epsilon}} \rightarrow n = \frac{R^{\frac{1}{\epsilon}}}{C} = \frac{(1/17)^{\frac{1}{\epsilon}}}{43}$$

$$n = 0/024$$

مثال ۲-۷: کانال نامنظمی از نظر محیط خیس شده به سه قسمت $P_1 = 1/5$ ، $P_2 = 2/0$ و $P_3 = 3$ متر تقسیم شده و ضرایب زبری مربوط به آن‌ها به ترتیب $n_1 = 0/01$ ، $n_2 = 0/015$ و $n_3 = 0/025$ می‌باشد. با استفاده از روش هورتن و انیشتین ضریب زبری معادل جدار کانال را محاسبه نمایید.

$$n = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i \times n_i^{1/5})}{P} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (24-2)$$

$$n = \frac{(P_1 n_1^{1/5} + P_2 n_2^{1/5} + P_3 n_3^{1/5})^{\frac{2}{3}}}{P^{\frac{2}{3}}} \quad (25-2)$$

$$n = \frac{(1/5 \times 0/01^{1/5} + 2 \times 0/015^{1/5} + 3 \times 0/025^{1/5})^{\frac{2}{3}}}{(1/5 + 2 + 3)^{\frac{2}{3}}} = 0/018$$

مثال ۲-۸: با توجه به اطلاعات مثال بالا و با استفاده از رابطه (۱۵-۲) ضریب زبری معادل جدار کانال را محاسبه نمایید.

$$n = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (P_i \times n_i^{\frac{1}{r}}) \right]^{\frac{1}{r}}}{P^{\frac{1}{r}}} \quad (26-2)$$

$$n = \frac{(P_1 n_1^{\frac{1}{r}} + P_2 n_2^{\frac{1}{r}} + P_3 n_3^{\frac{1}{r}})^{\frac{1}{r}}}{P^{\frac{1}{r}}} \quad (27-2)$$

$$n = \frac{(1/5 \times 0/01^{\frac{1}{r}} + 2 \times 0/015^{\frac{1}{r}} + 3 \times 0/025^{\frac{1}{r}})^{\frac{1}{r}}}{(1/5 + 2 + 3)^{\frac{1}{r}}} = 0/019$$

مثال ۲-۹: سطح مقطع کانال نامنظمی به سه قسمت تفکیک گردیده که در آن A_1 ، A_2 و A_3 به ترتیب ۲، ۳ و ۴ مترمربع و محیط‌های خیس شده مربوط به آن‌ها به ترتیب P_1 ، P_2 و P_3 به ترتیب ۱/۵، ۲ و ۳ متر و ضرایب زبری جدار

بسترهای مربوطه n_1 ، n_2 و n_3 به ترتیب $0/01$ ، $0/015$ و $0/025$ می‌باشد. با استفاده از معادله لوتر ضریب زبری معادل کانال را محاسبه نمایید.

$$R_1 = \frac{A_1}{P_1} = \frac{2}{1/5} = 1/25 \quad \text{متر}$$

$$R_2 = \frac{A_2}{P_2} = \frac{2}{2} = 1/5 \quad \text{متر}$$

$$R_3 = \frac{A_3}{P_3} = \frac{4}{3} = 1/25 \quad \text{متر}$$

$$R = R_1 + R_2 + R_3 = 1/25 + 1/5 + 1/25 = 4/16 \quad \text{متر}$$

$$P = P_1 + P_2 + P_3 = 1/5 + 2 + 3 = 6/5 \quad \text{متر}$$

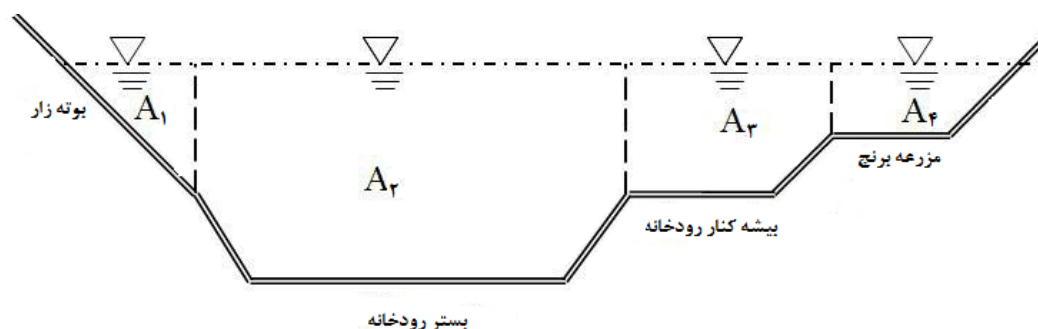
$$n = \frac{P \times R^{\frac{5}{3}}}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{P_i \times R_i^{\frac{5}{3}}}{n_i} \right)} \quad (28-2)$$

$$n = \frac{P \times R^{\frac{5}{3}}}{\frac{P_1 \times R_1^{\frac{5}{3}}}{n_1} + \frac{P_2 \times R_2^{\frac{5}{3}}}{n_2} + \frac{P_3 \times R_3^{\frac{5}{3}}}{n_3}} \quad (29-2)$$

$$n = \frac{6/5 \times 4/16^{\frac{5}{3}}}{\frac{1/5 \times 1/25^{\frac{5}{3}}}{0/01} + \frac{2 \times 1/5^{\frac{5}{3}}}{0/015} + \frac{3 \times 1/25^{\frac{5}{3}}}{0/025}} = 0/01$$

مثال ۲-۱۰: کانال مرکب (نامنظم) زیر را در نظر بگیرید برخی پارامترهای هیدرولیکی آن در جدول زیر نشان داده شده

است. هرگاه شیب طولی آن $I = \left(\frac{1}{650} \right)$ باشد، مقدار دبی عبوری از این کانال را محاسبه نمایید؟



جدول ۲-۶: برخی پارامترهای مورد نیاز برای حل مثال ۲-۱۰

ردیف	A (m)	P (m)	m	R	$R^{\frac{2}{3}}$ (m)
۱	۳۶/۸	۱۱/۷۰	۰/۰۶۵	۳/۱۵	۲/۱۴۹
۲	۱۰۴۴/۴	۱۰۶/۶	۰/۰۳۵	۹/۸۵	۴/۵۹۵
۳	۱۴۶/۵	۲۸/۰	۰/۰۶۵	۵/۲۳	۳/۰۱۳
۴	۹۱/۱	۳۹/۵	۰/۰۵۰	۲/۳۱	۱/۷۴۷

$$I = \left(\frac{1}{650} \right) \rightarrow I^{\frac{1}{2}} = 0.039$$

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = V \times A$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^4 Q = 5766$$

جدول ۲-۷: مقادیر سرعت و دبی جریان هرکدام از سطح مقطع‌های مثال ۲-۱۰

ردیف	مقطع	سرعت جریان (متر بر ثانیه)	دبی جریان (مترمکعب در ثانیه)
۱	A_1	$V_1 = 1/25$	$Q_1 = 47/0$
۲	A_2	$V_2 = 5/10$	$Q_2 = 5320/0$
۳	A_3	$V_3 = 1/81$	$Q_3 = 265/0$
۴	A_4	$V_4 = 1/36$	$Q_4 = 134/0$

مثال ۲-۱۱: معادله مانینگ را برای لوله‌های با جریان پر بنویسید (قطر داخلی لوله D در نظر گرفته شده است)؟

$$Q = A \times \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{D}{4}$$

$$Q = 0.312 \times \frac{1}{n} D^{2/67} \times I^{\frac{1}{2}}$$

با استفاده از معادله بالا می‌توان قطر داخلی لوله، شیب طولی و ضریب زبری لوله را از روابط زیر محاسبه نمود:

$$D = 1/548 (n \times Q)^{0.375} \times I^{-0.188}$$

$$I = 10/3 \times n^2 \times Q^2 \times D^{-5/33}$$

$$n = \frac{0.312}{Q} \times D^{2/67} \times I^{\frac{1}{2}}$$

مثال ۲-۱۲: رابطه ضریب زبری (n) معادله مانینگ) و ضریب افت اصطکاک (f) در معادله دارسی-وایسباخ را برحسب قطر داخلی لوله بنویسید؟

$$h_L = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$g = 9.81$$

$$I = \frac{h_L}{L}$$

$$V = \frac{4}{427} \frac{D^{\frac{1}{2}}}{f^{\frac{1}{2}}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \rightarrow R = \frac{D}{4}$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot 0.395 \times D^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

$$\frac{4}{427} \frac{D^{\frac{1}{2}}}{f^{\frac{1}{2}}} \times I^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{n} \cdot 0.395 \times D^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

$$n = 0.9 \times D^{\frac{1}{6}} \times f^{\frac{1}{2}}$$

مثال ۲-۱۳: رابطه ضریب زبری (n) معادله مانینگ) و ضریب افت اصطکاک (f) در معادله دارسی-وایسباخ را برحسب شعاع هیدرولیکی لوله بنویسید؟

$$h_f = f \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g}$$

$$h = \frac{P}{W}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{D}{4} \rightarrow D = 4 \times R$$

$$g = 9.81$$

$$h_f = f \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2 \times 9.81} = f \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{19.6}$$

$$h_f = f \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{19.6} \rightarrow 19.6 D \times h_f = f \times L \times V^2$$

$$19.6 \times D \times h_f = f \times L \times V^2$$

$$V^{\frac{2}{3}} = \frac{19/6 \times D \times h_f}{f \times L}$$

$$\frac{h_f}{L} = I$$

$$D = \frac{2}{3} \times R$$

$$V = \sqrt{\frac{19/6 \times D}{f}} \times I$$

$$V = \sqrt{\frac{19/6 \times \frac{2}{3} \times R}{f}} \times I$$

$$V = \frac{\frac{1}{\sqrt{f}}}{\frac{1}{\sqrt{f}}} \times \sqrt{R \times I} = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{3}}$$

$$\frac{\frac{1}{\sqrt{f}}}{\frac{1}{\sqrt{f}}} \times R^{\frac{1}{3}} \times I^{\frac{1}{3}} = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{3}}$$

$$\frac{\frac{1}{\sqrt{f}}}{\frac{1}{\sqrt{f}}} \times R^{\frac{1}{3}} = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \rightarrow \frac{\frac{1}{\sqrt{f}}}{\frac{1}{\sqrt{f}}} \times R^{\frac{1}{3}} = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} \times n \times R^{\frac{1}{3}} = f^{\frac{1}{3}} \times R^{\frac{2}{3}}$$

$$n = \frac{f^{\frac{1}{3}} \times R^{\frac{2}{3}}}{\frac{1}{\sqrt{f}} \times R^{\frac{1}{3}}} = \frac{1}{\frac{1}{\sqrt{f}}} \times f^{\frac{1}{3}} \times R^{\frac{2}{3}} \times R^{\frac{-1}{3}} = \frac{1}{\sqrt{f}} \times f^{\frac{1}{3}} \times R^{\frac{1}{3}}$$

$$n = \frac{1}{\sqrt{f}} \times f^{\frac{1}{3}} \times R^{\frac{1}{3}}$$

فصل سوم

انرژی

۳-۱- تعریف

در فیزیک، انرژی به معنی فعالیت، عملیات یا کارمایه، خاصیت کمیتی یک جسم است که قابل اندازه‌گیری و انتقال به اشیای دیگر یا قابل تبدیل به حالت‌ها و شکل‌های مختلف است. انرژی کمیتی بنیادین است که برای توصیف وضعیت یک ذره، شیء یا سامانه به آن نسبت داده می‌شود. در کتاب‌های مرجع فیزیک، انرژی را به صورت توانایی انجام کار تعریف می‌کنند. تا به امروز گونه‌های متفاوتی از انرژی شناخته شده که با توجه به نحوه آزادسازی و تأثیرگذاری به دسته‌های متفاوتی طبقه‌بندی می‌شوند از آن جمله می‌توان انرژی جنبشی، انرژی پتانسیل، انرژی گرمایی، انرژی الکترومغناطیسی، انرژی شیمیایی و انرژی الکتریکی و انرژی هسته‌ای را نام برد. بجز انرژی هسته‌ای، عامل و منبع همه گونه انرژی‌هایی که بشر از آن استفاده می‌کند (انرژی مواد فسیل، انرژی آبی و غیره) خورشید است.

۳-۲- سطح مقطع مطلوب^۱

در شرایطی که در نظر باشد میزان دبی معادل Q به وسیله کانال خاکی و یا پوشش شده (با مواد مخصوص) انتقال داده شود، سطوح تماس (جریان با کانال) محدودیت‌هایی را در میزان حداکثر سرعت جریان (V) فراهم می‌آورد. بدین ترتیب سطح مقطع کانال عبارت از $A = \frac{Q}{V}$ خواهد بود.

تیپ یا نوع خاک، انتخاب مواد پوشش بخصوص نیز ممکن است شکل هندسی ویژه‌ای را برای کانال ایجاب نماید. به عنوان مثال در خاک‌های غیر مقاوم به فرسایش ایجاد کانال مستطیلی امکان‌پذیر نمی‌باشد و احداث کانال‌هایی با مقطع دوزنقه‌ای یا مثلی در شرایطی ممکن است که بتوان شیب جانبی را از حداقل شیب جانبی لازم (حداقل m) بیشتر انتخاب نمود. با انتخاب شکل هندسی کلی سطح مقطع و بیان اجزاء متعلقه آن، سطح انتخاب شده کانال موقعی مطلوب تلقی می‌گردد که مخارج احداث آن حداقل (کمترین^۲) باشد. حالت فوق موقعی فراهم می‌آید که محیط خیس شده (پیرامون کانال) و بالطبع مخارج پوشش^۳ کانال در واحد طول، حداقل گردد.

در تجزیه و تحلیل زیر سطح مقطع دوزنقه‌ای انتخاب شده زیرا کاربرد آن برای مقاطع مستطیلی ($m=0$) و مثلی ($b=0$) نیز قابلیت کاربرد دارد.

همان‌طور که در بالا بیان شد، با معلوم بودن میزان دبی Q و سرعت جریان V سطح مقطع عبارت خواهد بود از $A = \frac{Q}{V}$ و رابطه سطح مقطع را برای کانال دوزنقه‌ای می‌توان به شرح زیر بیان نمود.

$$A = (b.h) + m.h^2 \quad (۳-۱)$$

^۱ Optimal

^۲ Minimal

^۳ Lining

و یا:

$$(a) \quad A - (b \cdot h) - m \cdot h^{\gamma} = 0 \quad (2-3)$$

و محیط خیس شده کانال به شرح زیر است.

$$(b) \quad P = b + 2\sqrt{1+m^{\gamma}} \cdot h = P(b, h, m) \quad (3-3)$$

برای اینکه کانال موردنظر حداقل مخارج احداث را داشته باشد و بتوان آن را مطلوب تلقی نمود، لازم است که رابطه ارائه شده (b) حداقل باشد.

به هر حال، سه مورد $p - b$ ، h و m که به نحوی با یکدیگر همبستگی دارند قبلاً در معادله (a) ارائه شده‌اند.

$P_{\min}$ را می‌توان طبق رابطه لاگرانژ^۱ به صورت تابع اضافی زیر تعریف نمود.

$$\phi = b + 2\sqrt{1+m^{\gamma}} \cdot h + \lambda (A - b \cdot h - m \cdot h^{\gamma}) = \phi(b, h, m; \lambda) \quad (4-3)$$

با استخراج مشتقات جزئی تابع فوق روابط زیر حاصل می‌گردد.

$$\frac{\partial \phi}{\partial b} = 1 - \lambda \cdot h \quad (5-3)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial h} = 2\sqrt{1+m^{\gamma}} - b\lambda - 2m \cdot h \cdot \lambda \quad (6-3)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial m} = 2 \cdot h \cdot \frac{2m}{2\sqrt{1+m^{\gamma}}} - \lambda h^{\gamma} \quad (7-3)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial \lambda} = A - b \cdot h - m \cdot h^{\gamma} \quad (8-3)$$

در صورتی که مقدار m معین باشد و $\frac{\partial \phi}{\partial b} = 0$ قرار دهیم، روابط زیر حاصل می‌گردد.

$$\lambda h = 1 \quad \text{یا} \quad h = \frac{1}{\lambda} \quad \text{یا} \quad \lambda = \frac{1}{h} \quad (9-3)$$

حال $\frac{\partial \phi}{\partial h} = 0$ قرار داده و با استفاده از روابط بالا (جایگزین $\lambda h = 1$ و $h = \frac{1}{\lambda}$) معادله را حل می‌نماییم.

$$2\sqrt{1+m^{\gamma}} - b\lambda - 2m \cdot h \cdot \lambda = 0 \quad (10-3)$$

$$2\sqrt{1+m^{\gamma}} - \frac{b}{h} - 2m \times 1 = 0 \quad (11-3)$$

$$\frac{b}{h} = 2(\sqrt{1+m^{\gamma}} - m) \quad (12-3)$$

^۱ Lagrange

با قرار دادن $\frac{\partial \varphi}{\partial \lambda} = 0$ معادله (a) به صورت زیر درمی‌آید:

$$A - b \cdot h - m h^2 = 0 \quad (13-3)$$

$$A = b \cdot h + m h^2 = h^2 \left(\frac{b}{h} + m \right) \quad (14-3)$$

و با جایگزینی مقدار $\frac{b}{h}$ از روابط بالا، معادله به صورت زیر استخراج می‌گردد:

$$A = h^2 \left(\sqrt{1+m^2} - m \right) \quad (15-3)$$

از طرف دیگر با استفاده از رابطه (b) مقدار $P_{\min}$ را به صورت زیر می‌توان نوشت:

$$P_{\min} = b + \sqrt{1+m^2} \cdot h \quad (16-3)$$

$$P_{\min} = h \cdot \left(\frac{b}{h} + \sqrt{1+m^2} \right) \quad (17-3)$$

با جایگزینی مقدار $\frac{b}{h}$ از روابط بالا یعنی $\left[\frac{b}{h} = \sqrt{1+m^2} - m \right]$ ، رابطه فوق به صورت زیر درمی‌آید:

$$P_{\min} = h \left[\left(\sqrt{1+m^2} - m \right) + \sqrt{1+m^2} \right] \quad (18-3)$$

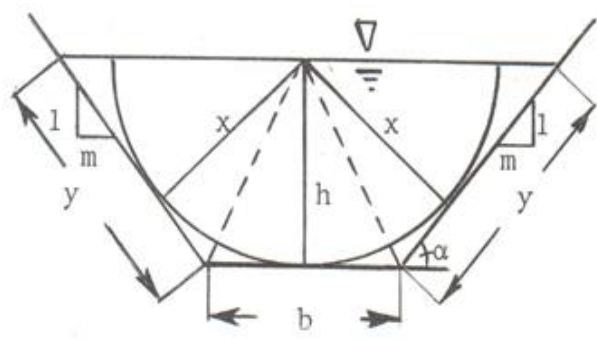
$$P_{\min} = \sqrt{1+m^2} \cdot h \quad (19-3)$$

$$P_{\min} = \sqrt{1+m^2} \cdot h \quad (20-3)$$

و طبق تعریفی که قبلاً بیان گردید، شعاع هیدرولیکی حداکثر ($R_{\max}$) به صورت زیر است:

$$R_{\max} = \frac{A}{P_{\min}} = \frac{h^2 \left(\sqrt{1+m^2} - m \right)}{\sqrt{1+m^2} \cdot h} = \frac{h}{\sqrt{1+m^2}} \quad (21-3)$$

از طرفی هرگاه عمق جریان در کانالی با مقطع دوزنقه‌ای معادل h و x دو عمود (از هر سمت) به اضلاع جانبی کانال فوق (y) مطابق شکل (۱-۳) باشد:



شکل ۳-۱: سطح مقطع مطلوب دوزنقه‌ای

درحالی که سطح مقطع مطلوب^۱ و شعاع هیدرولیکی برابر با نصف عمق جریان یعنی $R = \frac{h}{2}$ گردد، می توان نوشت:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\frac{1}{2} \cdot b \cdot h + 2 \times \frac{1}{2} \cdot y \cdot x}{b + 2 \cdot y} \quad (22-3)$$

درحالی که مطابق شکل (۱-۳) مقدار $x = h$ باشد، مساحت سطح مقطع را به شرح زیر نیز می توان بیان نمود:

$$\frac{1}{2} b \cdot h + y \cdot x = \frac{1}{2} b \cdot h + y \cdot h \quad (23-3)$$

$$x = h \quad (24-3)$$

بنابراین، ملاحظه می گردد که در سطح مقطع مطلوب دوزنقه ای (مستطیلی و مثلثی) که مقدار شیب جانبی آن m معلوم باشد و مشروط به اینکه شعاع هیدرولیکی آن نصف عمق جریان می گردد، بدین ترتیب می توان نیم دایره ای با شعاع h در سطح مقطع مربوطه محاط نمود.

درحالی که شیب جانبی یا مقدار m متغیر باشد، می توان با استناد از $\frac{\partial \varphi}{\partial m}$ به صورت زیر عمل کرد:

$$2h \cdot \frac{2m}{2\sqrt{1+m^2}} - \lambda h^2 = 0 \quad (25-3)$$

و یا

$$h \cdot \frac{2m}{\sqrt{1+m^2}} - \lambda h^2 = 0 \quad (26-3)$$

با جایگزینی مقدار $\lambda = \frac{1}{h}$ معادله به صورت زیر درمی آید:

$$h \cdot \frac{2m}{\sqrt{1+m^2}} - h = 0 \quad (27-3)$$

$$h \left(\frac{2m}{\sqrt{1+m^2}} - 1 \right) = 0 \quad (28-3)$$

$$\frac{2m}{\sqrt{1+m^2}} = 1 \quad (29-3)$$

$$2m = \sqrt{1+m^2} \quad (30-3)$$

طرفین رابطه را به توان دو می رسانیم.

$$4m^2 = 1 + m^2 \quad (31-3)$$

$$3m^2 = 1 \quad (32-3)$$

$$m^2 = \frac{1}{3} \quad (33-3)$$

^۱ Optimal

$$m = \frac{1}{\sqrt{3}} \quad (34-3)$$

$$m = \frac{1}{\sqrt{3}} \times \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{3}} = \frac{\sqrt{3}}{3} \quad (35-3)$$

نظر به اینکه $m = \cot \alpha$ است، بنابراین:

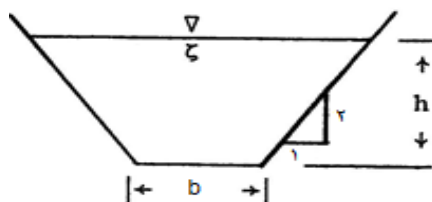
$$\cot \alpha = \frac{\sqrt{3}}{3} \quad (36-3)$$

بنابراین:

$$\alpha = 60^\circ \quad (37-3)$$

بدین ترتیب ملاحظه می‌گردد که در حالات کلی سطح مقطع دوزنقه‌ای جهت سطح مقطع مطلوب، $R = \frac{1}{2}h$ و زاویه α برابر ۶۰ درجه می‌باشد و بدین جهت سطح مقطع مطلوب برابر با نصف سطح یک شش ضلعی منتظم است.

مثال ۳-۱: مطلوب است تعیین عرض کف b و عمق جریان h در کانال دوزنقه‌ای شکلی که میزان دبی معادل ۶ مترمکعب در ثانیه را با سرعتی برابر با ۱/۵ متر در ثانیه انتقال می‌دهد، در شرایطی که سطح مقطع کانال مطلوب بود؛ و شیب جانبی آن ۲ افقی به ۱ عمودی ($m = 2$) باشد.



حل:

$$Q = V \times A \rightarrow A = \frac{Q}{V} = \frac{6}{1/5} = 12 \text{ متر مربع}$$

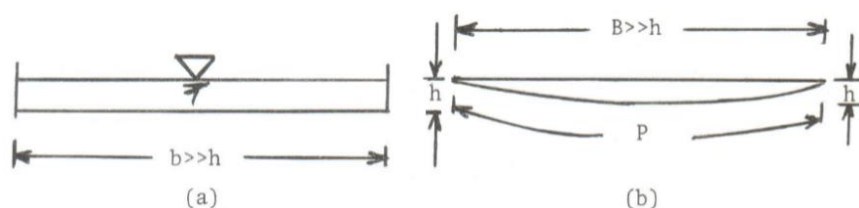
$$A = h \times (2\sqrt{1+m^2} - m)$$

$$h = \frac{A}{2\sqrt{1+m^2} - m} = \frac{12}{2\sqrt{1+2^2} - 2} = \frac{12}{2\sqrt{5} - 2} = 1.27 \text{ متر}$$

$$b = 2(\sqrt{1+m^2} - m) \times h = 2(\sqrt{5} - 2) \times 1.27 = 0.60 \text{ متر}$$

۳-۳- سطوح مقطع ویژه

در شکل (۳-۳) دو نوع سطح مقطع ویژه: سطح مقطع مستطیلی عریض و سطح مقطع عریض و کم عمق مجرای آب‌بر طبیعی، نشان داده شده است.



شکل ۳-۲: سطوح مقطع ویژه

شعاع هیدرولیکی سطح مقطع ویژه (شکل ۹a) به دلیل اینکه $b \gg h$ است، برابر خواهد بود با:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{b \cdot h}{m + 2h} \approx \frac{b \cdot h}{b} = h \quad (3-38)$$

و در مورد سطح مقطع ویژه (شکل ۹b) نسبت $B \gg h$ چنین به نظر می‌رسد که $P \cong B$ باشد و بنابراین:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{A}{B} = \bar{h} \quad (3-39)$$

بدین ترتیب ملاحظه می‌گردد که برای سطوح مقطع مستطیلی و عریض می‌توان بجای شعاع هیدرولیکی، عمق جریان و برای سطوح مقطع عریض و کم‌عمق مجرای آب بر طبیعی به‌جای شعاع هیدرولیکی متوسط عمق جریان $\bar{h}$ را بکار برد.

۳-۴- محدودیت‌های سرعت جریان در کانال‌های باز

با توجه به تیپ یا نوع خاکی که کانال باز در آن احداث می‌گردد، محدودیت‌هایی در ارتباط با سرعت جریان وجود دارد. به‌عنوان مثال در مواقعی که سرعت جریان از حداکثر مجاز بیشتر گردد، ذرات خاک از دیواره‌های جانبی و کف کانال در اثر نیروی کشش یا مالش^۱ جدا گردیده که این عمل بنام فرسایش یا شستگی^۲ نامیده می‌شود؛ و بالعکس در حالاتی که سرعت جریان از میزان معینی کمتر گردد، ذرات خاک که به حالت بار رسوبی^۳ جریان^۴ دارند شروع به ترسیب یا ته‌نشینی^۵ می‌نمایند.

در بیشتر انواع خاک‌ها دو حد سرعت، حداکثر سرعت غیر فرسایش و حداقل سرعت بدون ته‌نشینی تقریباً به یکدیگر نزدیک می‌باشند و مقادیر آنان بایستی متناسب و دقیق محاسبه گردد.

استرس یا تلاش برشی^۶ یا τ به شرح زیر محاسبه می‌شود:

$$\tau = \gamma \cdot R \cdot I \quad (3-40)$$

^۱ Traction

^۲ Scour or Erosion

^۳ Sediment Load

^۴ Silting

^۵ Deposition or Sedimentation

^۶ Boundary Shear Stress

مقادیر محدودیت‌های τ_s یا استرس برشی فرسایشی (در بعضی اوقات بنام نیروی مالش بر واحد سطح نیز نامیده می‌شود) که در مرحله شروع فرسایش برای انواع خاک‌ها با روش‌های تجربی به وسیله فورتیر و اسکوبی^۱ تجربه گردیده است در جدول (۱-۳) نشان داده شده است.

جدول ۱-۳: مقادیر نیروی مالشی یا تلاش برشی در مرحله شروع فرسایش

نوع یا تیپ خاک	$\tau_s (Kg / m^2)$	
	آب زلال	آب محتوی کلونید
ماسه نرم، لومی شنی	۰/۱۵	۰/۳۵
لومی سیلتی، لوم	۰/۲۵	۰/۷۵
رسی، سنگ‌ریزه نرم	۰/۳۵	۰/۷۵
مخلوط سیلت و سنگ‌ریزه	۱/۲۰	۲/۲۰
رس سخت، سنگ‌ریزه	۱/۵۰	۳/۳۰

برای هر کانال مقدماً بایستی استرس یا تلاش برشی حد τ_o را محاسبه و رقم حاصله را با مقادیر محدودیت‌های استرس برشی فرسایشی مقایسه نمود (τ_o)، اگر $\tau_o < \tau_s$ باشد، هیچ‌گونه فرسایشی مورد انتظار نمی‌باشد. فورتیر و اسکوبی^۲ هم‌چنین جدولی در زمینه محدودیت‌های سرعت مجاز V_s ارائه نمودند. جدول (۲-۳) مقادیر سرعت در مرحله شروع فرسایش را برای انواع خاک‌ها نشان می‌دهد.

جدول ۲-۳: مقادیر سرعت متوسط در مرحله شروع فرسایش

نوع یا تیپ خاک	سرعت متوسط مجاز $V_s = m/sec$	
	آب زلال	آب محتوی کلونید
ماسه خیلی ریز	۰/۴۵	۰/۷۵
لومی شنی	۰/۵۵	۰/۷۵
لومی سیلتی	۰/۶۰	۰/۹۰
سیلت‌های رسوبی بدون گل‌وید	۰/۶۰	۱/۰۰
رس متراکم (فشرده)	۱/۷۵	۱/۰۰
رس سخت، گل‌ویدی	۱/۱۰	۱/۵۰
رس خیلی سخت	۱/۸۰	۱/۸۰
سنگ‌ریزه غیر درشت	۰/۷۵	۱/۵۰
سنگ‌ریزه متوسط تا درشت	۱/۲۰	۱/۸۰
صخره یا سنگ	۱/۵۰	۱/۸۰

^۱ Fortire & Scobey

^۲ Fortire & Scobey

رابطه‌ای برای بیان سرعت بحرانی^۱ در سال ۱۸۹۵ بر اساس مطالعات پروژه آبیاری انگلو-ایندو در پنجاب (پاکستان) به‌وسیله روبرت گرگ کندی^۲ به شرح زیر ارائه گردید.

$$V_c = C h^{.64} \quad (41-3)$$

که در آن:

V_c = سرعت بحرانی (متر بر ثانیه)،

h = عمق جریان برحسب متر و مقادیر C برای انواع خاک‌ها به شرح زیر می‌باشد:

$C = 0.37$ ، برای خاک‌های بسیار ریزبافت،

$C = 0.55$ ، جهت خاک‌های ریزبافت، سبک و خاک‌های شنی،

$C = 0.66$ ، برای خاک‌های لومی شنی سیلت‌دار،

$C = 0.71$ ، جهت خاک‌های سیلتی درشت.

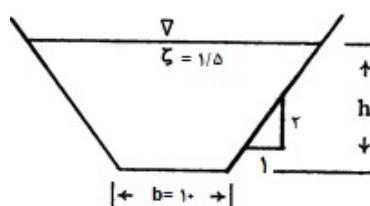
میزان سرعت بحرانی نباید موجب فرسایش گردیده و نه ته‌نشینی را موجب شود. لیکن در مسائل مهندسی، حداقل سرعت بدون ته‌نشینی^۳ به شرح رابطه زیر فرض و بکار می‌رود.

$$V_{min} = 0.80 V_c \quad (42-3)$$

و حداکثر سرعت غیرفرسایش^۴ مطابق رابطه زیر بیان می‌گردد.

$$V_{max} = 1.2 V_c \quad (43-3)$$

مثال ۲-۳: در کانال دوزنقه‌ای با عرض کف $b = 10$ متر و شیب جانبی $m = 2$ و ضریب زبری بستر کانال برابر با $n = 0.025$ در نظر است میزان دبی برابر با 50 مترمکعب در ثانیه آب صاف (زالال) با سرعت 2 متر در ثانیه انتقال داده شود. کنترل نمایید که آیا نیروی کشش یا مالش از مقدار در نظر گرفته‌شده اولیه $\tau_s = 1/5$ کیلوگرم بر مترمربع کمتر است؟



حل:

$$Q = 50$$

مترمکعب در ثانیه

$$V = 2/0$$

متر بر ثانیه

^۱ Critical Velocity

^۲ Robert Gregg Kennedy

^۳ Non Silting

^۴ Non Scouring

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{50}{2} = 25$$

مترمربع

$$A = b \times d + m \times h^2$$

متر

$$25 = 10 \times h + 2 \times h^2 \rightarrow h = \frac{-10 + \sqrt{100 + 200}}{4} = 1/83$$

$$P = b + 2\sqrt{1+m^2} \times h = 10 + 2\sqrt{5} \times 1/83 = 18/19$$

متر

$$R = \frac{A}{P} = \frac{25}{18/19} = 1/375$$

متر

$$R^{2/3} = (1/375)^{2/3} = 1/236$$

در هزار

$$I = \left(\frac{n \times Q}{A \times R^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0.025 \times 50}{25 \times 1/236} \right)^2 = 1/64$$

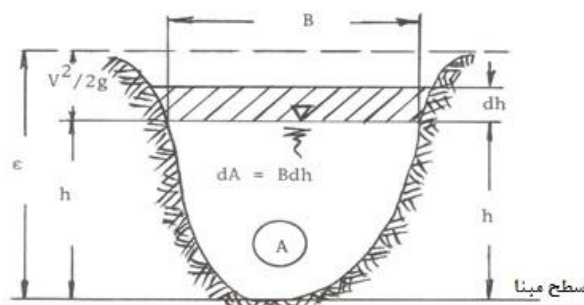
$$\tau_s = \gamma \times R \times I = 1000 \times 1/375 \times \frac{1/6}{1000} = 2/26 > 1/5 = \tau_s$$

۳-۵- روابط انرژی ویژه جریان

همان گونه که قبلاً نیز بیان گردید انرژی ویژه در هر سطح مقطعی مربوط به کف کانال بنام «انرژی ویژه جریان» و یا پس از بوریس الکساندروویچ پاکی ماتیف^۱ بنام انرژی «ویژه سطح مقطع» نام‌گذاری گردیده است. اکثراً واژه‌های «جریان» یا «سطح مقطع» از آن حذف و اختصاراً بنام «انرژی ویژه یا مخصوص» بکار برده می‌شود. از آنجائی که این انرژی ویژه مرتبط با کف کانال می‌باشد، بنابراین واضح است که در این خصوص چه نوع انرژی ویژه‌ای موردنظر است.

۳-۵-۱- تغییرات انرژی ویژه جریان با عمق (جریان) در دبی ثابت

در شکل (۳-۳) سطح مقطع یک کانال نامنظم نشان داده شده است که در آن مقدار دبی همگام Q با سرعت توسط V در سطح مقطع A با عرض فوقانی (کانال) B جریان دارد.



شکل ۳-۳: انرژی ویژه جریان

^۱ Boris Alexandrovitch Bakimeteff

طبق تعریف، انرژی ویژه جریان به شرح زیر است:

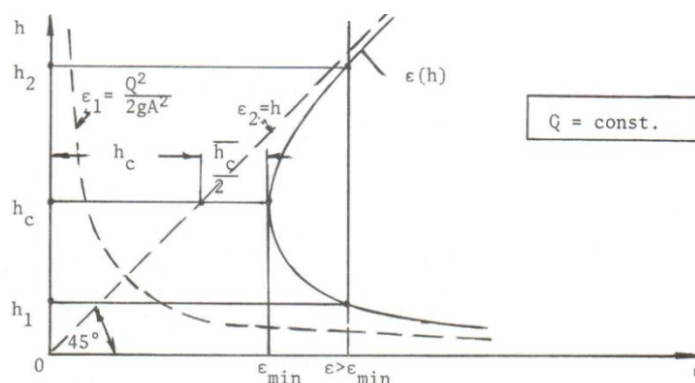
$$E = \frac{V^2}{2g} + h \quad (3-44)$$

درحالی که به جای $V^2 = \frac{Q^2}{A^2}$ قرار دهیم، رابطه بالا به شکل زیر درمی آید:

$$E = \frac{Q^2}{2gA^2} + h = \frac{Q^2}{2gA^2} + h \quad (3-45)$$

که در شرایط جریان همگان^۱ مقادیر V و A هر دو به مقدار h (به تنهایی) بستگی دارند و در هر عمق دیگر، میزان دبی مشابه ای می تواند از سطح مقطع عبور نماید که مقادیر V و A هر دو متغیر خواهد بود؛ بنابراین «انرژی ویژه جریان» ممکن است شامل مقادیر دیگری گردد.

در شکل (۳-۴) تغییرات میزان $E(h)$ در یک دبی ثابت با h نشان داده شده است.



شکل ۳-۴: تغییرات میزان $E(h)$ در دبی ثابت

به طوری که بیان شد، انرژی جریان مشتمل بر دو جزء به شرح زیر است:

$$E = E_1 + E_v \quad (3-46)$$

که جزء اول بنام انرژی سینتیک و مقدار آن برابر با:

$$E_1 = \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (3-47)$$

و جزء دوم یعنی $E_v = h$ معرف انرژی پتانسیل می باشد. در شکل (۳-۴)، $E_1(h)$ و $E_v(h)$ با دو خط منقطع نشان داده شده است و $E_v = h$ نیمساز زاویه قائمه در نقطه صفر و $E_1 = Q^2 / (2gA^2)$ از نظر حالت به شکل هیپربولیک می باشد که به طور متقارن به سمت دو مجاور مختصات (خطوط مجانب) نزدیک می شود.

^۱ Steady Flow

اینک با توجه به شکل (۳-۳) ملاحظه می‌گردد که هرگاه $h \rightarrow 0$ میل نماید، مساحت (سطح مقطع) نیز برابر با صفر خواهد شد یعنی $A \rightarrow 0$ در نتیجه:

$$\varepsilon_1 = \frac{Q^2 / \gamma g}{A^2} \quad (48-3)$$

مقادیر بسیار زیادی را مشتمل می‌گردد یعنی $\varepsilon_1 \rightarrow \infty$ ، هرگاه مقادیر h نیز زیاد شده و $h \rightarrow \infty$ میل می‌نماید. به همین منوال مساحت نیز افزایش می‌یابد $A \rightarrow \infty$ ، بنابراین، هرگاه ε_1 تقریباً برابر صفر شود $\varepsilon_1 \rightarrow 0$ مقدار $\varepsilon_1(h)$ به دو محور مختصات که درواقع خطوط مجانب می‌باشند، بسیار نزدیک می‌گردد. از آنجایی که ε از تطبیق دو جزء ε_1 و ε_2 حاصل می‌شود، هرگاه $h \rightarrow 0$ میل نماید، ε_1 مقادیر زیادی را شامل می‌شود درحالی که $\varepsilon_2 = h$ مقادیر کمی را شامل می‌گردد؛ زیرا $\varepsilon_2 \rightarrow 0$ می‌باشد. بدین دلیل مقادیر ε به خطوط مجانب نزدیک می‌شود درحالی که ε_1 به ازای $h \rightarrow 0$ مطرح باشد. به دلایل مشابهی در مواقعی که $h \rightarrow \infty$ و $\varepsilon_1 \rightarrow 0$ و $\varepsilon_2 \rightarrow \infty$ میل نماید مقدار ε به خط مجانب ε_2 نزدیک خواهد شد؛ و سرانجام اگر ε مقادیر زیادی را شامل گردد $\varepsilon \rightarrow \infty$ درحالی که $h \rightarrow 0$ و $h \rightarrow \infty$ باشد. درحالی که همبستگی بین ε و h استمرار داشته باشد ε بایستی از مقدار حداقل $\varepsilon_{\min}$ به ازای مقادیر h برابر با صفر و بی‌نهایت $0 < h < \infty$ بگذرد.

خطوط پیوسته در شکل (۴-۳) مشتمل بر کلیه حالات موجود و بیانگر ترسیمی (کیفی) رابطه بین $\varepsilon = \varepsilon(h)$ می‌باشد حال می‌توان مقدار h را برابر شرایطی که $\varepsilon = \varepsilon_{\min}$ باشد تعیین نمود.

عملیات تحلیل ریاضی نشان می‌دهد که $\varepsilon = \varepsilon(h)$ از مقدار بحرانی (که در این خصوص مقدار حداقل^۱) بایستی بگذرد که در آن مقدار h مشتق اول ε نسبت به h خواهد بود (مقدار $\frac{d\varepsilon}{dh}$ در حالت $\frac{d\varepsilon}{dh} = 0$ حذف خواهد شد) یعنی:

$$\varepsilon = \frac{V^2}{\gamma g} + h = \frac{Q^2}{\gamma g A^2} + h \quad (49-3)$$

$$\varepsilon = \frac{Q^2}{\gamma g} \times \frac{1}{A^2} + h \quad (50-3)$$

$$\frac{d\varepsilon}{dh} = \frac{Q^2}{\gamma g} \cdot \frac{d}{dh} \cdot \frac{1}{A^2} + \frac{d}{dh} \cdot (h) \quad (51-3)$$

$$= \frac{Q^2}{\gamma g} \cdot \frac{d}{dA} (A^{-2}) \cdot \frac{dA}{dh} + 1 \quad (52-3)$$

$$= \frac{Q^2}{\gamma g} \cdot \left(-\frac{2}{A^3} \right) \cdot \frac{dA}{dh} + 1 \quad (53-3)$$

از طرفی با ملاحظه شکل (۳-۳) چنین استنباط می‌گردد که با افزایش مقدار dh نسبت به h مقدار سطح مقطع A به اندازه $dA = B \cdot dh$ افزایش می‌یابد بنابراین مقدار B برابر با:

$$dA = B \cdot dh \quad (54-3)$$

^۱ Minimum

$$B = \frac{dA}{dh} \quad (55-3)$$

با جایگزینی B بجای $\frac{dA}{dh}$ در رابطه بالا معادله به صورت:

$$\frac{d\varepsilon}{dh} = -\frac{Q^r B}{g A^r} + 1 \quad (56-3)$$

در رابطه بالا به علت اینکه $B = B(h)$ و $A = A(h)$ می باشد، بنابراین تابعی از h می باشد. برای تعیین مقدار h آن را بنام h_c (عمق بحرانی) نامیده و به ترتیب زیر عمل می نماییم.

$$B_c = B(h_c) \quad (57-3)$$

$$A_c = A(h_c)$$

$$\left(\frac{d}{dh} \right)_{h=h_c} = 0 \quad (58-3)$$

با قرار دادن مقادیر A_c و B_c در معادله اصلی و مساوی صفر قرار دادن آن، رابطه زیر حاصل می گردد:

$$-\frac{Q^r B_c}{g A_c^r} = +1 = 0 \quad (59-3)$$

$$-\frac{Q^r B_c}{g A_c^r} = -1 \quad \longrightarrow \quad \frac{Q^r B_c}{g A_c^r} = 1 \quad (60-3)$$

$$-\frac{A_c^r}{B_c} = \frac{Q^r}{g} \quad (61-3)$$

معادله اخیر را به صورت تابعی از h_c نمایش می دهیم، یعنی:

$$f(h_c) = \frac{A_c^r}{B_c} = \frac{Q^r}{g} \quad (62-3)$$

$$f(h_c) = \frac{A_c^r}{B_c} = \frac{[A(h_c)]^r}{B(h_c)} = \frac{Q^r}{g} \quad (63-3)$$

معادله اخیر، ما را قادر می نماید که به طریق «آزمون و خطا» مقدار h_c یا عمق بحرانی را به شرح زیر پیدا نماییم.

$$\frac{A_c^r}{B_c} = \frac{Q^r}{g} \quad (64-3)$$

از آنجائی که:

$$\frac{A_c}{B_c} = \bar{h}_c = \frac{Q^r}{g A_c^r} \quad (65-3)$$

از طرفی چون $Q = V \cdot A$ و $Q_c^r = V_c^r \cdot A_c^r$ می باشد، رابطه به صورت زیر در می آید:

$$\frac{A_c}{B_c} = \bar{h}_c = \frac{V_c^r}{g} \quad (66-3)$$

در رابطه بالا V_c و $\bar{h}_c$ به ترتیب عمق متوسط بحرانی^۱ و سرعت بحرانی^۲ می‌باشند که مفاهیم آن عمق متوسط و سرعت در حالت بحرانی است و یا چنین عمق و سرعتی موقعی اتفاق می‌افتد که $h = h_c$ باشد. از طرفی همان‌گونه که قبلاً گفته شد در شرایط بحرانی $F_r = 1$ می‌باشد؛ بنابراین:

$$\frac{V_c}{\sqrt{g h_c}} = 1 \quad (67-3)$$

باملاحظه مجدد آنکه $F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$ بنام عدد فرود^۳ خواهد شد:

$$F_{rc} = \frac{V_c}{\sqrt{g h_c}} = 1 \quad (68-3)$$

بنابراین در حالتی که $h = h_c$ باشد $F_r = F_{rc} = 1$ و جریان بنام بحرانی^۴ و زمانی که $h > h_c$ باشد $A > A_c$ و معمولاً $\bar{h} > \bar{h}_c$ و با دبی ثابت $V > V_c$ بنابراین $h > h_c$ و $F_r < 1$ و جریان بنام تحت بحرانی، آرام یا جریانی خوانده می‌شود. به همین ترتیب هرگاه $h < h_c$ باشد $F_r > 1$ و جریان بنام فوق بحرانی، سریع یا پرتابی نامیده می‌شود. مقدار حداقل ε عبارت خواهد بود از:

$$\varepsilon_{\min} = (\varepsilon)_{h=h_c} = \frac{V_c^2}{2g} + h_c \quad (69-3)$$

و یا با یادآوری اینکه

$$\frac{V_c^2}{g} = \frac{Q^2}{g A_c^3} = \frac{A_c}{B_c} = \bar{h}_c \quad (70-3)$$

مقدار $\varepsilon_{\min}$ عبارت خواهد بود از

$$\varepsilon_{\min} = \frac{1}{2} + \bar{h}_c + h_c \quad (71-3)$$

که این مقدار بر روی شکل (۳-۴) نیز نشان داده شده است.

باملاحظه آنچه بیان گردید نتیجه می‌شود که:

$$V_c = \sqrt{g \bar{h}_c} \quad (72-3)$$

و می‌توان نشان داد که این میزان تندی^۵ موج و یا سرعت ایجادشده به‌وسیله تلاطم (موج کوچک سطحی) در مایع در عمقی معادل $\bar{h}_c$ است.

^۱ Critical Mean Depth

^۲ Critical Velocity

^۳ Froude Number

^۴ Critical

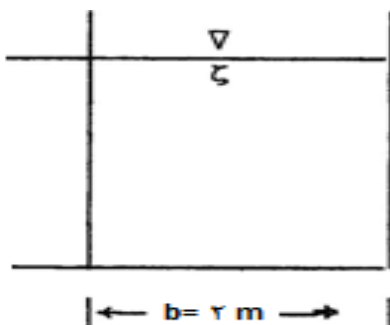
^۵ Celerity

نگرشی مجدد به شکل (۳-۴) نشان می‌دهد که میزان دبی معادل Q ممکن است در کانالی در انرژی ویژه، جریانی در حد بیشتر از $\epsilon_{\min}$ ($\epsilon = \epsilon_{\min}$) با دو عمق مشخصه h_1 و h_2 جریان یابد که در این حالت عمق اول $h_1 < h_c$ نمایانگر جریان فوق بحرانی در حالتی که $h_2 > h_c$ باشد جریان تحت بحرانی می‌باشد. دو عمق معین مرتبط با یکمیزان مشخص جریان بنام اعماق متناوب^۱ نامیده می‌گردند.

مثال ۳-۳: در کانالی مستطیل شکل با عرض کف ۲ متر میزان دبی برابر با $8/2$ مترمکعب در ثانیه جریان دارد. هرگاه ضریب زبری بستر کانال $0.3/0$ باشد، موارد زیر را محاسبه نمایید:

الف- عمق بحرانی h_c و انرژی ویژه حداقل $\epsilon_{\min}$ جریان آب را

ب- شیب کف بحرانی I_c (طولی) که در آن مقدار دبی عبوری از کانال حالت $h = h_c$ را با حالت جریان یکنواخت داشته باشد.



حل:

برای یافتن h_c :

$$\left(\frac{A^3}{B} \right)_{h=h_c} = \frac{Q^3}{g}$$

$$A = b \times h = 2h$$

$$B = b = 2$$

$$\frac{A^3}{B} = \frac{(2h)^3}{2} = 4h^3$$

$$4h_c^3 = \frac{Q^3}{g} = \frac{8/2^3}{9/81}$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{(8/2)^3}{4 \times 9/81}} = 1.197$$

متر

$$\epsilon_{\min} = h_c + \frac{1}{2} h_c = \frac{3}{2} h_c = 1.795$$

متر

^۱ Alternate Depths

$$I_c = \left(\frac{n \times Q}{A_c \times R_c^{\frac{2}{3}}} \right)^{\frac{3}{2}}$$

$$A_c = 2 \times 1 / 197 = 2 / 394$$

مترمربع

$$P_c = 2 + 2 \times 1 / 197 = 4 / 394$$

متر

$$R_c = \frac{A_c}{P_c} = \frac{2 / 394}{4 / 394} = 0.545$$

متر

$$R_c^{\frac{2}{3}} = 0.668$$

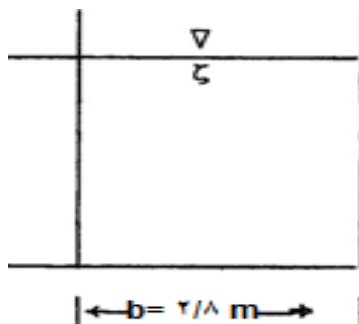
در هزار

$$I_c = \left(\frac{0.30 \times 8 / 2}{2 / 394 \times 0.668} \right)^{\frac{3}{2}} = 23 / 7$$

مثال ۳-۴: جریان آبی برابر با ۱۴ مترمکعب در ثانیه از کانال مستطیلی شکل با عرض کف ۲/۸ متر عبور می‌نماید، موارد زیر را محاسبه نمایید.

الف- عمق بحرانی جریان h_c ، انرژی ویژه حداقل $\varepsilon_{\min}$ و اعماق متناوب مربوطه را هرگاه $\varepsilon = 1/2 \varepsilon_{\min}$ باشد.

ب- هرگاه ضریب زبری جریان در رابطه مانینگ ۰/۰۲۰ در نظر گرفته شود، مقادیر شیب بحرانی I_c ، I_1 ، I_2 و عدد فرود در نقاط یک F_1 و F_2 را محاسبه نمایید.



حل:

$$\left(\frac{A^{\frac{2}{3}}}{B} \right)_{h=h_c} = \frac{Q^2}{g}$$

$$A = 2 / 8 \times h$$

$$B = 2 / 8$$

$$\left(\frac{A^{\frac{2}{3}}}{B} \right) = 2 / 8^{\frac{2}{3}} \times h^{\frac{2}{3}}$$

$$2 / 8^{\frac{2}{3}} \times h_c^{\frac{2}{3}} = \frac{14^2}{9 / 81}$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{14^2}{2 / 8^{\frac{2}{3}} \times 9 / 81}} = 1 / 367$$

متر

$$\varepsilon_{\min} = \frac{3}{2} \times h_c = \frac{3}{2} \times 1/367 = 2/0.5 \quad \text{متر}$$

$$\varepsilon_{\min} = 1/2 \varepsilon_{\min} = 1/2 \times 2/0.5 = 2/46 \quad \text{متر}$$

$$\frac{14^2}{19/62(2/8 \times h)^2} + h = 2/46$$

با آزمون و خطا:

$$h^2 - 2/46 \times h^2 + 1/275 = 0$$

و با استفاده از آن:

$$h_1 = 0/906 \quad \text{متر}$$

$$\frac{(h^2 - 2/46 \times h^2 + 1/275)}{(h - 0/906)} = h^2 - 1/544 \times h - 1/408 \quad \text{در نتیجه:}$$

$$h^2 - 1/544 \times h - 1/408 = 0$$

$$h_2 = \frac{1/544 + \sqrt{1/544^2 + 5/632}}{2} = 2/196 \quad \text{متر}$$

حال برای محاسبه شیب:

$$I = \left(\frac{nQ}{AR^{\frac{2}{3}}} \right)^{\frac{3}{2}}$$

$$h = h_c = 1/367 \quad \text{متر}$$

$$A_c = 3/828 \quad \text{مترمربع}$$

$$P_c = 5/534 \quad \text{متر}$$

$$R_c = 0/692 \quad \rightarrow R_c^{\frac{2}{3}} = 0/781$$

$$I_c = \left(\frac{0/20 \times 14}{3/828 \times 0/781} \right)^{\frac{3}{2}} = 8/75 \quad \text{در هزار}$$

با استفاده از رابطه:

$$V_c = \frac{Q}{A_c}$$

$$V_c = 3/66 \quad \text{متر بر ثانیه}$$

$$F_R = 1 = F$$

$$h = h_1 = 0/906$$

$$A_1 = 2/537$$

متر مربع

$$P_1 = 4/612$$

متر

$$R_1 = 0/550 \quad m \quad \rightarrow R_1^{\frac{2}{3}} = 0/671$$

$$I_1 = \left(\frac{0/020 \times 14}{2/537 \times 0/671} \right)^2 = 27/2$$

در هزار

$$V_1 = 5/53$$

متر بر ثانیه

$$F_{R1} = \frac{5/53}{\sqrt{9/81 \times 0/906}} = 1/852 > 1$$

$$h = h_r = 2/196$$

متر

$$A_r = 6/149$$

مترمربع

$$P_r = 7/192$$

متر

$$R_r = 0/855 \quad m \quad \rightarrow R_r^{\frac{2}{3}} = 0/90$$

$$I_r = \left(\frac{0/020 \times 14}{6/149 \times 0/90} \right)^2 = 2/56$$

در هزار

$$V_r = 2/28$$

متر بر ثانیه

$$F_{Rr} = \frac{2/28}{\sqrt{9/81 \times 2/196}} = 0/490 < 1$$

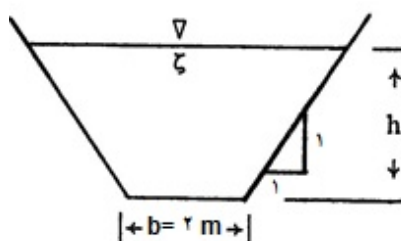
مثال ۳-۵: در کانال دوزنقه‌ای شکل با عرض کف ۲ متر و شیب جانبی ۱:۱ میزان دبی برابر با ۱۶ مترمکعب در ثانیه

جریان دارد، موارد زیر را محاسبه نمایید.

الف- مقدار عمق بحرانی، h_c

ب- میزان انرژی ویژه حداقل ϵ_{min} و

ج- مقدار سرعت بحرانی، V_c



حل:

$$\frac{A^2}{B} = \frac{(2h+h^2)^2}{h+1} = \frac{[h(h+2)]^2}{2(h+1)} = \frac{16^2}{9/81} = 26/1$$

$$F(h) = \frac{[h(h+2)]^2}{h+1} = 52/2$$

با آزمون و خطا عمق بحرانی محاسبه می‌شود (جدول ۳-۳).

جدول ۳-۳: محاسبه عمق جریان بحرانی در مثال ۳-۵

h (m)	$f(h)$
۱	$13/5 < 52/2$
۲	$171/0 > 52/2$
۱/۵	$57/6 > 52/2$
۱/۴۵	$51/1 < 52/2$
۱/۴۵۵	$52/2 = 52/2 \rightarrow h_c = 1/459$ متر

و بدین ترتیب

$$A_c = 5/0.5 \quad B_c = 4/981$$

متر

$$\bar{h}_c = \frac{5/0.5}{4/981} = 1/0.24$$

متر

$$\varepsilon_{\min} = h_c + \frac{1}{2} \bar{h}_c = 1/459 + \frac{1}{2} \times 1/0.24 = 1/971$$

متر

$$V_c = \sqrt{gh_c} = \sqrt{9/81 \times 1/0.24} = 3/18$$

متر بر ثانیه

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = 3/18$$

و یا

مثال ۳-۶: در مثال قبل هرگاه $\varepsilon = 2/5$ متر باشد، اعماق متناوب و اعداد فرود مربوطه را محاسبه نمایید.

$$2/5 = \frac{16^2}{2 \times 9/81 \times A^2} + h = \frac{13/0.5}{h^2(h+2)^2} + h$$

طرفین رابطه را در عبارت $h^2(h+2)^2$ ضرب نموده و نتیجه را ساده می‌نماییم.

$$h^2(h+2)^2 - 2/5 h^2(h+2)^2 = -13/0.5$$

$$F(h) = -h^2(h+2)^2(h-2/5) = 13/0.5$$

با روش آزمون و خطا عمق جریان محاسبه می‌شود:

جدول ۳-۴: محاسبهٔ عمق جریان در مثال ۳-۶

h (m)	$f(h)$
۱	$۱۳/۵ > ۱۳/۰۵$
۰/۹	$۱۰/۸۸ < ۱۳/۰۵$
۰/۹۹	$۱۳/۲۱ > ۱۳/۰۵$
۰/۹۸۴	$۱۳/۰۵ = ۱۳/۰۵ \rightarrow h_1 = ۰/۹۸۴$ متر

و بدین ترتیب

$$A_1 = ۲/۹۳۵$$

مترمربع

$$B_1 = ۳/۹۶۸$$

متر

$$\overline{h}_1 = ۰/۷۱۴$$

متر

$$V_1 = ۵/۶۵$$

متر بر ثانیه

$$F_{R1} = ۲/۱۳ > ۱$$

با روش آزمون و خطا، عمق جریان بعدی نیز محاسبه می‌شود:

جدول ۳-۵: محاسبهٔ مجدد عمق جریان در مثال ۳-۶

h (m)	$f(h)$
۲	$۳۲/۰۰ > ۱۳/۰۵$
۲/۴	$۱۱/۱۱ < ۱۳/۰۵$
۲/۳۷	$۱۳/۹۵ > ۱۳/۰۵$
۲/۳۸	متر
	$۱۳/۰۲ = ۱۳/۰۵ \rightarrow h_r = ۲/۳۸۰$

و مطابق رویه بیان شده در مثال قبل

$$A_r = ۱۰/۴۲$$

مترمربع

$$B_r = ۶/۷۶$$

متر

$$\overline{h}_r = ۱/۵۴۱$$

متر

$$V_r = ۱/۵۳۶$$

متر بر ثانیه

$$F_{Rr} = ۰/۳۹۹ < ۱$$

۳-۵-۲- تغییرات دبی جریان با عمق در انرژی ویژه جریان ثابت

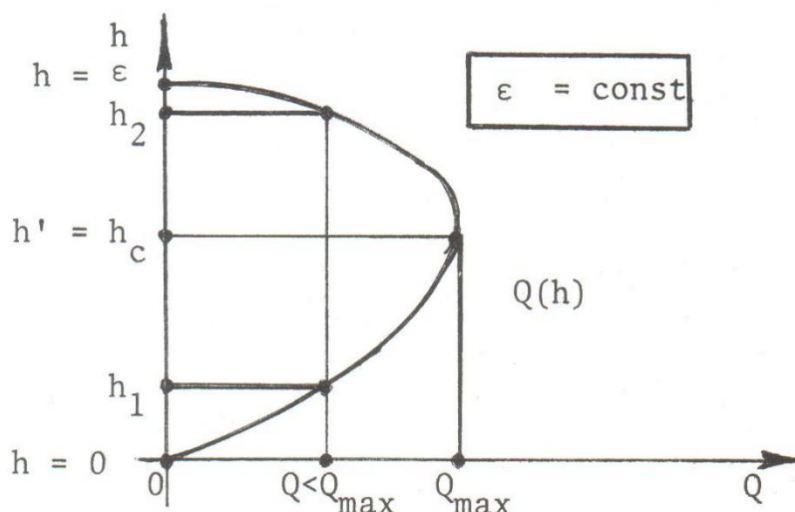
به‌طوری که قبلاً نیز گفته شد، بیان رابطه انرژی ویژه جریان به شرح زیر است:

$$\varepsilon = \frac{Q^2}{2g A^3} + h \quad (۷۳-۳)$$

رابطه‌های برای بیان تغییرات میزان دبی Q با عمق در یک مقدار انرژی ویژه ثابت را می‌توان به شرح زیر ارائه داد.

$$Q = A\sqrt{2g(\varepsilon - h)} = Q(h) \quad (74-3)$$

برای مقدار $h = \varepsilon$ به طور بدیهی $Q = 0$ و برای $h = 0$ مساحت برابر با صفر یعنی $A = 0$ و بار دیگر $Q = 0$ می باشد. موارد در شکل (۵-۳) نمایش داده شده است.



شکل ۵-۳: تغییرات میزان دبی با عمق در انرژی ویژه جریان ثابت

برای مقادیر $0 < h < \varepsilon$ یک مقدار حداکثر جهت Q یعنی Q_{max} را می توان انتظار داشت و به همان رویه ای که در قسمت قبل بیان گردید، یک مقدار بحرانی (در این خصوص حداکثر^۱) برای مقدار h درحالی که $\frac{dQ}{dh} = 0$ قرار دهیم، حاصل می گردد.

$$\begin{aligned} \frac{dQ}{dh} &= \frac{d}{dh} [\sqrt{2g} \cdot A(h) \cdot \sqrt{\varepsilon - h}] = \\ &= \sqrt{2g} \cdot \left[\frac{dA}{dh} \cdot \sqrt{\varepsilon - h} + A \cdot \frac{d}{dh} \sqrt{\varepsilon - h} \right] = \end{aligned} \quad (75-3)$$

بجای $B = \frac{dA}{dh}$ (مطابق آنچه در مورد قبل بیان گردید قرار می دهیم) نتیجه زیر حاصل می شود:

$$\begin{aligned} \frac{dQ}{dh} &= \sqrt{2g} \cdot \left[B \cdot \sqrt{\varepsilon - h} + A \cdot \frac{(-1)}{2\sqrt{\varepsilon - h}} \right] \\ &= \sqrt{2g} \cdot \frac{2B(\varepsilon - h) - A}{2\sqrt{\varepsilon - h}} \end{aligned} \quad (76-3)$$

درحالی که h' برابر مقدار h باشد که در آن $\frac{dQ}{dh} = 0$ گردد. بدین ترتیب $B' = B(h')$ و $A' = A(h')$ خواهد شد.

در نتیجه:

^۱ Maximum

$$\tau B'(\varepsilon - h') - A' = 0 \quad (77-3)$$

یا اینکه

$$\varepsilon - h' = \frac{A'}{\tau B'} \quad (78-3)$$

حل این رابطه یعنی:

$$f(h') = \frac{A(h')}{\tau B(h')} + h' = \varepsilon \quad (79-3)$$

موجب حصول h' لازم برای حداکثر شدن مقدار Q خواهد شد.

$$Q_{\max} = A' \cdot \sqrt{\tau g(\varepsilon - h')} = \sqrt{(A')^{\tau} \cdot \tau g \frac{A'}{\tau B'}} = \sqrt{\frac{g(A')^{\tau}}{B'}} \quad (80-3)$$

تنظیم مجدد رابطه اخیر نشان می‌دهد که $h = h'$ در معادله ذیل صدق می‌نماید.

$$\left(\frac{A^{\tau}}{B} \right)' = \frac{Q_{\max}^{\tau}}{g} \quad (81-3)$$

که نشان می‌دهد مقدار $Q_{\max}$ در شکل (۵-۳)، با حالت میزان دبی ثابت از شکل (۴-۳)، در موارد مشخص $Q_{\max}$ و $\varepsilon_{\min}$ در یک مقدار معین h موقعی حاصل می‌گردد که رابطه زیر برقرار باشد.

$$h' = h_c \quad (82-3)$$

فصل چهارم

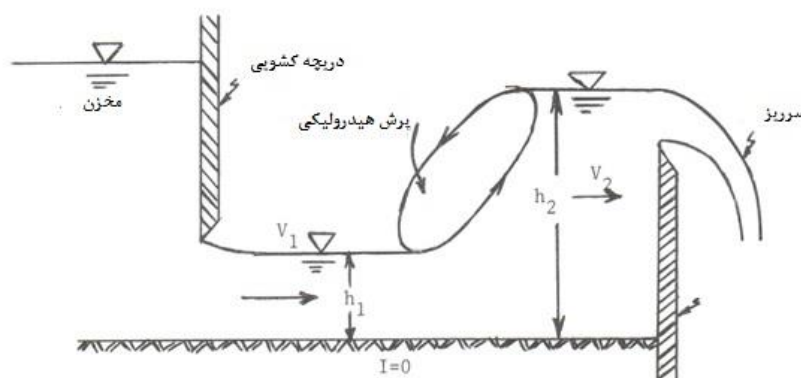
جریان متغیر تدریجی

۴-۱- تعریف

جریان متغیر تدریجی، یک جریان دائمی است که مشخصات آن مانند عمق و سرعت در طول مسیر متغیر است. این تغییرات به دلیل نزدیک شدن به یک مقطع کنترل رخ می‌دهد. برای نمونه، هنگامی که جریان یکنواخت به یک سرریز (که جریان روی آن دارای عمق بحرانی است) نزدیک می‌شود، به تدریج عمق آن تغییر می‌کند تا به عمق بحرانی برسد. هم‌چنین هنگامی که جریان به یک دریچه می‌رسد، عمق آن به تدریج افزایش می‌یابد تا به عمق پیش از دریچه برسد. در چنین حالتی، تغییرات عمق جریان را می‌توان بر اساس معادله برنولی با در نظر گرفتن انرژی مستهلک شده در مسیر بر اثر اصطکاک به دست آورد.

۴-۲- پرش یا خیز هیدرولیکی

شکل (۴-۱) شمای یک فلوم^۱ افقی آزمایشگاهی را که در بالادست دارای یک عدد دریچه کشویی^۲ در پایین دست مجهز به یک سرریز است را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۱: خیز یا پرش هیدرولیکی

همان گونه که از شکل استنباط می‌گردد آبی که از مخزن از طریق دریچه (قسمت باز دریچه) به طرف سرریز جریان می‌یابد ایجاد اعماق h_1 و h_2 را می‌نماید که در حدفاصل از عمق، موج غلطابی یا خیز هیدرولیکی^۳ ایجاد می‌گردد. چنین پرش‌های هیدرولیکی گاهی در مجاری طبیعی نیز ایجاد می‌گردد. لیکن اغلب به طرق مصنوعی ایجاد می‌شود؛ زیرا این پدیده توانایی دریافت و کاهش مقادیر قابل توجهی از انرژی آب را دارا می‌باشد.

^۱ Flume

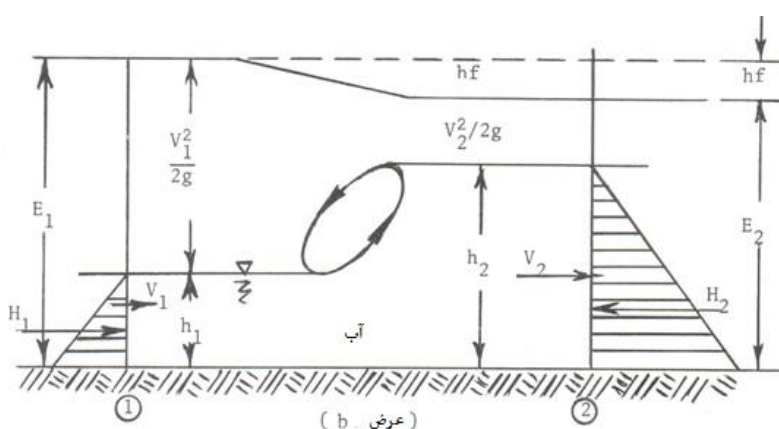
^۲ Sluice Gate

^۳ Hydraulic Jump

به دلیل سهولت امر، در ادامه تجزیه و تحلیل دو مورد خیز هیدرولیکی برای کانال‌های مستطیلی عریض و روابطی برای دو عمق متوالی یا پیامد^۱ ارائه گردید که موارد متذکره منحصراً برای کانال‌های مستطیلی قابلیت کاربرد دارد. اصل بقاء ممان خطی^۲ که در هیدرولیک مقدماتی بحث می‌گردد، در زیر مجدداً برای یادآوری بیان می‌گردد. طبق تعریف مجموع برداری کلیه نیروهایی که بروی تمامی سطح (سطح مشخصه^۳) یک بخش مجزای مایع (حجم مشخصه^۴) اثر می‌نماید، برابر با اختلاف بین کل مقدار شار^۵ ممان خطی خروجی و ممان خطی ورودی می‌باشد؛ یعنی:

$$\underline{F} = \left(\sum \frac{\gamma}{g} \cdot \underline{QV} \right)_{\text{out}} - \left(\sum \frac{\gamma}{g} \cdot \underline{QV} \right)_{\text{in}} \quad (1-4)$$

در شکل (۲-۴) بخش مجزا شده آب بین دریچه کشویی و سرریز موضوع شکل (۱-۴) نشان داده شده است.



شکل ۲-۴: بخش جدا شده مایع

با جایگزینی موارد شکل بالا در معادله اجزاء افقی بردار که در بالا بیان شد، روابط زیر حاصل می‌گردد.

$$H_1 - H_2 = \frac{\gamma}{g} Q (V_2 - V_1) \quad (2-4)$$

$$\frac{1}{2} \gamma \cdot b \cdot h_1^3 - \frac{1}{2} \gamma \cdot b \cdot h_2^3 = \frac{\gamma}{g} Q (V_2 - V_1) \quad (3-4)$$

نظر به اینکه $V = \frac{Q}{A}$ و یا $V = \frac{Q}{b \cdot h}$ می‌باشد با جایگزینی آن در رابطه بالا:

$$\frac{1}{2} \gamma \cdot b \cdot h_1^3 - \frac{1}{2} \gamma \cdot b \cdot h_2^3 = \frac{\gamma \cdot Q^2}{g \cdot b \cdot h_1} - \frac{\gamma \cdot Q^2}{g \cdot b \cdot h_2} \quad (4-4)$$

طرفین رابطه را بر γ تقسیم می‌نماییم، نتیجه زیر حاصل می‌گردد.

^۱ Conjugate or Sequent Depths

^۲ Linear Momentum

^۳ Control-Surface

^۴ Control-Volume

^۵ Flux

$$\frac{1}{2} b \cdot h_1^2 - \frac{1}{2} b \cdot h_2^2 = \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot h_2} - \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot h_1} \quad (5-4)$$

و یا

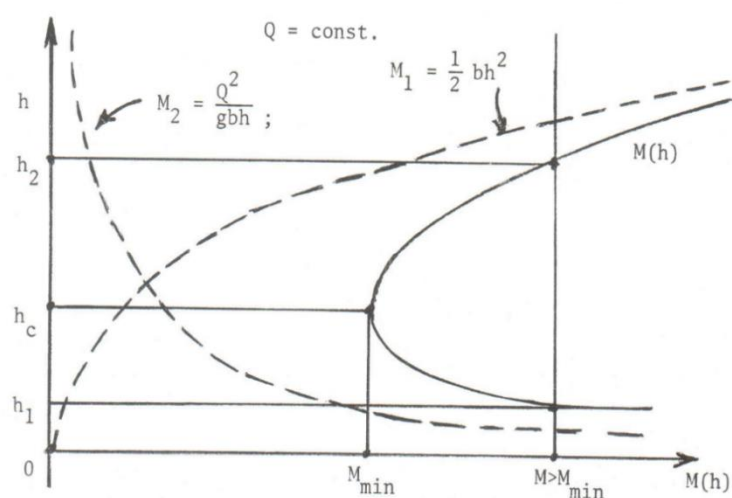
$$\frac{1}{2} b \cdot h_1^2 + \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot h_1} = \frac{1}{2} b \cdot h_2^2 + \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot h_2} \quad (6-4)$$

در رابطه اخیر هرگاه $h = h_1$ و $h = h_2$ در نظر گرفته شود، رابطه به شکل کلی زیر درمی‌آید.

$$M(h) = \frac{1}{2} b \cdot h^2 + \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot h} \quad (7-4)$$

حل ترسیمی تابع $M(h)$ در شکل (۳-۴) نشان داده شده است و در آن همانند $E(h)$ که به وسیله دو جزء $M_1 = \frac{1}{2} b \cdot h^2$ و $M_2 = \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot h}$ تشکیل شده است.

رابطه حاصل می‌شود به مجانب‌ها نزدیک می‌گردند و برای یک مقدار معین h از مقدار $M_{\min}$ عبور می‌نمایند.



شکل ۴-۳: نمایش تابع $M(h)$ در یک مقدار دبی ثابت

در اینجا مقدار h که در آن تابع $M(h)$ به حداقل^۱ مقدار خود می‌رسد به شرح زیر محاسبه می‌گردد.

$$\frac{dM}{dh} = b \cdot h - \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot h^2} \quad (8-4)$$

$$\left(\frac{dM}{dh} \right)_{h=h'} = 0 \quad (9-4)$$

^۱ Minimum

$$b \cdot h' - \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot h^3} = 0 \quad (10-4)$$

$$h' = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b}} = hc \quad (11-4)$$

ملاحظه می گردد که مقدار M به حداقل میزان خود در مقدار عمق بحرانی h_c همان طوری که در موارد قبلی (E_{min} با دبی ثابت و Q_{max} در ثابت E) نیز بیان گردید، می رسد.

برای هر مقدار $M > M_{min}$ نیز دو عمق مشخصه وجود دارد که در حالت ثبات، آن خیز هیدرولیکی به وقوع خواهد پیوست. در عمق مشخصه برای یکمیزان دبی و M و h_1 قبل از خیز و h_2 بعد از آن بنام اعماق متوالی یا پیامد^۱ نامیده می شوند. رابطه بین دو عمق به شرحی است که در زیر تشریح خواهد شد. با توجه به رابطه پایه ای ممان^۲ می توان نوشت:

$$\frac{1}{2} b \cdot h_1^3 + \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot h_1} = \frac{1}{2} b \cdot h_2^3 + \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot h_2} \quad (12-4)$$

و با توجه به رابطه پیوستگی جریان^۳ رابطه زیر برقرار است.

$$Q = b \cdot h_1 \cdot V_1 = b \cdot h_2 \cdot V_2 \quad (13-4)$$

رابطه قبلی را به صورت زیر می توان نوشت:

$$\frac{1}{2} b \cdot h_1^3 - \frac{1}{2} b \cdot h_2^3 = \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot h_1} - \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot h_2} \quad (14-4)$$

و یا

$$\frac{1}{2} b (h_1^3 - h_2^3) = \frac{b^2 \cdot h_1^3 \cdot V_1^2}{g \cdot b \cdot h_1} \left(1 - \frac{h_1}{h_2} \right) \quad (15-4)$$

و یا

$$\frac{1}{2} (h_1^3 - h_2^3) = \frac{h_1^3 \cdot V_1^2}{g \cdot h_1} \left(1 - \frac{h_1}{h_2} \right) \quad (16-4)$$

و یا

$$\frac{1}{2} (h_1 - h_2) (h_1 + h_2) = \frac{h_1 \cdot V_1^2}{g} \left(\frac{h_1 - h_2}{h_2} \right) \quad (17-4)$$

رابطه بالا را به صورت زیر نیز می توان نوشت:

$$\frac{1}{2} (h_1 - h_2) (h_1 + h_2) = \frac{h_1}{h_2} \cdot \frac{V_1^2}{g} (h_1 - h_2) \quad (18-4)$$

پس از حذف عبارت $(h_1 - h_2)$ از طرفین، رابطه به صورت زیر درمی آید.

^۱ Conguate of Sequent depths

^۲ Basic Momentum Equation

^۳ Continuity Equation

$$\frac{1}{2}(h_r + h_1) = \frac{h_1}{h_r} \cdot \frac{V_1^2}{g} \quad (19-4)$$

طرفین رابطه را بر h_1^2 تقسیم می‌کنیم حاصل به صورت زیر درمی‌آید.

$$\frac{1}{2} \left(\frac{h_r + h_1}{h_1^2} \right) = \frac{1}{h_r} \cdot \frac{V_1^2}{g h_1} \quad (20-4)$$

طرفین رابطه اخیر را در h_r ضرب می‌نماییم.

$$\frac{h_r}{2} \left(\frac{h_r + h_1}{h_1^2} \right) = \frac{V_1^2}{g h_1} \quad (21-4)$$

و یا

$$\frac{1}{2} \frac{h_r}{h_1} \left(\frac{h_r + h_1}{h_1} \right) = \frac{V_1^2}{g h_1} \quad (22-4)$$

که آن را به صورت زیر نیز می‌توان نوشت:

$$\frac{1}{2} \frac{h_r}{h_1} \left(1 + \frac{h_r}{h_1} \right) = \frac{V_1^2}{g h_1} \quad (23-4)$$

$$\frac{V_1}{\sqrt{g h_1}} = Fr_1 = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{h_r}{h_1} \cdot \left(1 + \frac{h_r}{h_1} \right)} \quad (24-4)$$

حال بایستی از رابطه بالا $\frac{h_r}{h_1}$ را به طریق زیر محاسبه نمود.

$$Fr_1^2 = \frac{1}{2} \frac{h_r}{h_1} + \frac{1}{2} \left(\frac{h_r}{h_1} \right)^2 \quad (25-4)$$

و یا

$$\frac{1}{2} \left(\frac{h_r}{h_1} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{h_r}{h_1} \right) - Fr_1^2 = 0 \quad (26-4)$$

عبارت بالا را در ۲ ضرب می‌کنیم.

$$\left(\frac{h_r}{h_1} \right)^2 + \left(\frac{h_r}{h_1} \right) - 2Fr_1^2 = 0 \quad (27-4)$$

$$\frac{h_r}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) \quad (28-4)$$

با معلوم بودن مقادیر h_1 و $Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g h_1}}$ و استفاده از رابطه بالا، قادر خواهیم بود که در کانال‌های مستطیلی عمق ثانویه

h_r را که موجد حالت خیز یا پرش هیدرولیکی است را تعیین نماییم. حال با معلوم بودن مقادیر h_1 ، h_r ، V_1 و V_r می‌توان نوشت:

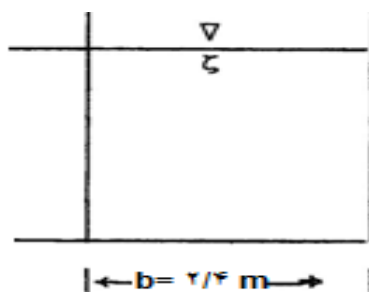
$$E_1 = E(h_1) = \frac{V_1^2}{2g} + h_1 \quad (29-4)$$

$$E_2 = E(h_2) = \frac{V_2^2}{2g} + h_2 \quad (30-4)$$

و اختلاف آنان یعنی $h_f = E_1 - E_2$ مقدار انرژی ویژه تلف شده (مستهلك شده) در خیز هیدرولیکی (نسبت به واحد وزن جریان) می باشد و $N = \gamma Q h_f$ عبارت از مقدار انرژی (و نه انرژی مخصوص یا ویژه) تلف شده در خیز در واحد زمان (توان) می باشد.

مثال ۴-۱: در کانال مستطیلی شکل با عرض کف ۲/۴ متر مقدار دبی برابر با ۹/۶ مترمکعب در ثانیه با عمق ۰/۸ متر جریان دارد. برای تشکیل جهش هیدرولیکی در پایین دست کانال آب باید تا چه میزان افزایش (خیز) یابد و میزان افت انرژی (ویژه) در طول خیز و میزان اتلاف انرژی چقدر است.

حل:



$$V_1 = \frac{Q}{b \times h_1} = \frac{9/6}{2/4 \times 0/8} = 5/0 \quad \text{متر بر ثانیه}$$

$$F_{R1}^2 = \frac{V_1^2}{g \times h_1} = \frac{5/0^2}{9/81 \times 0/8} = 3/184$$

$$h_2 = h_1 \times \frac{1}{2} \times \sqrt{1 + 8F_{R1}^2} - 1 = 0/8 \times \frac{1}{2} \times \sqrt{1 + 8 \times 3/184} - 1 = 1/656 > h_1 \quad \text{متر}$$

$$V_2 = \frac{Q}{b h_2} = \frac{9/6}{2/4 \times 1/656} = 2/42 \quad \text{متر بر ثانیه}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{V_1^2}{2g} + h_1 = \frac{5/0^2}{19/62} + 0/8 = 2/075 \quad \text{متر}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{V_2^2}{2g} + h_2 = \frac{2/42^2}{19/62} + 1/656 = 1/954 \quad \text{متر}$$

$$h_F = \varepsilon_1 - \varepsilon_2 = 2/075 - 1/954 = 0/121 \quad \text{متر}$$

$$N = \gamma Q h_F = 1000 \times 9 / 6 \times 0.121 = 1161$$

$$= 15/5 \quad \text{HP}$$

کیلوگرم متر بر ثانیه

۳-۴- انواع موج

۱-۳-۴- موج‌های زودگذر^۱

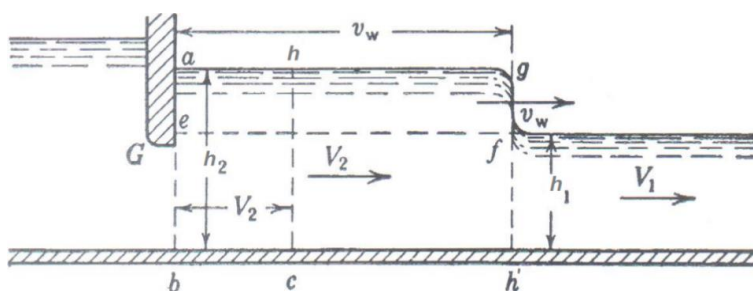
تغییرات ناگهانی در کمیت آبی که به کانال وارد یا از آن خارج می‌گردد، نتیجتاً موجبات تنظیم مجدد میزان سرعت و عمق جریان گردیده که به علت این امر یک یا یک سری موج حاصل می‌شود. هرگاه میزان دبی در محل دهانه آبگیر ناگهان افزایش یابد مقادیر قابل‌ملاحظه‌ای موج سریع و تند شوند^۲ به‌طور سریع شکل گرفته و به سمت پایین‌دست جریان حرکت می‌نماید؛ و هرگاه میزان قابل‌توجهی دبی به‌طور ناگهانی در محل دهانه خروجی تخلیه شود موج سریع و کند شوند^۳ به سمت بالادست حرکت می‌نماید. در هر حال مقادیری افزایش در عمق جریان حاصل می‌شود و هر نوع موج ایجادشده در حقیقت یک خیز هیدرولیکی متحرک است. برای ایجاد یک موج سریع لازم می‌آید که اعماق و سرعت‌های نسبی قبل و بعد از موج شرایط حاکم بر ایجاد خیزش هیدرولیکی یعنی رابطه زیر را داشته باشند (Q دبی در واحد عرض کانال است):

$$\frac{q_1}{g} h_1 h_2 \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) \quad (31-4)$$

آن قبیل موج‌هایی که موجب کاهش عمق می‌گردند یا از طریق کاهش میزان دبی از دهانه آبگیر و یا افزایش میزان دبی در دهانه خروجی حاصل می‌شوند که دارای سطح شیب‌دار بوده و در حقیقت تنها با کاهش تدریجی سطح آب به وجود می‌آیند.

۲-۳-۴- موج تند^۴

در شکل (۴-۴) شمای موج تندی که به سمت پایین‌دست حرکت می‌کند، نشان داده شده است.



شکل ۴-۴: شمای یک موج تند در حال حرکت به سمت پایین‌دست

فرض می‌شود که موج ایجادشده در شکل (۴-۴) با افزایش ناگهانی میزان دبی از طریق دریچه G از مقدار Q_1 (بر واحد عرض کانال) به Q_2 افزایش یافته باشد. در فاصله کوتاهی اثرات شیب کانال و افت اصطکاک، به‌طور تقریبی ناچیز و بدان

^۱ Translatory Waves

^۲ Accelerating Wave

^۳ Decelerating Wave

^۴ Abrupt wave

دلیل نادیده تلقی می‌شوند. فاصله بین موج و دریاچه هر مقطع دارای عمق یکنواخت برابر با h_r و سرعت یکسان برابر با V_r را دارا می‌باشند

در سمت پایین دست موج عمق جریان معادل h_1 و سرعت جریان برابر با V_1 و به همان میزانی است که قبل از افزایش آب کانال وجود داشته‌اند. شکل بالا شرایط را پس از یک دقیقه (زمان) از افزایش میزان دبی ورودی نشان می‌دهد.

موجی که با سرعت V_w حرکت می‌نماید در خاتمه زمان یک ثانیه به فاصله V_w از دریاچه قرار دارد. حجم آبی که به ازای واحد عرض کانال طی یک ثانیه وارد کانال می‌شود برابر با $q_r = h_r V_r$ که در شکل (۴-۴) با مساحت abch نشان داده شده است. مقدار افزایش دبی جریان یعنی $q_r - q_1$ به وسیله سطح aefg در شکل (۴-۴) نشان داده شده که از نظر ریاضی آن را می‌توان به شکل رابطه زیر بیان نمود:

$$q_r - q_1 = V_w (h_r - h_1) \quad (۳۲-۴)$$

با جایگزینی $V_r h_r$ و $V_1 h_1$ به جای مقادیر q_r و q_1 رابطه زیر حاصل می‌شود.

$$V_r h_r - V_1 h_1 = V_w (h_r - h_1) \quad (۳۳-۴)$$

معادله را برای V_r حل می‌نماییم نتیجه به شکل زیر حاصل می‌شود:

$$V_r = V_w - \frac{h_1}{h_r} (V_w - V_1) \quad (۳۴-۴)$$

در صورتی که جرم توده آب را M بنامیم، مقدار نیروی غیرتعادلی که برای تغییر ممان یا ممنت در یک ثانیه لازم است، از رابطه زیر استخراج می‌شود:

$$F = M(V_r - V_1) = \frac{(V_w - V_r) h_r W (V_r - V_1)}{g} \quad (۳۵-۴)$$

که در آن: W ، وزن واحد حجم آب است.

نیروی غیرتعادلی برابر با اختلاف فشار هیدرو استاتیکی مربوط به اعماق h_r و h_1 است.

$$F = \frac{h_r^2 w}{2} - \frac{h_1^2 w}{2} \quad (۳۶-۴)$$

با مساوی قرار دادن مقادیر F از روابط گفته شده نتیجه زیر حاصل می‌گردد.

$$\frac{g}{2h_r} (h_r^2 - h_1^2) = (V_r - V_1)(V_w - V_r) \quad (۳۷-۴)$$

با جایگزینی مقدار V_r از رابطه (۴-۵) و تغییر شکل آن از نظر ریاضی رابطه زیر حاصل می‌شود.

$$(V_w - V_1)^2 = \frac{2h_r}{2h_1} (h_r + h_1) \quad (۳۸-۴)$$

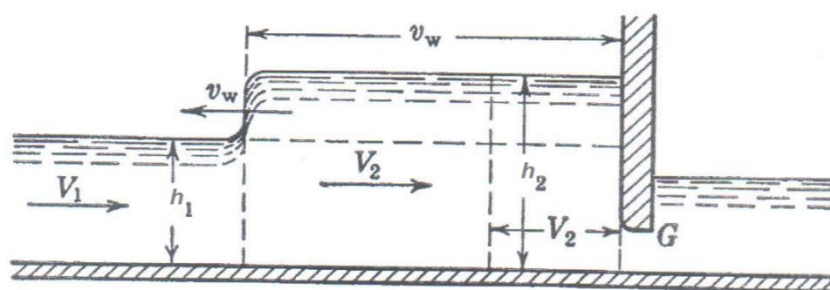
و یا

$$(V_w - V_1) = \pm \sqrt{\frac{gh_r}{2h_1}} (h_r + h_1) \quad (۳۹-۴)$$

رابطه بالا حالت کلی داشته و برای کلیه حالت‌های موج تند بکار می‌رود و عبارت $(V_w - V_1)$ سرعت موج در ارتباط با آب در قسمت کم‌عمق‌تر جریان است. حل رابطه بالا برای تعیین V_w به شرح زیر است:

$$V_w = \pm \sqrt{\frac{gh_r}{r h_1}} (h_r - h_1) + V_1 \quad (4-40)$$

در رابطه بالا علامت مثبت مربوط به موج‌هایی است که به سمت پایین‌دست جریان حرکت می‌نماید (شکل ۴-۴) و علامت منفی در خصوص موج‌هایی است که به سمت بالادست جریان انتقال می‌یابند. چنین حالتی مواقعی ایجاد می‌شود که قسمت باز دریچه G کاهش داده شود. شکل (۴-۵) شمای یک موج تند که به سمت بالادست حرکت می‌کند را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۵: شمای یک موج تند در حال حرکت به سمت بالادست

در حالت‌هایی که حرکت به سمت راست را مثبت و به سمت چپ را منفی منظور نماییم، رابطه گفته‌شده از اشکال (۴-۴) و (۴-۵) تبعیت می‌نماید.

لازم است گفته شود که هرگاه سرعت موج برابر با صفر گردد، موج به خیز هیدرولیکی تبدیل می‌شود. بدین طریق که هرگاه به جای $V_w = 0$ و $V_1 = \frac{q}{h_1}$ در رابطه بالا (۴-۴۰) قرار گیرد، رابطه اخیر برابر با رابطه (۴-۳۴) می‌گردد.

و هرگاه مقادیر h_1 و h_r به ترتیب افزایش و کاهش حاصل نمایند، یعنی به مقدار h_c برسند، رابطه (۴-۴۰) به صورت رابطه زیر قابل ارائه است.

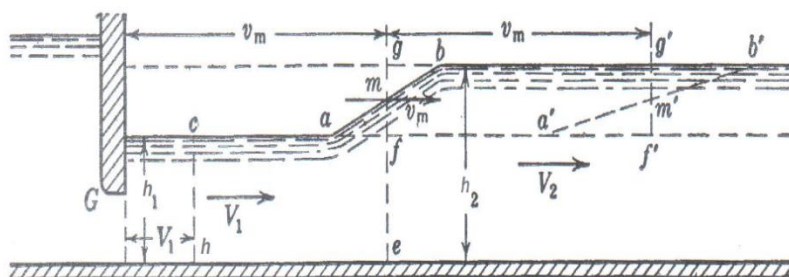
$$V_w = \pm \sqrt{gh_c} + V_1 \quad (4-41)$$

که عبارت $\sqrt{gh_c}$ معرف میزان سرعت بحرانی است.

هرگاه جریان در کانالی به طور ناگهانی افزایش و یا کاهش (به مقدار معینی) نماید، مقادیر h_r و V_w نامشخص می‌باشند. در صورتی که اثر افت اصطکاک و شیب کانال نادیده گرفته شود، مقادیر بالا را می‌توان با حل توأم روابط (۴-۳۲) و (۴-۴۰) به دست آورد؛ و هر زمان که عمق جریان آب h_1 ناگهان افزایش یافته و به عمق h_r برسد، سرعت موج را می‌توان با استفاده از رابطه (۴-۴۰) به دست آورد که با کاربرد آن در رابطه (۴-۳۲) مقدار دبی جدید یا Q_r مشخص خواهد شد.

۴-۳-۳- موج شیب‌دار^۱

به‌طوری که در قسمت قبل بیان شد، تغییر ناگهانی در میزان دبی موجب افزایش عمق و ایجاد موج تند می‌گردد. مثالی از موج شیب‌دار که در اثر کاهش عمق جریان حاصل می‌گردد در شکل (۴-۶) نشان داده شده است.



شکل ۴-۶: شمای موج شیب‌دار

در شکل (۴-۶) فرض شده که مقدار سطح گذر جریان از طریق دریچه G به‌طور ناگهانی کاهش یافته که در نتیجه آن عمق جریان از h_1 به h_2 کاهش یافته است. در کلیه حالت‌ها، موج شیب‌دار همانند آنچه در مورد موج تند بیان گردید، h_1 عمق بزرگ‌تر و q_1 مرتبط با میزان سرعت و دبی به ازای واحد عرض کف کانال در عمق گفته شده اخیر می‌باشد. q_1 و V_1 در نتیجه مربوط به جریان با عمق کمتر یعنی h_2 خواهند بود. در شکل (۴-۶) شرایط پس از گذشت یک ثانیه (زمان) ارائه شده است.

سطح موج با خط شیب‌دار ab نشان داده شده و خط fg معرف موقعیت میانی موج است؛ بنابراین مساحت‌های $amf = bmg$ خواهد بود. در این حالت سرعت متوسط موج V_m است. طی یک ثانیه کاهش میزان دبی، حجم آبی که وارد کانال می‌گردد $q_1 = V_1 h_1$ خواهد بود و در نتیجه میزان کاهش دبی به شرح رابطه زیر است:

$$q_2 - q_1 = V_m (h_2 - h_1) \quad (۴۲-۴)$$

هرگاه فرض شود که جرم (توده) آبی که در شکل (۴-۶) به‌وسیله مستطیل chef مشخص شده باشد، سرعت آن از V_1 به V_2 کاهش می‌یابد. مطابق آنچه در قسمت قبل بحث شد، میزان V_m برای موج تند از رابطه زیر قابل دست‌یابی است:

$$V_m = \pm \sqrt{\frac{gh_1}{2h_2}} (h_2 - h_1) + V_1 \quad (۴۳-۴)$$

برخلاف فرضیه‌های اعمال شده در قسمت بالا شرایط واقعی به شرح زیر است:

جریان بالادست از نقطه a که در آن سرعت آب از V_1 به V_2 کاهش یافته و در پایین‌دست از نقطه b هیچ‌گونه تغییری در سرعت حاصل نشده است. به‌هرحال بین نقطه c و b کاهش سرعت هنوز در جریان است. به دلیل چنین اختلافاتی بین موارد واقعی و شرایط اصلی (حقیقی) رابطه (۴۳-۴) کاربری عمومی ندارد. برای آن قبیل موج‌هایی با ارتفاع خیلی کم، به - هر حال ناهنجاری‌های ناشی از خطا ناپدید می‌گردد و سرعت موج به‌صورت زیر درمی‌آید:

^۱ Sloping wave

$$V_w = \pm \sqrt{gh} + V \quad (4-44)$$

که در آن:

h و V عمق و سرعت آب در حالت موج است. موج شیب‌دار ارائه شده در شکل (۴-۶) را می‌توان چنین تصور نمود که از تعدادی موج کوتاه حاصل شده باشند، سرعت زیرین در این شرایط $V_a = \pm \sqrt{gh_a} + V$ و موج بالایی دارای سرعتی برابر با $V_b = \pm \sqrt{gh_b} + V$ و هرگاه فاصله بین V_a و V_b را خطی فرض نماییم سرعت متوسط موج برابر خواهد بود با:

$$V_m = \frac{1}{2}(V_a + V_b) = \frac{1}{2}(\pm \sqrt{gh_a} + V \pm \sqrt{gh_b} + V) \quad (4-45)$$

از آنجایی که مقدار h_r از h_b و V_b بزرگ‌تر از V_a است، سطح موج در حال انتشار مسطح‌تر خواهد بود. پس از گذشت دو ثانیه موقعیت موج به شرح خط ab و پس از مدت زمان کوتاهی به صورت کاهش تدریجی سطح آب نمودار می‌گردد. موارد گفته شده در ارتباط با تغییرات توأم مرحله‌ای است که در حقیقت اتفاق نخواهد افتاد. زمان لازم برای کاهش عمق آب، حتی بیش از کاهش شیب موج به وقوع خواهد پیوست.

هرگاه در شکل (۴-۶) حرکت به سمت راست مثبت در نظر گرفته شود؛ و در خلاف جهت آن منفی باشد علائم ارائه شده قبل از رادیکال‌های رابطه (۴-۴۵) مثبت خواهند بود. برای آن قبیل موج‌های تندی که به سمت بالادست حرکت می‌نماید، همانند آنچه با افزایش مقدار گذر آب به جای کاهش آن (شکل ۴-۵) علائم به کار رفته قبل از رادیکال‌های رابطه (۴-۴۵) منفی خواهند بود.

در اشتقاق رابطه (۴-۴۵) تغییرات بین V_a و V_b مستقیم فرض شده است. لیکن واقعیت این است که این حالت به صورت منحنی است؛ بنابراین رابطه واقعیت ندارد. به هر حال کاربرد آن ساده است و نتایج حاصله در مسائل معمولی نتایج نزدیکی را حاصل می‌نماید. حل توأم روابط (۴-۴۲) و (۴-۴۵) می‌تواند منتج به محاسبه V_m و h_r هرگاه q_r ، h_r و q_1 مشخص باشند، می‌گردد. سرعت بخش بالایی موج به طور مستقیم از طریق رابطه (۴-۴۴) حاصل می‌شود. اگر سطح آب به مقدار مشخصی پایین آورده شود و آن در حالی است که q_r ، h_r و h_a معلوم باشند. سرعت سطح آب و کف موج را می‌توان از رابطه (۴-۴۴) که مقادیر میانی آن برابر با V_m خواهد بود. حل مستقیم رابطه (۴-۴۲) برای تعیین مقدار q_1 می‌تواند بکار رود.

۴-۴- اثرات افت اصطکاک در امواج

نظریه‌های ارائه شده در دو مبحث موج تند و موج شیب‌دار، افت بار در اثر اصطکاک را در برنمی‌گیرد. در کانال‌های کاملاً عمیق و در فاصله کوتاه اثرات توصیفی چنین فاکتورهای ممکن است بسیار ناچیز باشند، لیکن هر چه طول کانال افزایش یابد و عمق آب در آن کمتر گردد اثرات این عوامل می‌تواند بیشتر اثربخش باشد. در قسمت پشت موج، جریان ممکن است غیرهمگام و غیریکنواخت باشد. یک تجسس کلی در خصوص پروفیل سطح آب، احتیاج به انجام محاسبات در فواصل معین تا انتهای زمان تناوبی مربوطه را دارد.

برای نقطه شروع، محاسبات را می‌توان از زمان یک ثانیه آغاز نمود که در آن افت اصطکاک نادیده گرفته می‌شود؛ و پس از آن در صورت قابل توجه بودن مقادیر اصطکاک اثرات آن را تعدیل نمود. هرگاه اثرات افت اصطکاک در نظر گرفته

شود، لازم است که در این خصوص از معادله مانینگ یا سایر روابط کانال‌های باز استفاده نمود؛ و این علاوه بر ضرورت کاربرد روابط نوع موج به خصوص است. اصولی که در انجام محاسبات پروفیل سطح آب پشت یک موج بکار می‌رود به‌طور تقریبی ساده؛ لیکن انجام محاسبات مکرر آن طولانی و زمان‌بر است.

اثرات افت اصطکاک بر ارتفاع و سرعت موج با کاهش میزان h_1 به‌شدت افزایش می‌یابد. رابطه (۴-۴۴) نشان می‌دهد که مقدار V_m با کاهش مقدار h_1 افزایش می‌یابد؛ و در صورتی که $h = 0$ شود به‌صورت نامحدود درمی‌آید و رابطه (۴-۳۶) نمایانگر آن است که هرگاه مقدار h_1 کاهش یابد مقدار V_2 به V_m در محدوده‌ای برابر آن می‌گردد. برای مقادیر خیلی کم h_1 افت اصطکاک ناشی از مقادیر قابل‌توجه V_2 به‌وسیله رابطه (۴-۳۶) بیان کاملی از نحوه تغییر جریان را نمودار می‌سازد. به‌عنوان یک مثال اغراقی هرگاه $h_2 = 10$ و $h_1 = 0.1$ و $V_1 = 0$ گردد جایگزینی این ارقام در رابطه (۴-۴۰) مقدار $V_w = 127/4$ و مواقعی که در معادله (۴-۳۴) بکار رود. مقدار $V_2 = 126/1$ را حاصل می‌نماید. از آنجائی که افت اصطکاک در چنین سرعت‌های بالایی غیر قابل‌توجه است. امکان‌پذیر نیست که بتوان به‌جز مقادیر کم افت اصطکاک را که با کاربرد V_2 و معادله (۴-۳۴) حاصل می‌گردد، افزایش داد.

یک موج تند ممکن است در رودخانه‌ای پس از یک بارندگی سنگین و یا شکست یک سد و در نتیجه آن خروج مقادیر قابل‌ملاحظه از آب مهار نشده به وجود آید. چنین موج‌هایی که به سمت پایین‌دست انتقال می‌یابند، ممکن است در پایین دست مقدار آب کم و یا بدون آب باشد که در این حالت اثر بازدارنده (کند کننده) اصطکاک سرعت بیش‌تر از ۱۵ مایل در ساعت (۲۲ فوت در ثانیه) ایجاد ننماید.

۴-۵- انواع افت بار^۱ و افت سطح آب در کانال‌های باز

۴-۵-۱- افت اصطکاک^۲

$$h_f = f \cdot \frac{L}{R} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (4-46)$$

$$f = \frac{2g n^2}{R^{4/3}} \quad (4-47)$$

$$h_f = \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} \cdot L \quad (4-48)$$

که در آن f ضریب افت اصطکاک و h_f افت اصطکاک برحسب متر است.

معادله (۴-۴۸) را به‌صورت زیر نیز می‌توان نوشت:

$$h_f = \left(\frac{n \cdot V}{R^{4/3}} \right)^2 \cdot L \quad (4-49)$$

که در آن، n ضریب زبری جدار در معادله مانینگ، V سرعت متوسط جریان، R شعاع هیدرولیکی و L طول کانال است.

^۱ Head Losses

^۲ Fraction Loss

۴-۵-۲- افت بار در ورودی کانال^۱

$$h_i = f_i \frac{V_r^2}{2g} \quad (۵۰-۴)$$

که در آن h_i افت بار سطح آب در ورودی کانال

$$\Delta h_i = (1 - f_i) \frac{\bar{V}^2}{2g} \quad (۵۱-۴)$$

Δh_i اختلاف سطوح آب، $\bar{V}^2$ سرعت آب پس از ورود به درون کانال و f_i ضریب افت اصطکاک است.

مقادیر f_i برای:

0.1 = Round shape with bell mouth

0.2 = Square shape with bell mouth

0.5 = Square shape without bell mouth

است.

۴-۵-۳- افت در شبکه فلزی یا توری مشبک^۲

$$h_n = f_n \cdot \frac{V_1^2}{2g} \quad (۵۲-۴)$$

$$f_n = \beta \sin \theta \left(\frac{T}{b} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (۵۳-۴)$$

$$\Delta h_n = f_n \cdot \frac{V_1^2}{2g} + \frac{\bar{V}_r^2 - \bar{V}_1^2}{2g} \quad (۵۴-۴)$$

که در آن، $\bar{V}_1$ سرعت در بالادست، $\bar{V}_2$ سرعت در پایین‌دست (توری مشبک)، f_n ضریب افت در توری مشبک، β ضریب نوع شبکه (توری مشبک)، b فواصل بین میله‌ها، θ زاویه استقرار میله‌ها و T عرض میله‌ها است.

۴-۵-۴- افت بار در اثر تغییر سطح مقطع^۳

۴-۵-۴-۱- انبساط ناگهانی سطح مقطع^۴

$$h_{se} = f_{se} \frac{V_1^2}{2g} \quad (۵۵-۴)$$

$$\Delta h_{se} = \frac{V_1^2}{2g} \left(1 - \frac{A_1}{A_r} \right)^2 + \frac{\bar{V}_r^2 - \bar{V}_1^2}{2g} \quad (۵۶-۴)$$

^۱ Canal Entrance

^۲ Screen

^۳ Change in Cross Section

^۴ Sudden Enlargement

$$f_{se} = \left(1 - \frac{A_1}{A_r}\right)^2 \quad (57-4)$$

که در آن، h_{se} ، افت بار در اثر انبساط ناگهانی سطح مقطع، f_{se} ضریب افت اصطکاک، V_1 و V_r ، A_1 و A_r به ترتیب سرعت و سطوح مقطع قبل و پس از انبساط مقطع، Δh_{se} اختلاف سطوح آب در اثر افت انبساط ناگهانی سطح مقطع است.

جدول ۴-۱- نسبت‌های سطح مقطع‌ها و ضریب افت اصطکاک (f_{se}) مربوطه

A_1/A_r	۰/۰	۰/۱	۰/۲	۰/۳	۰/۴	۰/۵	۰/۶	۰/۷	۰/۸	۰/۹	(۱/۰)
f_{se}	۱/۰	۰/۸۱	۰/۶۴	۰/۴۹	۰/۳۶	۰/۲۵	۰/۱۶	۰/۰۹	۰/۰۴	۰/۰۱	(۰)

۴-۵-۴-۲- انبساط تدریجی سطح مقطع^۱

$$h_{ge} = f_{ge} \cdot \frac{\bar{V}_r^2 - V_1^2}{2g} + I_m \cdot L \quad (58-4)$$

$$\Delta h_{ge} = f_{ge} \cdot \frac{\bar{V}_r^2 - V_1^2}{2g} + I_m \cdot L + \frac{V_r^2 - V_1^2}{2g} \quad (59-4)$$

$$I_m = \frac{I_1 + I_r}{2} \quad (60-4)$$

که در آن، I_1 و I_r گرادیان هیدرولیکی، L طول مبدل^۲، h_{ge} افت بار در اثر انبساط تدریجی سطح مقطع، f_{ge} ضریب افت اصطکاک، V_1 و V_r به ترتیب سرعت قبل و پس از انبساط تدریجی سطح مقطع و Δh_{ge} اختلاف سطح آب در اثر انبساط تدریجی سطح مقطع است. در این حالت $\Delta h_{ge} < 0$ و بنابراین افت اصطکاک قابل‌اغماض است.

۴-۵-۴-۳- انقباض ناگهانی سطح مقطع^۳

$$h_{se} = f_{se} \frac{V_r^2}{2g} \quad (61-4)$$

$$\Delta h_{se} = f_{se} \frac{V_r^2}{2g} + \frac{V_r^2 - V_1^2}{2g} \quad (62-4)$$

که در آن، h_{se} ، افت بار در اثر انقباض ناگهانی سطح مقطع، f_{se} ، ضریب افت اصطکاک، V_1 ، V_r ، A_1 و A_r به ترتیب سرعت قبل و بعد از انقباض سریع سطح مقطع Δh_{se} اختلاف سطح آب در اثر انقباض ناگهانی سطح مقطع است.

^۱ Gradual Enlargement

^۲ Transition

^۳ Sudden Contraction

جدول ۴-۲- نسبت‌های سطح مقطع‌ها و ضریب افت اصطکاک (f_{SC}) مربوطه

A_1/A_2	۰/۰	۰/۱	۰/۲	۰/۳	۰/۴	۰/۵	۰/۶	۰/۷	۰/۸	۰/۹	(۱/۰)
f_{se}	۱/۵۰	۰/۴۸	۰/۴۵	۰/۴۱	۰/۳۶	۰/۳۹	۰/۳۱	۰/۱۳	۰/۰۷	۰/۰۱	(۰)

۴-۵-۴- انقباض تدریجی سطح مقطع^۱

$$h_{gc} = f_{gc} = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} + I_m \cdot L \quad (۴-۶۳)$$

$$\Delta h_{gc} = f_{gc} = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} + I_m + L + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \quad (۴-۶۴)$$

$$I_m = \frac{I_1 + I_2}{2} \quad (۴-۶۵)$$

که در آن:

I_1 و I_2 گرادیانت هیدرولیکی، L طول مبدل، h_{gc} افت بار در اثر انقباض تدریجی سطح مقطع، f_{gc} ضریب افت اصطکاک، V_1 و V_2 به ترتیب سرعت قبل و پس از انقباض تدریجی سطح مقطع و Δh_{gc} اختلاف سطح آب در اثر انقباض تدریجی سطح مقطع است.

۴-۵-۵- افت بار در اثر پایه‌های پل^۲

$$\Delta h = \frac{V^2}{2g} \left[\frac{1}{\lambda \left(1 - \frac{0.3}{h} \cdot \frac{V^2}{2g} \right)} \right] - \beta \frac{V_1^2}{2g} \quad (۴-۶۶)$$

در معادله فوق Δh اختلاف در سطح آب (متر)، V سرعت آب پس از پایه پل، V_1 سرعت آب قبل از پایه پل، λ ضریب شکل پایه پل $\beta = \frac{\Sigma a}{B}$ ، B عرض جریان، a عرض پایه پل $\Sigma a = a_1 + a_2$ افت بار در اثر خمش (یا قوس) کانال‌ها در طراحی‌های معمولی (نرمال) می‌تواند نادیده تلقی گردد.

^۱ Gradual Contraction

^۲ Transition

^۳ Bridge Peers

۶-۴- جریان متغیر تدریجی

۶-۴-۱- تعاریف

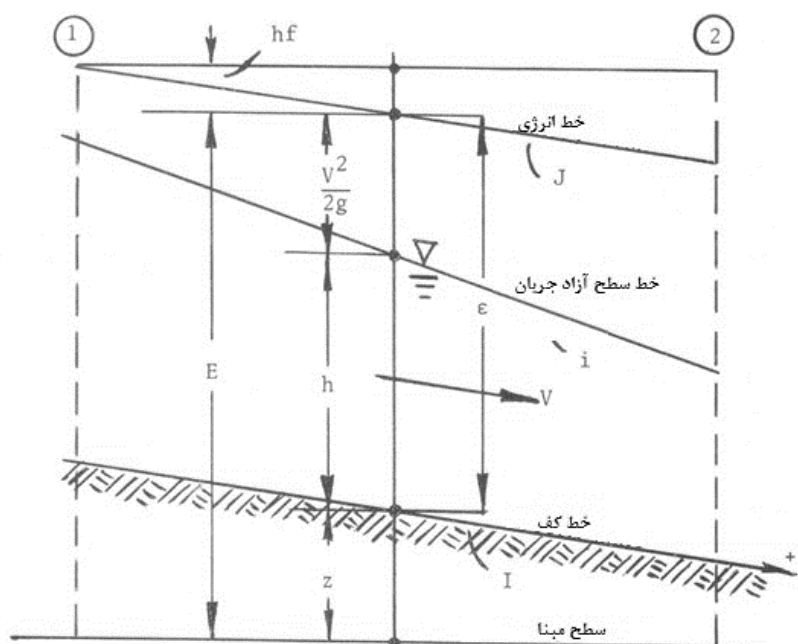
هرگاه جریان همگام (یعنی $\frac{\partial V}{\partial t} = 0$) و غیریکنواخت (یعنی $\frac{\partial V}{\partial s} \neq 0$) لیکن تغییرات عمق در طول کانال $\left(\frac{dh}{ds}\right)$ بسیار کوچک باشد به طوری که در حقیقت بتوان در هرکجا جریان غیریکنواخت را حدوداً و با تقریب جریان یکنواخت منظور نمود به این جریان متغیر تدریجی گفته می‌شود. دو پارامتر اصولی در تجزیه و تحلیل جریان متغیر تدریجی عبارت‌اند از عمق نرمال h_n و عمق بحرانی h_c .

«عمق نرمال» تنها و منحصر عمقی است که میزان دبی معادل Q از کانال معلومی با ضریب زبری جدار n و شیب طولی I تحت شرایط جریان یکنواخت حرکت می‌نماید.

«عمق بحرانی» عمقی است که در آن انرژی ویژه جریان E برای دبی Q دارای مقدار حداقل باشد. مقدار آن به میزان دبی و مختصات هندسی سطح مقطع تنها بستگی دارد و مستقل از ضریب زبری جدار بستر n می‌باشد.

۷-۴- نظریه جریان متغیر تدریجی

در شکل (۷-۴) شمای جریان متغیر تدریجی نشان داده شده است.



شکل ۷-۴: پروفیل یا نیمرخ جریان متغیر تدریجی

گرادیان انرژی، طبق تعریف (برای جریان ماندگار یا همگام) عبارت است از:

$$j = -\frac{dE}{ds} = -\frac{d}{ds} \left(\frac{V^2}{2g} + h + z \right) = -\frac{d}{ds} \left(\frac{V^2}{2g} \right) - \frac{dh}{ds} - \frac{dz}{ds} \quad (۷-۴)$$

از طرفی

$$-\frac{dz}{ds} = I \quad (۶۸-۴)$$

$$\begin{aligned} \frac{-d}{ds} \left(\frac{V^r}{rg} \right) &= -\frac{1}{rg} \cdot \frac{d}{ds} \left(\frac{Q^r}{A^r} \right) = -\frac{1}{rg} \cdot Q^r \cdot \frac{d}{dA} \left(\frac{1}{A^r} \right) \cdot \frac{dA}{dh} \cdot \frac{dh}{ds} \\ &= -\frac{Q^r}{rg} \cdot \left(-\frac{r}{A^r} \right) \cdot B \cdot \frac{dh}{ds} = \frac{Q^r B}{ds} \cdot \frac{dh}{ds} \end{aligned} \quad (۶۹-۴)$$

بنابراین

$$j = \frac{Q^r \cdot B}{gA^r} \cdot \frac{dh}{ds} - \frac{dh}{ds} + I \quad (۷۰-۴)$$

و یا

$$\frac{dh}{ds} = \frac{1-j}{1 - \frac{Q^r B}{gA^r}} = I \cdot \frac{1 - \frac{j}{I}}{1 - \frac{Q^r / g}{A^r / B}} \quad (۷۱-۴)$$

حال ملاحظه می گردد که شکل (۷-۴) به دلیل $h \neq h_n$ غیریکنواخت می باشد.

با معلوم بودن Q که از کانال معلومی باحالت یکنواخت عبور می نماید، عمق نرمال h_n را می توان با داشتن Q ، n و I و شکل هندسی مقطع به شرح زیر محاسبه نمود. با معلوم بودن h_n می توان نوشت:

$$A_n = A(h_n) \quad (۷۲-۴)$$

$$P_n = P(h_n) \quad (۷۳-۴)$$

$$R_n = \frac{A_n}{P_n} = R(h_n) \quad (۷۴-۴)$$

و شیب کف را می توان به شرح رابطه زیر نشان داد.

$$I = \left(\frac{nQ}{A_n R_n^{2/3}} \right)^2 \quad (۷۵-۴)$$

ولی همان گونه که قبلاً تذکر داده شد عمق واقعی جریان $h \neq h_n$ می باشد.

اینک مسئله ای که وجود دارد آن است که گرادیان هیدرولیکی موقعی که Q از کانالی با عمق h (در حالت شرایط یکنواخت) می گذرد چه میزان است که آن را می توان به شرح زیر ارائه نمود.

$$A = A(h) \quad (۷۶-۴)$$

$$A = A(h) \quad (۷۷-۴)$$

$$P = P(h) \quad (۷۸-۴)$$

$$R = R(h) \quad (۷۹-۴)$$

از طرفی در جریان یکنواخت گرادیان انرژی با شیب کف مساوی می باشد، بنابراین:

$$j = \left(\frac{nQ}{AR^{2/3}} \right)^2 \quad (۸۰-۴)$$

حال نسبت $\frac{j}{I}$ را می‌توان به شرح زیر ارائه نمود.

$$\frac{j}{I} = \frac{\left(\frac{nQ}{AR^{\tau/\tau}}\right)^{\tau}}{\left(\frac{nQ}{AnR_n^{\tau/\tau}}\right)^{\tau}} \left(\frac{AnR_n^{\tau/\tau}}{AR^{\tau/\tau}}\right)^{\tau} = f_n(h) \quad (۸۱-۴)$$

در شرایط بحرانی $h = h_c$ می‌باشد؛ بنابراین می‌توان نوشت:

$$B_c = B(R_c) \quad (۸۲-۴)$$

$$A_c = A(h_c) \quad (۸۳-۴)$$

$$\frac{Q^{\tau}}{g} = \frac{A_c^{\tau}}{B_c} \quad (۸۴-۴)$$

و نسبت $\frac{Q^{\tau}/g}{A^{\tau}/B}$ را می‌توان به شرح زیر بیان داشت:

$$\frac{Q^{\tau}/g}{A^{\tau}/B} = \frac{A_c^{\tau}/B_c}{A^{\tau}/B} = f_c(h) \quad (۸۵-۴)$$

با کاربرد رابطه اخیر

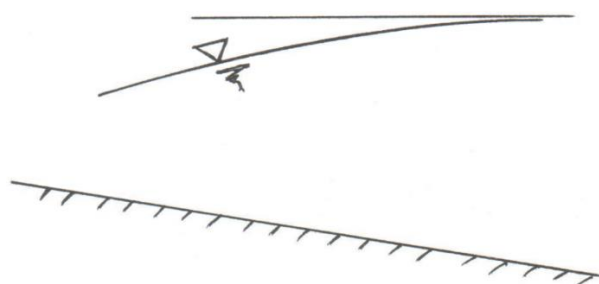
$$\frac{dh}{ds} = I \cdot \frac{1 - \frac{A_n^{\tau} R_n^{\tau/\tau}}{A^{\tau} R^{\tau/\tau}}}{1 - \frac{A_c^{\tau}/B_c}{A^{\tau}/B}} = I \cdot \frac{1 - f_n(h)}{1 - f_c(h)} \quad (۸۶-۴)$$

حال بایستی تغییرات عمق یعنی h را بافاصله s یعنی $\frac{dh}{ds}$ در حالات زیر بررسی نمود.

$$h \rightarrow \infty \quad (۸۷-۴)$$

$$\lim_{h \rightarrow \infty} \frac{dh}{ds} = I \cdot \frac{1 - 0}{1 - 0} \equiv I$$

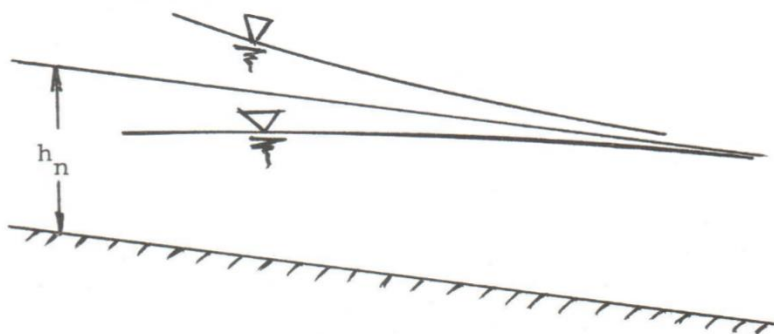
بدین ترتیب هرگاه سطح آب بالای هر دو عمق نرمال و بحرانی خیز بردارد، به حالت تقریباً مجانب ملاحظه می‌شود (شکل ۸-۴).



شکل ۸-۴: سطح آب بالاتر از اعماق نرمال (h_n) و بحرانی (h_c)

$$\lim_{h \rightarrow h_n} \frac{dh}{ds} = I \cdot \frac{1 - \frac{1}{f_c(h_n)}}{1 - f_c(h_n)} = \infty \quad h \rightarrow h_n \quad (88-4)$$

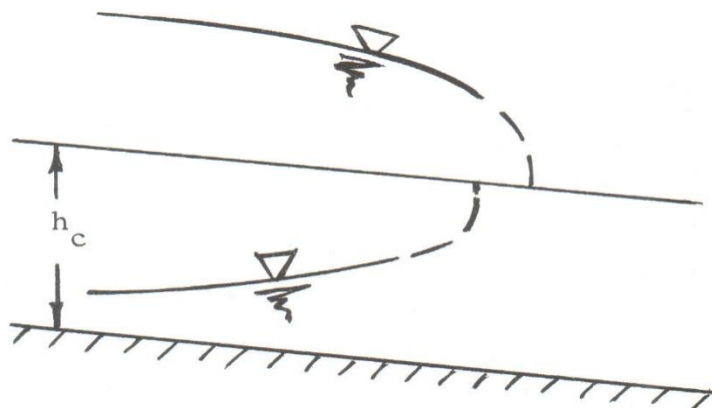
و بدین ترتیب موقعی که سطح آب به عمق نرمال برسد، به تدریج به حالت مجانب درمی‌آید.



شکل ۴-۹: سطح آب به عمق نرمال (h_n) رسیده

$$\lim_{h \rightarrow h_c} \frac{dh}{ds} = I \cdot \frac{1 - f_n(h_c)}{1 - 1} = \infty \quad h \rightarrow h_c \quad (89-4)$$

بدین ترتیب هرگاه سطح آب به عمق بحرانی برسد، به طور ناگهانی به صورت عمودی ملاحظه می‌شود.



شکل ۴-۱۰: سطح آب به عمق بحرانی (h_c) رسیده

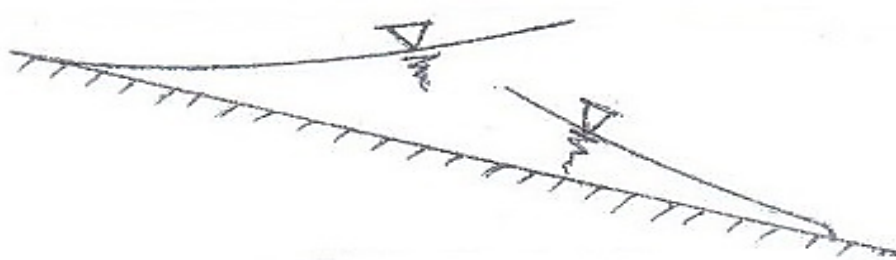
$$\lim_{h \rightarrow \infty} \frac{dh}{ds} = \lim_{h \rightarrow \infty} \frac{I - \frac{j}{1 - \frac{Q^r}{g A^r B}}}{1 - \frac{Q^r}{g A^r B}} = \infty \quad h \rightarrow \infty \quad (90-4)$$

$$= \lim_{h \rightarrow \infty} \frac{I - \frac{f Q^r}{\Lambda g R A^r}}{1 - \frac{Q^r B}{g A^r}}$$

$$= \lim_{h \rightarrow \infty} \frac{IA^3 - \frac{f}{g} \cdot \frac{Q^3}{g} \cdot \frac{A}{R}}{A^3 - \frac{Q^3}{g} \cdot B} = \frac{f}{B} \lim_{h \rightarrow \infty} \frac{P}{B} = \frac{f}{\lambda} = 0$$

و بدین ترتیب هرگاه سطح آب به کف برسد (شکل ۴-۱۱) در هر شیبی این حالت به وقوع می پیوندد، یعنی:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{f}{\lambda} \quad (۴-۹۱)$$



شکل ۴-۱۱: سطح آب به کف کانال رسیده

۴-۸- پروفیل یا نیمرخ جریان^۱

۴-۸-۱- تیپ های جریان^۲

I - برحسب شیب کف کانال I

$I = I_c$ ، جریان بحرانی

$I < I_c$ ، جریان تیپ رودخانه ای

$I > I_c$ ، جریان سیلابی یا سیل وار

II - برحسب عمق جریان h

$h = h_c$ ، رژیم بحرانی جریان

$h > h_c$ ، رژیم آرام جریان

$h < h_c$ ، رژیم پرتابی جریان

III - برحسب تغییرات عمق جریان $\frac{dh}{ds}$

$\frac{dh}{ds} = 0$ ، جریان یکنواخت

$\frac{dh}{ds} > 0$ ، جریان کند شونده

$\frac{dh}{ds} < 0$ ، جریان تند شونده

^۱ Flow Profiles

^۲ Types of Flow

۴-۸-۲- طبقه‌بندی شیب‌های کف^۱

شیب‌های کف عبارت‌اند از:

$$(a) \quad \text{نزولی، نرمال یا مثبت درحالی که } I = -\frac{dz}{ds} > 0 \text{ باشد،}$$

$$(b) \quad \text{افقی یا صفر، هرگاه } I = -\frac{dz}{ds} = 0 \text{ گردد و}$$

$$(c) \quad \text{صعودی، خیزشی یا منفی هر موقع که } I = -\frac{dz}{ds} < 0 \text{ شود.}$$

شیب‌های کف نزولی یا نرمال عبارت‌اند از:

S، تند، هرگاه $I < I_c$ باشد بنا بر آن $h_n < h_c$ و $V > V_c$ می‌باشد.

C، بحرانی، هرگاه $I = I_c$ گردد و بنا بر آن $h_n = h_c$ و $V = V_c$ شود.

M، آرام، هرگاه $I < I_c$ شده و بدان دلیل $h_n < h_c$ و $V < V_c$ باشد.

لازم به تذکر است که عمق بحرانی h_c منحصرأ بستگی به شکل هندسی سطح مقطع کانال و میزان دبی داشته و به‌طور کامل از هرگونه ضریب زبری جدار (n و C) مستقل می‌باشد. از جهت دیگر عمق نرمال h_n علاوه بر وابستگی به عوامل بیان‌شده قبلی به ضریب زبری جدار نیز بستگی دارد. بدین دلیل هرگاه دو کانال که دارای شکل هندسی سطح مقطع مشابه بوده و میزان دبی همانندی را با شیب یکسان در نظرگیریم، ممکن است از نظر هیدرولیکی تند^۲ و یا آرام^۳ بسته به ضرایب زبری جدار (n و C) به وجود آید.

شیب‌های کف غیر نزولی عبارت‌اند از:

H افقی، هرگاه $I = 0$ باشد. در این حالت عمق نرمال به سمت بی‌نهایت یعنی $h_n \rightarrow \infty$ و بدان علت $h_n > h_c$ می‌باشد

A معکوس، هر موقع $I < 0$ گردد در این حال عمق نرمال بدون معنی لیکن h_c به‌عنوان پارامتر جریان تعریف می‌گردد.

۴-۸-۳- طبقه‌بندی پروفیل یا نیمرخ‌های جریان

در یک‌میزان معین جریان مقدار دبی Q، شرایط کانال از نظر شکل هندسی سطح مقطع و شیب کانال همواره می‌توان دو خط موازی با مسیر کف بستر کانال (مسیر طولی) ترسیم نمود؛ که یکی مربوط به عمق نرمال (h_n) و دیگری مرتبط به عمق بحرانی (h_c) است. این دو خط فضای بالای کف کانال را به سه ناحیه مجزا از یکدیگر تقسیم می‌نماید؛ که عبارت است از:

- فضای روی بالاترین خط (h_n) یا (h_c).
- فضای مابین دو خط عمق نرمال (h_n) و عمق بحرانی (h_c) و
- فضای بین کف کانال و پایین‌ترین خط (h_c) یا (h_n).

^۱ Bottom Slope

^۲ Steep

^۳ Mild

پروفیل سطح آب^۱ امکان دارد در هر یک از سه ناحیه گفته شده اتفاق افتد. از طرف دیگر شیب کف کانال نیز از عوامل توجیه کننده نوع پروفیل سطح آب است. از این نظر برحسب اینکه شیب ملایم (M)، تند (S)، بحرانی (C)، خطی یا افقی (H) و یا معکوس (A) باشد انتظار بر آن است که نوع پروفیل خاصی حاصل شود؛ بنابراین از ترکیب شیب کانال و ناحیه‌ای که نیمرخ یا پروفیل سطح آب در آن اتفاق می‌افتد، می‌توان نوع پروفیل سطح آب را تعیین نمود.

بنا بر آنچه در متن اصلی بیان گردیده است، حروف (M)، (S)، (C)، (H) و (A) معرف نوع شیب و اندیس‌های ۱، ۲ و ۳ معرف ناحیه‌ای است که پروفیل سطح آب در آن اتفاق می‌افتد. به‌عنوان مثال پروفیل (M_p) نشان می‌دهد که این نیمرخ در جریانی حاصل می‌گردد که کانال دارای شیب ملایم^۲ و محل وقوع این پروفیل بین دو خط (h_c) و (h_n) است. پروفیل جریان (که گاه پروفیل هیدرولیکی^۳ یا منحنی فراآب^۴ و غیره خوانده می‌شود)، برحسب شیب کف کانال به شرح زیر دسته‌بندی می‌شوند.

S، پروفیل‌های تند،

C، پروفیل‌های بحرانی،

M، پروفیل‌های آرام،

H، پروفیل‌های افقی و

A، پروفیل‌های معکوس.

و برحسب ارتباط با دو پارامتر h_n و h_c :

منحنی‌های تیپ I، موقعی که بالاتر از h_n و h_c باشد،

منحنی‌های تیپ II، هرگاه که بین h_n و h_c باشد و

منحنی‌های تیپ III، هر موقع که پایین‌تر از h_n و h_c قرار گیرند.

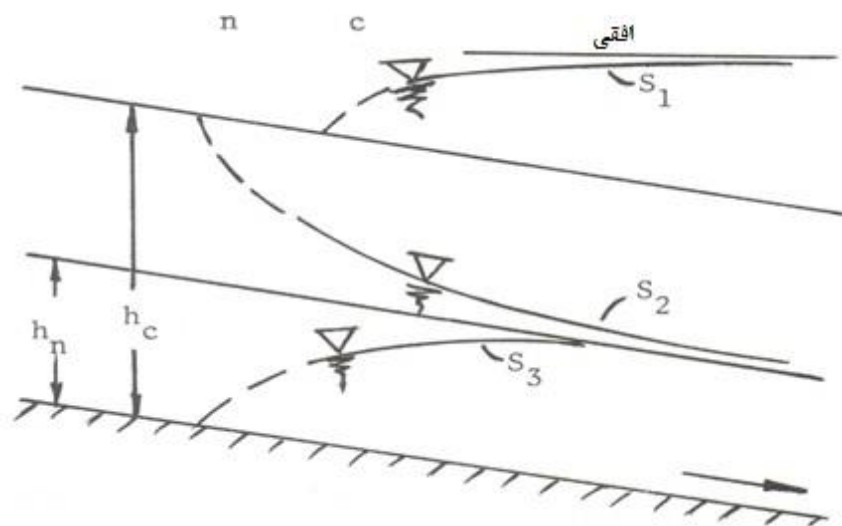
S، تند، $h_n < h_c$ و $I_c < I < 0$ می‌باشد.

^۱ Water Surface Profile

^۲ Mild

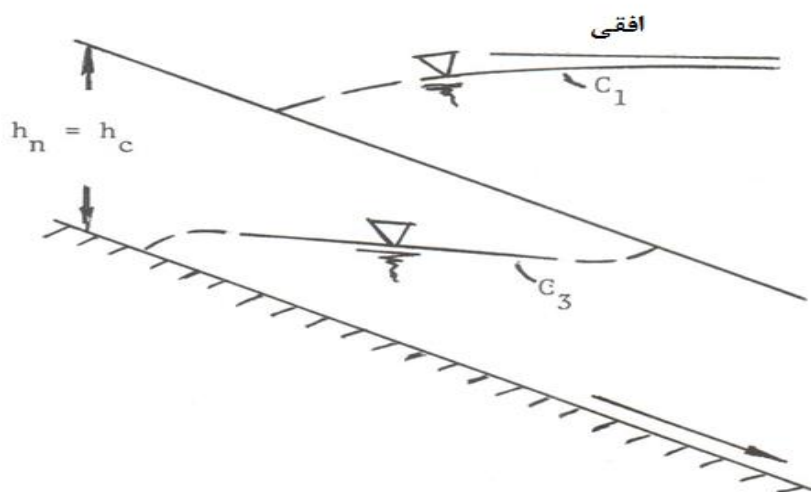
^۳ Hydraulic Profile

^۴ Back Water



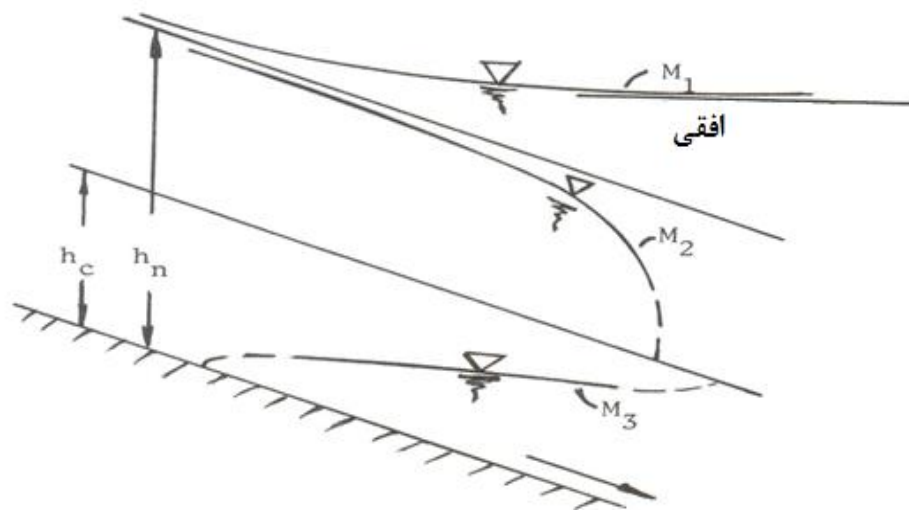
شکل ۴-۱۲: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در شیب تند

C، بحرانی، $h_n = h_c$ و $I_c = I$ می‌باشد.



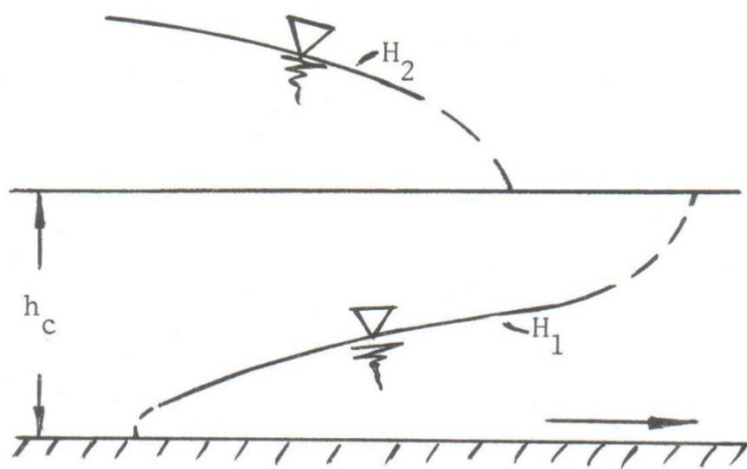
شکل ۴-۱۳: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در جریان بحرانی

M، آرام، $h_c < h_n$ و $I_c < I$ است.



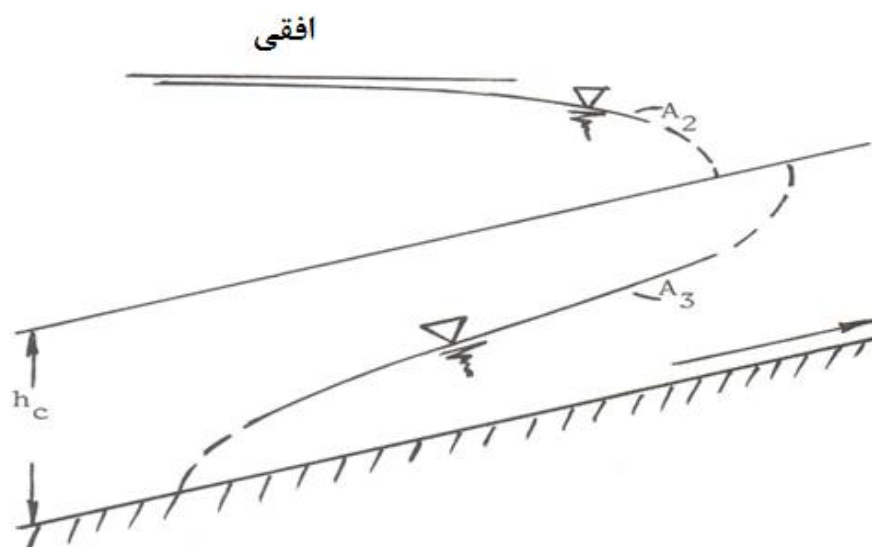
شکل ۴-۱۴: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در شیب ملایم

$I = 0$ و $h_c < h_n \rightarrow \infty$ افقی، H



شکل ۴-۱۵: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در شیب افقی

A ، معکوس h_n تعریف نشده و $I < 0$ می باشد.



شکل ۴-۱۶: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در شیب معکوس

۴-۸-۴- شیب‌های پایدار و ناپایدار^۱

در شرایطی که $h = h_n = h_c$ باشد، جریان یکنواخت بحرانی و هر موقع $h = h_n > h_c$ گردد، جریان زیر بحرانی و زمانی که $h = h_c > h_n$ شود، جریان فوق بحرانی حاصل می‌شود. برای بررسی اثر شیب‌های مختلف در پروفیل و یا نیمرخ سطح آب از نظر شیب، کانال‌ها را به دودسته تقسیم می‌نمایند:

شیب پایدار: منظور از شیب پایدار شیبی است که سطح آب در جهت جریان پایین می‌افتد در این حالت شیب مثبت^۲ نامیده می‌شود از جمله شیب‌های پایدار، شیب ملایم، بحرانی و شیب تند را می‌توان نام برد.

شیب‌های ناپایدار: برعکس حالت قبل سطح آب امکان دارد افقی یا معکوس باشد که به آن شیب منفی^۳ نیز گفته می‌شود.

۴-۸-۵- منحنی‌های فرا آب^۴ و فرو آب^۵

هرگاه عمق آب در مسیر جریان افزایش یابد یعنی $\frac{dh}{dx} > 0$ باشد منحنی به صورت فرا آب و هرگاه عمق آب در مسیر جریان کاهش یابد یعنی $\frac{dh}{dx} < 0$ گردد منحنی فرو آب پدیدار می‌شود.

^۱ Sustaining & None sustaining Slopes

^۲ Positive Slope

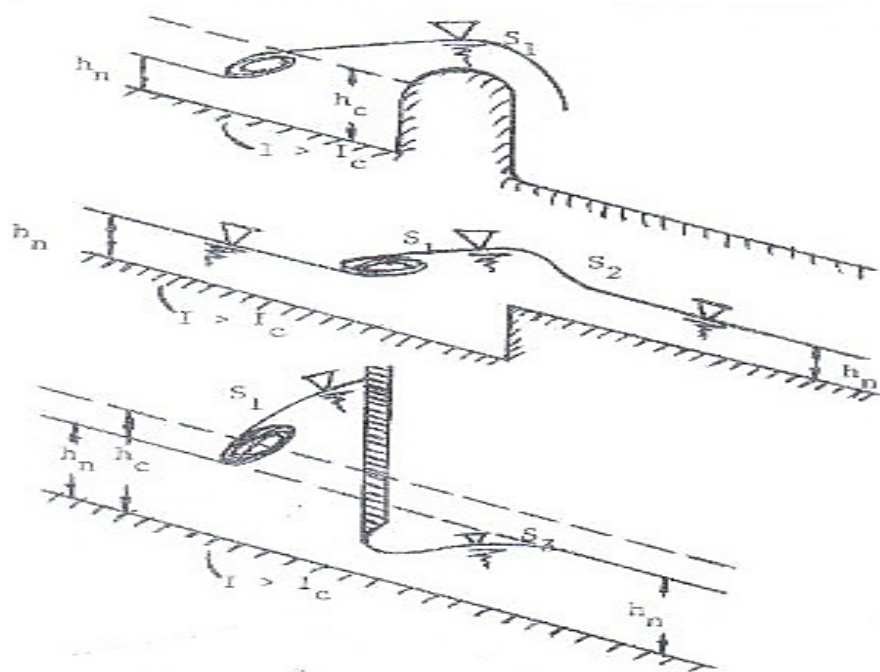
^۳ Negative Slope

^۴ Back Water

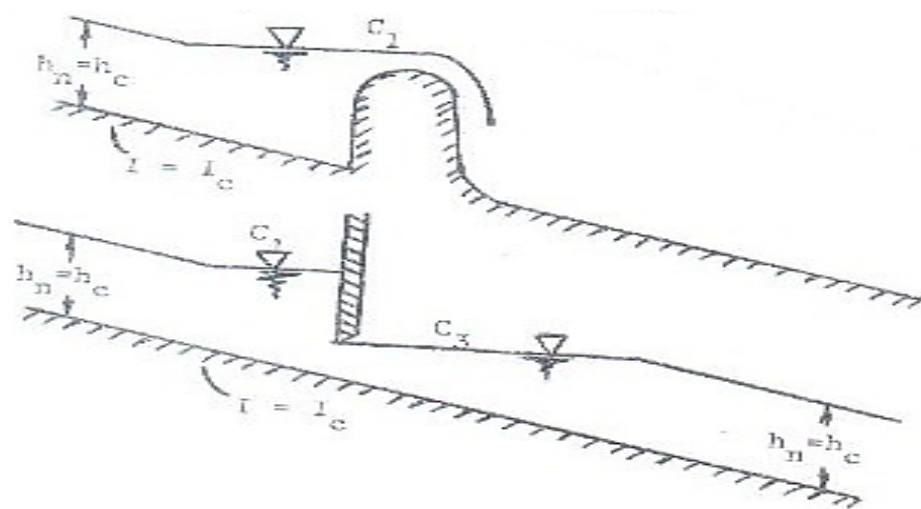
^۵ Draw Down

۴-۸-۶- موارد وقوع یا پیشامد پروفیل‌های مختلف جریان

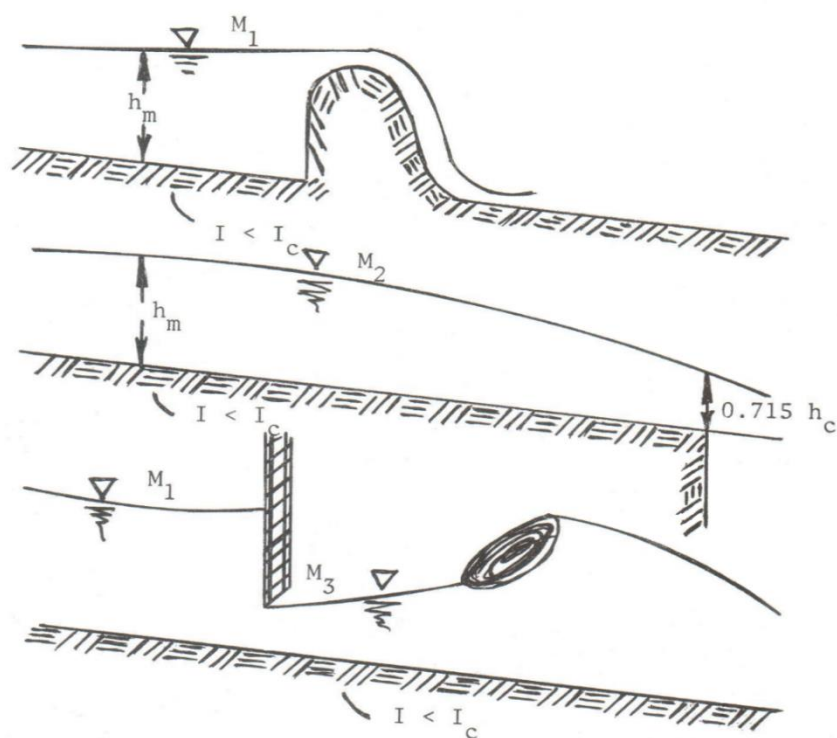
شیب تند



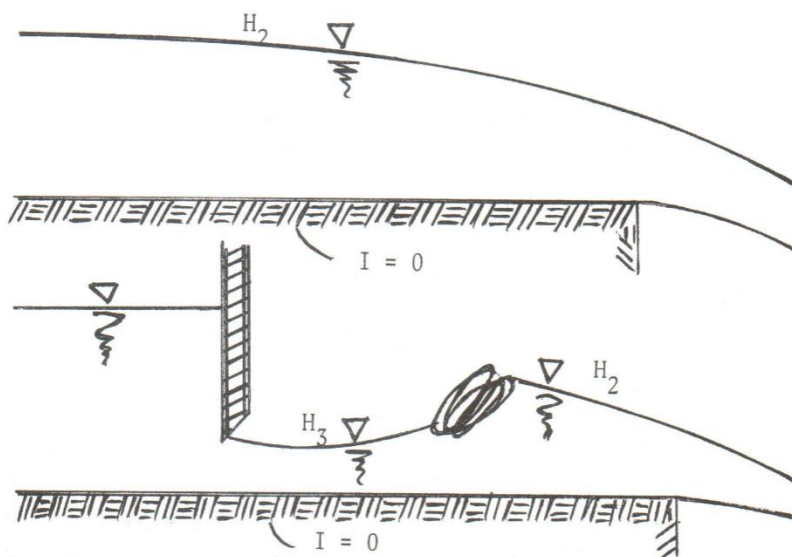
شیب بحرانی



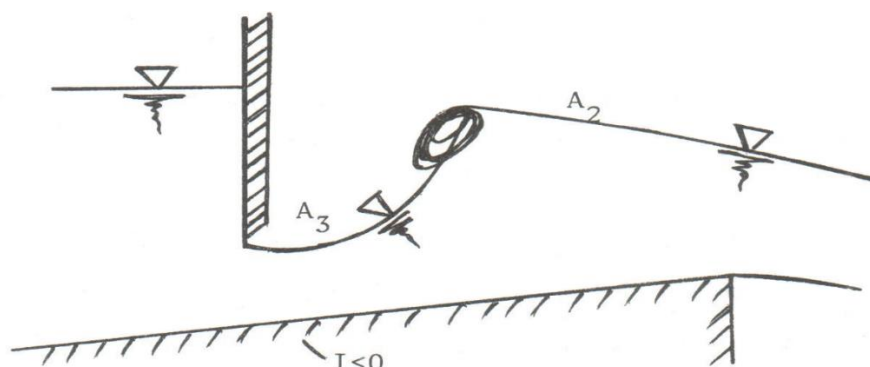
شیب آرام



شیب افقی



شیب معکوس



مثال ۴-۲: یک کانال مستطیلی شکل عریض $R = h$ با شیب طولی ۲ در هزار طراحی گردیده است، میزان دبی عبوری به ازای واحد عرض کف $q = \frac{Q}{b}$ برابر ۸ مترمکعب در ثانیه بر متر است. دو گزینه برای پوشش (Lining) این پروژه موردنظر است:

الف- پوشش سیمانی با سطح صیقل $n = 0.009$ و

ب- پوشش به وسیله لاشه سنگ $n = 0.035$

ج- برای دو حالت گفته شده شیب کف را طبقه بندی نمایید، با کدام یک از انواع پوشش موردنظر شیب کف را حالت شیب بحرانی تغییر می دهد.

حل:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{8^2}{9.81}} = 1.87 \text{ متر}$$

$$Q = \frac{h_n}{n} h_n^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \rightarrow h_n = \left(\frac{n \times Q}{I^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{5}}$$

$$= \left(\frac{n \times 8}{\sqrt{0.002}} \right)^{\frac{3}{5}} = (178.9 \times n)^{\frac{3}{5}}$$

$$n = 0.009 \rightarrow h_n = (178.9 \times 0.009)^{\frac{3}{5}} = 1.331 \text{ m} < h_c \quad (\text{الف})$$

با توجه به اینکه $h_n < h_c$ است، بنابراین شیب کف تند S است.

$$n = 0.035 \rightarrow h_n = (178.9 \times 0.035)^{\frac{3}{5}} = 3.00 \text{ m} > h_c \quad (\text{ب})$$

نظر به اینکه $h_n > h_c$ است. بدین دلیل شیب کف ملایم M خواهد بود.

$$h_n = h_c = 1.87$$

(ج) متر

$$1.87 = (178.9 \times n)^{\frac{3}{5}}$$

$$n = 0.016$$

- مقدار ضریب زبری n محاسبه شده در این مثال مترادف با پوشش بتونی (قالب‌بندی) است.

مثال ۴-۳: کانال مستطیلی شکل با ضریب زبری مانینگ 0.018 دارای $2/2$ عرض و شیب طولی 0.0041 در هزار، دبی برابر با 4 مترمکعب در ثانیه را انتقال می‌دهد، موارد زیر را محاسبه نمایید.

الف- طبقه‌بندی شیب کف کانال،

ب- هرگاه در نقطه مشخصی از طول کانال عمق جریان $1/8$ متر باشد نوع پروفیل (نیمرخ) جریان در آن چگونه است،

ت- با تشکیل یک عبارت مناسب، مشخص نمایید در چه فاصله‌ای از طول کانال عمق آب 10 سانتی‌متر افزایش می‌یابد،

ج- مورد اخیر در کدام جهت (پایین‌دست یا بالادست) محلی است که عمق آب در آن $1/8$ متر است،

ح- در این حالت جریان آرام یا پرتابی است؟

تذکر: پاسخ به سؤالات گفته شده را از نقطه‌ای شروع نمایید (g) که $h = 1$ متر و $h = 0.5$ متر باشد.

حل:

(الف)

$$A = 2/2 \times h$$

$$P = 2/2 + 2h = 2 \times (h + 1/1)$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{1/1 \times h}{h + 1/1}$$

$$I = 0.0041$$

$$Q = 4/0$$

در هزار

مترمکعب در ثانیه

$$n = 0.018$$

$$h_n \rightarrow Q = \frac{A_n}{n} \times R_n^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

$$4/0 = \frac{2/2 \times h_n}{0.018} \times \left(\frac{1/1 \times h_n}{h_n + 1/1} \right)^{\frac{2}{3}} \times \frac{0.0041}{10000} \rightarrow h_n = 1/6$$

$$h_c \rightarrow h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^3}} = \sqrt[3]{\frac{4^2}{9.81 \times 2^3}} = 0.696 \cong 0.70 \rightarrow h_c = 0.70$$

ب- به دلیل اینکه $h_c < h_n$ است، شیب کف کانال، ملایم (M) توصیف می‌شود.

$$h = 1/8 \quad m \quad h_n = 1/60 \quad m \quad h_c = 0.70 \quad m$$

در نتیجه $h_c < h_n < h$ و نیمرخ جریان از نوع (M_1) می‌باشد و عمق در جهت جریان افزایش می‌یابد.

$$j = -\frac{dE}{dS} = -\frac{d(\varepsilon + Z)}{dS} = -\frac{d\varepsilon}{dS} - \frac{dZ}{dS}$$

$$\frac{d\varepsilon}{dS} = 2 - j$$

و به طور تقریبی می‌توان نوشت:

$$\frac{\Delta E}{\Delta S} = \frac{\varepsilon_r - \varepsilon_1}{\Delta S} = 1 - j$$

از آنجایی که میانگین گرادیان انرژی $\bar{j}$ به وسیله میانگین حسابی j_1 و j_r در دو نقطه پایانی مثال ۳-۴ مشخص است بنابراین:

$$j_1 = \left(\frac{n \times Q}{A_1 \times R_1^{\frac{r}{2}}} \right)^{\frac{r}{2}}, \quad j_r = \left(\frac{n \times Q}{A_r \times R_r^{\frac{r}{2}}} \right)^{\frac{r}{2}} \rightarrow \bar{j} = \frac{j_1 + j_r}{2}$$

بدین ترتیب:

$$\Delta S = \frac{\varepsilon_r - \varepsilon_1}{1 - \bar{j}}$$

$$\Delta S = \frac{1000 \cdot \Delta \varepsilon}{I_{(././)} - \bar{j}_{(././)}}$$

متر

محاسبات در جدول (۳-۴) برای ارزیابی در دو نقطه موردنظر با تناوب $\Delta h = 0.5$ متر ارائه شده است.

ج- عدد فرود برای عمق ۱/۸ متر

$$F_R = \frac{1/0.10}{\sqrt{9/81 \times 1/8}} = 0.240 < 1$$

بنابراین جریان تحت بحرانی است.

$$h = 1/00$$

متر

چون $h_c < h < h_n$ است بنابراین نوع (تیپ) آن M_3 است، عمق جریان با فاصله کاهش می‌یابد و عمق ۱/۱ متر در جهت بالادست نقطه‌ای با عمق ۱ متر است. فاصله محاسبه شده بدان گونه که در جدول (۵) نشان داده شده است ۴۸/۶ متر یا ۴۸/۶ متر بالادست است.

$$F_R = \frac{1/817}{\sqrt{9/81 \times 1/00}} = 0.580 < 1$$

بنابراین جریان تحت بحرانی و آرام است.

$$h = 0.50$$

متر

با توجه به اینکه $h < h_c < h_n$ تیپ (نوع) نیمرخ M_3 است و عمق جریان با فاصله افزایش حاصل می‌نماید به طوری که عمق ۰/۶ متر در پایین دست نقطه‌ای با عمق ۰/۵ متر است و همان طوری که در جدول (۳-۴) نشان داده شده است فاصله ۷/۸۷+ متر یا ۷/۸۷ متر در بخش پایین دست قرار دارد.

$$F_R = \frac{3/634}{\sqrt{9/81 \times 0.5}} = 1.640 > 1$$

بنابراین جریان فوق بحرانی یا پرتابی است.

جدول ۴-۳: خلاصه محاسبات مثال ۴-۳

گزیندها	h (m)	A (m ^۲)	P (m)	R (m)	$R^{۲/۳}$ (m) ^{۲/۳}	$V = \frac{Q}{A}$ (m/sec)	$\frac{V^{۲}}{۲g}$ (m)	$\epsilon = \frac{V^{۲}}{۲g} + h$ (m)	$\Delta\epsilon$ (m)	j (./..)	$\bar{j}$ (./..)	$\frac{.}{.} \frac{.}{.} \frac{.}{.} j$ (./..)	ΔS (km)	s (km)	S (m)
(d)	۱/۸	۳/۹۶	۵/۸۰	۰/۶۸۳	۰/۷۷۸	۱/۰۱۰	۰/۰۵۲	۱/۸۵۲	-/۰۴۷	۰/۵۴۸	-/۵۲۹	۰/۲۱۲	+۰/۲۲۲	-/۰۰۰	-/۰
	۱/۸۵	۴/۰۷	۵/۹۰	۰/۶۹۰	۰/۷۸۰	۰/۹۸۳	۰/۰۴۹	۱/۸۹۹	-/۰۴۸	۰/۵۱۰	-/۴۹۵	۰/۲۴۶	+۰/۱۹۵	-/۲۲۰	۲۲۰/۰
	۱/۹۰	۴/۱۸	۶/۰۰	۰/۶۹۷	۰/۷۸۶	۰/۹۵۷	۰/۰۴۷	۱/۹۴۷		۰/۴۸۰				۰/۴۱۵	۴۱۵/۰
(g)	۱	۲/۲۰	۴/۲۰	۰/۵۲۴	۰/۶۵۰	۱/۸۱۷	۰/۱۶۸	۱/۱۶۸	-/۰۳۵	۲/۵۲	۲/۳۷۵	-۱/۶۳۴	-۰/۰۲۱۴	-/۰۰۰۰	-/۰
	۱/۰۵	۲/۳۱	۴/۳۰	۰/۵۳۸	۰/۶۶۰	۱/۷۳۰	۰/۱۵۳	۱/۲۰۳	-/۰۳۷	۲/۲۳	۲/۱۰۰	-۱/۳۵۹	-۰/۰۲۷۲	-۰/۰۲۱۴	-۲/۴
	۱/۱۰	۲/۴۲	۴/۴۰	۰/۵۵۰	۰/۶۷۰	۱/۶۵۱	۰/۱۴۰	۱/۲۴۰		۱/۹۷			-۰/۰۴۸۶	-۰/۰۴۸۶	-۴۸/۶
(h)	-/۵۰	۱/۱۰	۳/۲۰	۰/۳۴۴	۰/۴۹۱	۳/۶۳۴	۰/۶۷۴	۱/۱۷۴	-۰/۰۶۸	۱۷/۷	۱۵/۶۰۰	-۱۴/۸۵۹	+۰/۰۰۴۶	-/۰۰۰	-/۰
	-/۵۵	۱/۲۱	۳/۳۰	۰/۳۶۶	۰/۵۱۱	۳/۳۰۲	۰/۵۵۶	۱/۱۰۶	-۰/۰۳۷	۱۳/۵	۱۲/۰۰	-۱۱/۲۵۹	+۰/۰۰۳۳	-/۰۰۴۵۸	۴/۵۸
	-/۶۰	۱/۳۲	۳/۴۰	۰/۳۸۸	۰/۵۳۱	۳/۰۲۵	۰/۴۶۹	۱/۰۶۹		۱۰/۵				-/۰۰۷۸۷	۷/۸۷

≥

برخی منابع برای مطالعه بیشتر

- شفاعی بجستان، محمود، ۱۳۸۳. جریان در کانال‌های باز (ترجمه). شماره ۲۸۹، انتشارات دانشگاه شهید چمران اهواز.
- محمودیان شوشتری، محمد، ۱۳۸۷. اصول جریان در مجاری باز. جلد دوم، شماره ۳۹۶، انتشارات دانشگاه شهید چمران اهواز.
- محمودیان شوشتری، محمد، ۱۳۸۵. اصول جریان در مجاری باز. جلد اول، شماره ۳۶۵، انتشارات دانشگاه شهید چمران اهواز.
- مشعل، محمود، ۱۳۸۶. هیدرولیک در مهندسی عمران و محیط زیست (ترجمه). شماره ۲۸۴۳، انتشارات دانشگاه تهران.
- مقصودی، نصرت الله و صلاح کوچک زاده، ۱۳۷۳. هیدرولیک کانال‌ها (جریان‌های با سطح آزاد)، شماره ۲۱۴۳، چاپ دوم، انتشارات دانشگاه تهران.
- نجمائی، محمد، ۱۳۶۳. هیدرولیک کاربردی، جلد دوم (ترجمه و تالیف)، شماره ۸۴، چاپ دوم، انتشارات دانشگاه علم و صنعت ایران - تهران.
- نجمائی، محمد، ۱۳۶۳. هیدرولیک کاربردی، جلد اول (ترجمه و تالیف). شماره ۸۱، چاپ دوم، انتشارات دانشگاه علم و صنعت ایران - تهران.
- Bruce, E.L., 2000. Civil Engineering Hydraulics and Engineering Hydrology. Engineering Press U.S.A.
- Chow, V.I., 1959. Open Cannel Hydraulics, Maccition Co.
- CIGR, Handbook of Agricultural Engineering, 1999. Vol. 1: Land and Water Engineering, ASAE.
- Engineering Field Manual for Conservation Practices, 1969. Soil Conservation Service, U.S. Dept of Agriculture Washington. D.C.
- Frederick, S., 1976. Standard Handbook for Civil Engineers, 2nd Ed., McGraw-Hill Book Co.
- French, K.A., 1986. Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill, New York.
- Henderson, F.M., 1966. Open Cannel flow. Maccition Co.
- Hanif Chaudhry, M., 1993. Open-Channel Flow. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 07692.
- King, H.W. and E.F. Barter, 1963. Handbook of Hydraulics M Grow- Hill.
- Kinori, B.Z., 1970. Manual of Surface Drainage Engineering, Volume I, Elsevier.
- Massis, H.M., 1963. Applied Hydraulics in Engineering, Ronald Peen Co.
- National Engineering Handbook (NEH), 1971. Soil Conservation Service, Section 15, Irrigation. U.S. Dept of Agriculture, Washington. D.C.
- Parmley, R.O, 1995. Field Engineer's Manual, 2nd Ed., McGraw-Hill, Inc.
- Ranga Raju, K.G., 1993. Flow through Open Channels, 2nd Ed., Tata McGraw-Hill Publishing Co. Ltd. New Delhi.
- Ritzema, H.P., 1994. Drainage Principles and Application, ILRI Publication No. 16, 2nd Ed.
- Rouse, Hand S., 1963. History of Hydraulics, Donver.

Schwab, G.O., and Fangmeier, D.D., 1993. Soil and Water Conservation Engineering, 4th Ed., John Wiley & Sons, Inc.



AERI

آدرس: کرج، بلوار شهید فهمیده، صندوق پستی: ۸۴۵-۳۱۵۸۵، مؤسسه تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی
تلفن: ۳۲۷۰۵۳۲۰، ۳۲۷۰۵۲۴۲ و ۳۶۱۵۰۰۰۰ (۰۲۶)
دورنگار: ۳۲۷۰۶۲۷۷ (۰۲۶)، آدرس دسترسی: www.aeri.ir (بخش انتشارات الکترونیکی)