



۱۴۰۲

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



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)

بسم الله الرحمن الرحيم

مؤسسه تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی

دستنامه فنی:

هیدرولیک جریان در کانال‌های باز
ویرایش دوم

تهیه و تدوین:

دکتر ابراهیم پذیرا

استاد مهندسی منابع آب و اراضی

سال انتشار:

۱۴۰۲



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



نوع نوشتار: دستنامه فنی
عنوان نوشتار: هیدرولیک جریان در کانال های باز
نگارنده: دکتر ابراهیم پذیرا
ویراستار: دکتر فریبرز عباسی
بازخوانی: مهندس مجتبی اکرم
صفحه آرا: سمیه وطن دوست
ناشر: مؤسسه تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی
شمارگان: محدود
نوبت چاپ: اول
سال انتشار: ۱۴۰۲



مسئولیت صحت مطالب با نگارنده است.

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

مخاطبان دستنامه:

کارشناسان و متخصصان مهندسی آب

اهداف آموزشی:

شما خوانندگان گرامی در این دستنامه 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
۳	۱-۱- تعاریف پایه
۲	۲-۱- سطوح مقطع
۴	۳-۱- مقطع طولی
۶	۴-۱- ضریب توزیع سرعت
۸	۵-۱- تحریف نمایش‌های گرافیکی (ترسیمی)
۱۰	فصل دوم: جریان یکنواخت
۱۰	۱-۲- تعریف
۱۰	۲-۲- رژیم‌های جریان
۱۱	۳-۲- جریان همگام (پایدار) و یکنواخت
۱۴	۴-۲- سایر روابط جریان یکنواخت
۱۵	۵-۲- معادله مانینگ برای جریان یکنواخت
۱۷	۱-۵-۲- مقادیر ضریب زبری (n) در سطح خیس شده کانال
۱۸	۲-۳-۲- مقدار ضریب زبری (n) در اثر پوشش یخ (یخ بستگی)
۳۲	فصل سوم: انرژی
۳۲	۱-۳- تعریف
۳۲	۲-۳- سطح مقطع مطلوب
۳۷	۳-۳- سطوح مقطع ویژه
۳۸	۴-۳- محدودیت‌های سرعت جریان در کانال‌های باز
۴۱	۵-۳- روابط انرژی ویژه جریان
۴۱	۱-۵-۳- تغییرات انرژی ویژه جریان با عمق (جریان) در دبی ثابت
۵۲	۲-۵-۳- تغییرات دبی جریان با عمق در انرژی ویژه جریان ثابت
۵۵	فصل چهارم: جریان متغیر تدریجی
۵۵	۱-۴- تعریف
۵۵	۲-۴- پرش یا خیز هیدرولیکی
۶۲	۳-۴- انواع موج
۶۲	۱-۳-۴- موج‌های زودگذر
۶۲	۲-۳-۴- موج تند
۶۵	۳-۳-۴- موج شیب‌دار
۶۷	۴-۴- اثرات افت اصطکاک در امواج
۶۸	۵-۴- انواع افت بار و افت سطح آب در کانالهای باز
۶۸	۱-۵-۴- افت اصطکاک
۶۸	۲-۵-۴- افت بار در ورودی کانال
۶۹	۳-۵-۴- افت در شبکه فلزی یا توری مشبک
۶۹	۴-۵-۴- افت بار در اثر تغییر سطح مقطع

۶۹	۴-۵-۱- انبساط ناگهانی سطح مقطع
۷۰	۴-۵-۲- انبساط تدریجی سطح مقطع
۷۰	۴-۵-۳- انقباض ناگهانی سطح مقطع
۷۱	۴-۵-۴- انقباض تدریجی سطح مقطع
۷۱	۴-۵-۵- افت بار در اثر پایه‌های پل
۷۲	۴-۶- جریان متغیر تدریجی
۷۲	۴-۶-۱- تعاریف
۷۲	۴-۷- نظریه جریان متغیر تدریجی
۷۷	۴-۸- پروفیل یا نیمرخ جریان
۷۷	۴-۸-۱- تیپ‌های جریان
۷۷	۴-۸-۲- طبقه‌بندی شیب‌های کف
۷۸	۴-۸-۳- طبقه‌بندی پروفیل یا نیمرخ‌های جریان
۸۲	۴-۸-۴- شیب‌های پایدار و ناپایدار
۸۲	۴-۸-۵- منحنی‌های فرا آب و فرو آب
۸۲	۴-۸-۶- موارد وقوع یا پیشامد پروفیل‌های مختلف جریان
۹۰	پیوست
98	برخی منابع برای مطالعه بیشتر

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 ۳-۲: سطوح مقطع ویژه
۴۱	شکل ۳-۳: انرژی ویژه جریان
۴۲	شکل ۳-۴: تغییرات میزان $\mathcal{E}(h)$ در دبی ثابت
۵۲	شکل ۵-۳: تغییرات میزان دبی با عمق در انرژی ویژه جریان ثابت
۵۵	شکل ۴-۱: خیز یا پرش هیدرولیکی
۵۶	شکل ۴-۲: بخش جدا شده مایع
۵۷	شکل ۴-۳: نمایش تابع (Mh) در یک مقدار دبی ثابت
۶۲	شکل ۴-۴: شمای یک موجب تندی در حال حرکت به سمت پایین دست
۶۴	شکل ۴-۵: شمای یک موج تند در حال حرکت به سمت بالادست
۶۵	شکل ۴-۶: شمای موج شیب دار
۷۲	شکل ۴-۷: پروفیل یا نیمرخ جریان متغیر تدریجی
۷۴	شکل ۴-۸: سطح آب بالاتر از اعماق نرمال (hn) و بحرانی (hc)
۷۵	شکل ۴-۹: سطح آب به عمق نرمال (hn) رسیده
۷۵	شکل ۴-۱۰: سطح آب به عمق بحرانی (hc) رسیده
۷۶	شکل ۴-۱: سطح آب به کف کانال رسیده
۷۵	شکل ۴-۱۲: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در شیب تند
۷۹	شکل ۴-۱۳: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در جریان بحرانی
۷۹	شکل ۴-۱۴: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در شیب ملایم
۸۰	شکل ۴-۱۵: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در شیب افقی
۸۰	شکل ۴-۱۶: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در شیب معکوس

فهرست جداول

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

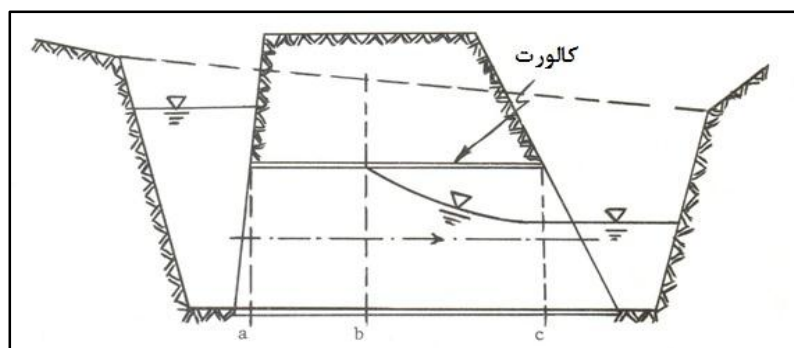
فصل اول

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 پایین‌دست

^۱ Open Channel

^۲ Confined Flow

^۳ Open Channel Flow

^۴ Un Confined

^۵ Drainage Ditches

^۶ Culvert

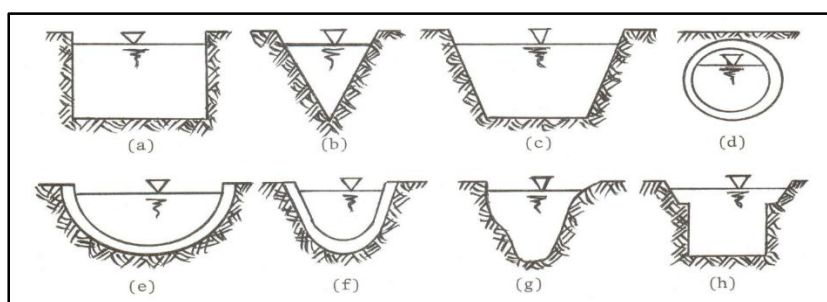
^۷ Pressure Flow

^۸ Flowing Full

مجرای سرپوشیده (طول b-c) پس از جدا شدن جریان^۱ در نقطه b انتقال آب به صورت غیر تحت فشار، آزاد و یا جریان به صورت کانال باز است؛ بنابراین ملاحظه می گردد که در طول یک مجرای مشخص، بخشی از جریان به صورت لوله تحت فشار^۲ و قسمتی از آن به صورت کانال باز در جریان است.

۲-۱- سطوح مقطع

در صورتی که صفحه ای را بر محور طولی مجرا یا معبر جریان (و یا بر بردار میانگین سرعت در صفحه مقطع) عمود نماییم سطحی حاصل می آید که به آن سطح مقطع مجرا^۳ گفته می شود. بر حسب شکل سطح مقطع، کانال ها را مستطیلی، مثلثی، ذوزنقه، دایره ای، نیم دایره، سهمی، طبیعی یا غیر منظم و مرکب می نامند. در شکل (۲-۱) نمونه هایی از سطح مقطع کانال های روباز نشان داده شده است.



شکل ۱-۱: چند نمونه سطح مقطع کانال های باز

کانال های باز ممکن است به وسیله لایه ای از مواد (که متفاوت از جنس بستر و مواد اطراف آن باشد) پوشش شده^۴ باشند که با توجه به شکل (۲-۱) در این مورد می توان 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^۵ کانال ها دسترسی به یکی از اهداف زیر می باشد.

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 ویژگی های سطح مقطع کانال و مربوط به سطح مقطع کانال ذوزنقه ای در شکل (۳-۱) نشان داده شده که به تشریح اجزا ارائه شده در آن اقدام می گردد:

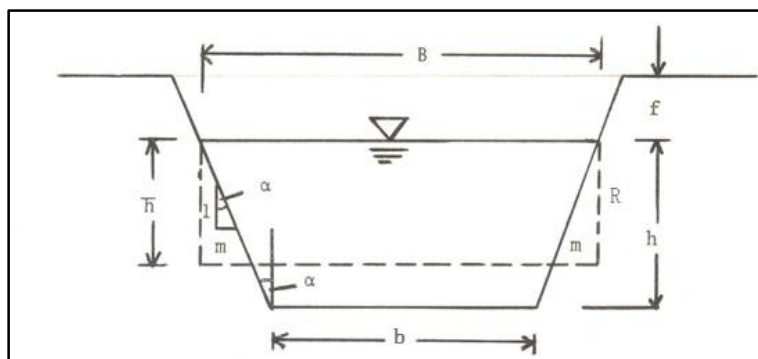
^۱ Separation of Flow

^۲ Pressure Pipe

^۳ Cross Section

^۴ Lined

^۵ Lining



شکل ۱-۲: ویژگی‌های سطح مقطع کانال ذوزنقه‌ای

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 نام‌گذاری 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.

$b + 2mh = B$ ، عرض بالایی و مقدار آن در سطح مقطع در بالای سطح آزاد جریان اندازه‌گیری و یا محاسبه می‌شود.

$bh + mh^2 = A$ ، مساحت یا مساحت خیس شده و مقدار آن در سطح مقطع مشتمل بر آن سطحی است که وسیله مایع گذرا اشغال می‌شود.

$b + 2\sqrt{1+m^2}h = P$ ، 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

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

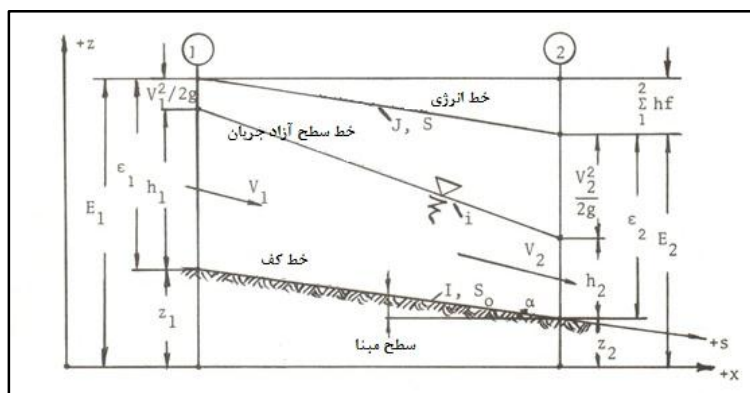
$A \cdot \bar{h} = Z$ ، فاکتور سطح مقطع^۱ از حاصل ضرب سطح مقطع جریان در ریشه دوم میانگین عمق یا عمق هیدرولیکی حاصل می‌آید.

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.

۳-۱- 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^۳ 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 عمیق تر 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 (۳-۱) ارائه شده است.



شکل ۳-۱: 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

^۱ Section Factor

^۲ Water Stage

^۳ Centroids

$Z + h$ = ارتفاع خط سطح آزاد (بار^۱ یا خط بار پیزومتریک^۲) 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،

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

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

$hf = E_1 - E_2 = -\Delta E$ ، افت انرژی یا افت بار بین دو مقطع ۱ و ۲،

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

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

$J = -\frac{\partial E}{\partial x} > 0$ ، گرادیان انرژی یا خط شیب انرژی و در بعضی موارد با حرف S یعنی (شیب^۳) نیز نامیده می‌شود

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

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

$I > 0$ یا $I < 0$ ، کف مجرا در جهت جریان کاهش می‌نماید،

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

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

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

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

^۱ Head

^۲ Piezometric Head Line

^۳ Slope

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

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

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

۱-۴- ضریب توزیع سرعت^۱

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 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 ۰/۲ تا ۰/۸ از سطح آزاد آب استفاده می‌شود و در کانال‌هایی که عمق جریان در آن‌ها کم (به‌طور نسبی) است، متوسط میزان سرعت را در فاصله ۰/۶ 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^۲ 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:

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

که در آن:

A = ضریب توزیع سرعت،

V = سرعت متوسط جریان و

g = شتاب ثقل زمین است.

^۱ Velocity Distribution Coefficient

^۲ Velocity Head

مروری بر آزمایش‌ها و تحقیقات موجود نمایانگر آن است که در کانال‌های با مسیر مستقیم و سطح مقطع ثابت مقدار a از $1/0.3$ 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^۱ نیز تأثیر دارد. به‌طوری‌که می‌دانیم ممان یا ممنتوم هر سیاله که از یک سطح مقطع در واحد زمان عبور می‌نماید، عبارت است از:

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

که در آن، β = ضریب ممنتوم^۲ و γ = وزن مخصوص آب است.

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

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

از نظر اینکه در رابطه اخیر مقدار بار سرعت (یعنی $\frac{V^2}{g}$) وجود دارد، میزان آن بایستی تعدیل یا اصلاح گردد که برای انجام این مهم ضریب β که بنام ضریب ممنتوم نامیده می‌شود در رابطه گفته شده بکار برده می‌شود. مقدار β از $1/0.1$ تا $1/12$ متغیر است.

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 به وسیله کولوپایلا^۳ برای کانال‌های مختلف پیشنهاد گردیده، ارائه شده است.

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

نوع کانال					
β			α		
حداکثر	متوسط	حداقل	حداکثر	متوسط	حداقل
۱/۰۷	۱/۰۵	۱/۰۳	۱/۲۰	۱/۱۵	۱/۱۰
۱/۱۷	۱/۱۰	۱/۰۵	۱/۵۰	۱/۳۰	۱/۱۵
۱/۳۳	۱/۱۷	۱/۰۷	۲/۰۰	۱/۵۰	۱/۲۰
۱/۳۲	۱/۲۵	۱/۱۷	۲/۰۰	۱/۷۵	۱/۵۰

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

^۱ Momentum

^۲ Momentum coefficient

^۳ Kolupailla

$$\alpha = 1 + 3\varepsilon^2 - 2\varepsilon^3 \quad (4-1)$$

$$\beta = 1 + \varepsilon^2 \quad (5-1)$$

$$\varepsilon = \frac{V_{\max}}{V} - 1 \quad (6-1)$$

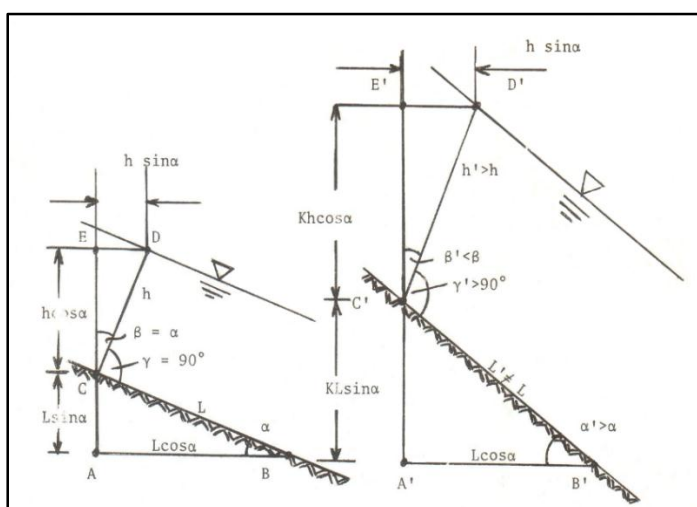
در روابط بالا $V_{\max}$ = حداکثر میزان سرعت، V = سرعت متوسط و ε = عامل واسطه‌ای است.

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 قابل‌ارائه 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 (۱-۵a)، طول پاره‌خط $\overline{CB}$ نمایانگر امتداد کف کانال به طول L (در حالت ترسیمی تحریف‌نشده) می‌باشد که با پاره‌خط $\overline{AB}$ زاویه α را تشکیل می‌دهد؛ بنابراین $\overline{AB} = L \cos \alpha$ خواهد بود درحالی‌که پاره‌خط $\overline{CD}$ برابر با h و مساوی با عمق اندازه‌گیری شده جریان (عمود بر کف) باشد. زاویه $\angle BCD = \delta = 90^\circ$ و زاویه $\angle ECD = \beta = \alpha$ خواهد بود.



(a) نمایش تحریف‌نشده (b) نمایش تحریف‌شده

شکل ۱-۵: تحریف یا اغراقی نمودن زوایا

در شکل تحریف‌شده بالا (شکل ۵b) قطعه افقی بدون تغییر باقی‌مانده و برابر 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 به‌اندازه K برابر شده است. بدین ترتیب $\overline{A'C'} = K \cdot \overline{AC}$ یا به عبارتی برابر با $Kh \cos \alpha$ می‌گردد. در تحریف ترسیمی (گرافیکی) زوایا به‌صورت اغراقی (تحریف‌شده) نمایش داده می‌شود، به‌طوری‌که زاویه شیب کف α به نحوی به α' تعدیل گردیده که رابطه $a' = \frac{k L \sin \alpha}{L \cos \alpha} = k \tan \alpha$ 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 به‌طوری‌که می‌توان رابطه $\beta' = \frac{h \sin \alpha}{kh \cos \alpha} = \frac{1}{k} \tan \alpha$ و یا $\beta' < \beta = \alpha$ را برقرار نمود. به‌طور کلی هر چه فاکتور فاصله K بزرگ‌تر انتخاب شود شیب کف کانال تندتر در مقایسه باحالت تحریف‌نشده به نظر خواهد رسید یعنی $\alpha' >> \alpha$ و مقادیر نزدیک‌تر آن نشان‌دهنده عمود بودن سطح مقطع بر کف و مقطع عمودی می‌باشد؛ یعنی $\beta' << \beta$ ، به‌عنوان 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 برحسب $\beta = \alpha$ موجب تغییر $\beta' = 0/057^\circ$ و برابر $0/3'26/3''$ (از رابطه $\tan \beta' = \frac{1}{10} \tan \alpha$) خواهد شد؛ بنابراین در نمایش تحریف‌شده، شیب کف اغراقی گردیده و سطوح عمود شده تقریباً عمودتر به نظر می‌رسد.

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 $\frac{\partial v}{\partial l} = 0$ 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.

^۱ Uniform flow

^۲ Non-uniform flow

^۳ Steady

^۴ Unsteady

به‌طور کلی جریان در کانال‌های باز در صورتی که عدد $Re = \frac{VL}{\nu} < 500$ باشد بطئی یا خطی^۱ و در حالتی که $Re > 1000$ گردد مغشوش یا درهم^۲ می‌باشد ($Re =$ عدد رینولدز، V سرعت جریان، L طول مشخصه و ν ویسکوزیته سینماتیکی سیال است).

به همین صورت در حالتی که عدد $F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} < 1$ جریان تحت بحرانی^۳، آرام^۴ و یا جریانی^۵ و هرگاه $F_r = 1$ گردد جریان بحرانی^۶ و در صورتی که $F_r > 1$ باشد جریان در کانال باز فوق بحرانی^۷، سریع^۸ و یا پرتابی^۹ خواهد بود (F_r ، عدد فرود).

۲-۳- جریان همگام (پایدار) و یکنواخت

حتی در کانال‌های ایده‌آل، دقیق و ساخته‌شده (مصنوعی) که دارای شیب یکنواخت و مسیر مستقیم باشند، امکان ایجاد حالت جریان همگام و یکنواخت وجود ندارد؛ زیرا تغییرات جزئی در مسیر جریان، گرادیان مواد پوششی و یا فرسایش و سرانجام حتی اثرات موئینه‌ای^{۱۰} ممکن است موجبات ایجاد تغییراتی در میزان و سرعت جریان گردیده و بدین ترتیب نتوان جریان را همگام و یکنواخت اطلاق نمود. به‌هرحال اصول نظری جریان در کانال‌های باز بر مبنای حالت همگام و یکنواخت جریان بوده و بر اساس چنین نظریه‌هایی انواع حالت دیگر جریان که بازمان 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 $\frac{V^2}{g}$ نیز بدون تغییر باقی می‌ماند و بدین ترتیب خط انرژی و خط سطح جریان به‌موازات یکدیگر می‌باشند؛ یعنی: $j = i = I$

^۱ Laminar

^۲ Turbulent

^۳ Subcritical

^۴ Tranquil

^۵ Streaming

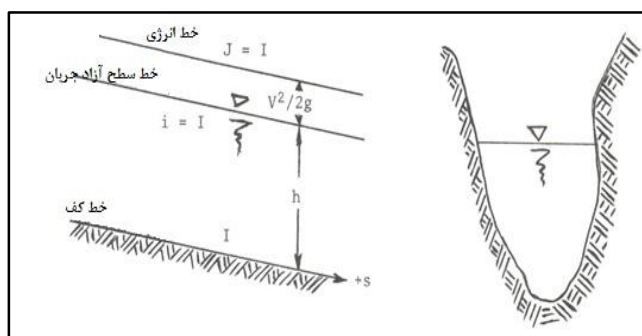
^۶ Critical flow

^۷ Super-Critical

^۸ Rapid

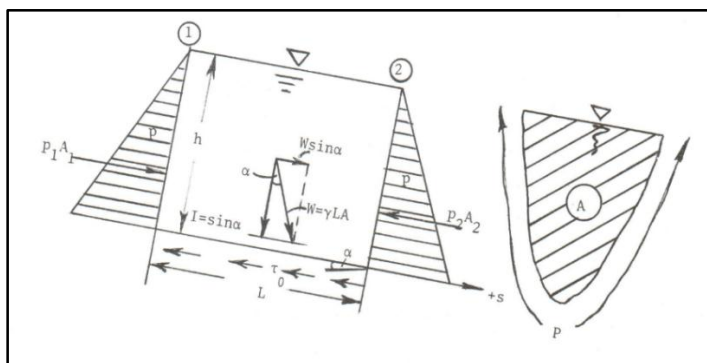
^۹ Shooting

^{۱۰} Capillary



شکل ۲-۱: شمای جریان همگام و یکنواخت

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^۱) کانال مطابق شکل تحریف شده (۱-۲) جدا نماید، نیروهای مؤثر به بدنه مایع بر روی سطوح مقطع به شرح زیر می باشند.



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 می شود، بایستی در حال تعادل باشند.

نیروهای فشار $P_1 A_1$ و $P_2 A_2$ دارای یک مقدار اندازه لیکن مختلف به جز جهت می باشند و یکدیگر را در جهت S خنثی می نمایند؛ یعنی:

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

و یا

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

^۱ Solid

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

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

و یا

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

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^۱ ارائه نمود.

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

که در آن،

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

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

و یا

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

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

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

یا:

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

^۱ Darcy-Weisbach

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 بعد آن به صورت زیر است:

$$[C] = [\sqrt{g}] = L^{\frac{1}{2}} \cdot T^{-1} \quad (۱۰-۲)$$

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.

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{I}}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}} \cdot \left(23 + \frac{0.00155}{I} \right)} \quad (۱۱-۲)$$

در رابطه بالا، n ضریب زبری ایست که طی صدها آزمون در مناطق مختلف از جمله بروی رودخانه می سی سی پی کشور ایالات متحده حاصل آمده و بعداً برای کاربرد در معادله مانینگ^۶ تطبیق داده شد.

چند سال بعد در سال ۱۸۹۷ میلادی یک مهندس فرانسوی (دستیار داری^۷) بنام هنری امیل بیژین^۸ رابطه ساده تری را که بستگی به شیب کف I نداشته باشد، به شرح زیر پیشنهاد نمود:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}} \quad (۱۲-۲)$$

^۱ Antoine Chezy

^۲ Chezy Coefficient

^۳ Roughness

^۴ Emile Oscar Ganguillet

^۵ Wilhelm Rudolf Kutter

^۶ Manning

^۷ Darcy

^۸ Henri Emile Bazin

در معادله فوق R شعاع هیدرولیکی و m ضریب زبری که مقدار آن از 0.055 (برای کانال‌های سیمانی با پوشش مناسب) تا $4/58$ (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

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.

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

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 گان‌گیله کتر مرتبط دانسته شد،

$$K = \frac{1}{n} \quad (۲-۱۴)$$

و بدین ترتیب امروزه معادله مانینگ به شکل زیر ارائه می‌گردد.

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

^۱ Robert Manning

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

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \quad (2-16)$$

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

مقادیر ضرایب زبری (n) برای انواع پوشش کانال‌ها و کاربرد در معادله مانینگ در جدول (2-2) فهرست گردیده است.

جدول 2-2: مقادیر ضریب زبری (n) برای کاربرد در معادله مانینگ

نوع (جنس) پوشش کانال	مقادیر ضریب زبری (n)
کانال خاکی بدون پوشش	۰/۰۴۰-۰/۰۳۰
پوشش با ملات سیمان	۰/۰۱۵-۰/۰۱۴
سطح سیمان صیقل	۰/۰۱۳
لوله‌های بتونی	۰/۰۱۶-۰/۰۱۴
تنبوشه (سفالی) معمولی	۰/۰۱۶-۰/۰۱۴
کانال نیم لوله بتونی، پیش ساخته	۰/۰۱۵-۰/۰۱۴
کانال نیم بیضی، پیش ساخته	۰/۰۱۴-۰/۰۱۳
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 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 حالتی 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 $P_1, P_2, \dots, P_N$ 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 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:

$$n = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{\frac{1}{r}} \quad (2-17)$$

رابطه بالا را به صورت زیر نیز می‌توان ارائه داد:

$$n = \frac{(P_1 n_1^{1.5} + P_2 n_2^{1.5} + \dots + P_N n_N^{1.5})^{\frac{1}{r}}}{P^{\frac{1}{r}}} \quad (2-18)$$

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^۳، موهل و فر^۴، اینشتین^۵ و بانکس^۶ 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.

^۱ Equivalent "n" value

^۲ Horton & Einstein

^۳ Pavlovskie

^۴ Muhlefer

^۵ Einstein

^۶ Banks

$$n = \frac{\left[\sum_1^N (P_N n_N^{\gamma}) \right]^{\frac{1}{\gamma}}}{P^{\frac{1}{\gamma}}} \quad (۱۹-۲)$$

رابطه بالا را به صورت زیر نیز می توان نمایش داد:

$$n = \frac{(P n_1^{\gamma} + P n_2^{\gamma} + \dots + P n_N^{\gamma})^{\frac{1}{\gamma}}}{P^{\frac{1}{\gamma}}} \quad (۲۰-۲)$$

در رابطه بالا علائم بکار رفته دارای معانی قبلی است.

لوتر^۱ 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.

$$n = \frac{P.R^{\frac{1}{\gamma}}}{\sum_1^N \left(\frac{P_N R_N^{\frac{1}{\gamma}}}{n_N} \right)} \quad (۲۱-۲)$$

رابطه بالا را به صورت زیر نیز می توان ارائه داد.

$$n = \frac{P.R^{\frac{1}{\gamma}}}{\frac{P_1.R_1^{\frac{1}{\gamma}}}{n_1} + \frac{P_2.R_2^{\frac{1}{\gamma}}}{n_2} + \dots + \frac{P_N.R_N^{\frac{1}{\gamma}}}{n_N}} \quad (۲۲-۲)$$

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

$$R = R_1 = R_2 = \dots = R_N \quad (۲۳-۲)$$

۲-۳-۲- 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 می توان با استفاده از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$n = \frac{n_2}{\sqrt{1+a}} \left(a^{\frac{1}{\gamma}} + \varepsilon_2^{\frac{1}{\gamma}} \right)^{\frac{1}{\gamma}} \quad (۲۴-۲)$$

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

^۱ Lotter

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

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:

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

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

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

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 $R = \frac{R_1}{\frac{1}{2}}$ 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.

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

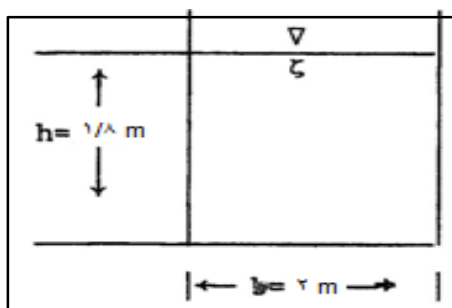
در تکمیل این بحث لازم است تذکر داده شود که هرگاه سطح آب در کانال یخ‌زده باشد، محیط خیس شده جریان در کانال افزایش می‌یابد. سطح زیرین یخ در سطح کانال ممکن است از نظر زبری همانند پوشش سیمانی کانال و یا دارای ضریب زبری معادل بستر مجاری آب‌بر طبیعی باشد (این حالت در مواقعی که بلوک‌های شناور یخ بر روی سطح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

جدول ۲-۳: مقادیر n برای کانال‌های یخ‌بسته و لایروبی شده (یخ‌زدایی)

مقدار n	سرعت جریان (متر بر ثانیه)	شرایط یخ موجود
۰/۰۱۰ - ۰/۰۱۲	۰/۴ - ۰/۶	یخ صاف یا صیقل
۰/۰۱۴ - ۰/۰۱۷	> ۰/۶	بدون، بلوک‌های یخ شناور در سطح آب
۰/۰۱۶ - ۰/۰۱۸	۰/۴ - ۰/۶	با بلوک‌های یخ شناور در سطح آب
۰/۰۱۷ - ۰/۰۲۰	> ۰/۶	
۰/۰۲۳ - ۰/۰۲۵	۰۰۰۰۰	یخ ناصاف، با بلوک‌های یخ شناور در سطح آب

^۱ Lotter

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

$$R^{2/3} = (0.643)^{2/3} = 0.747 \quad \text{بر مترمربع}$$

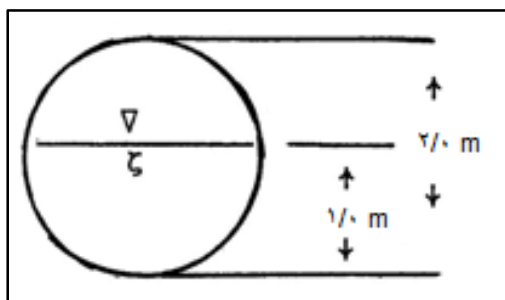
ثانیه

$$Q = \frac{A}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} = \frac{3/6}{0.013} \times 0.747 \times 0.002^{1/2} = 9/26$$

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

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

$$R = \frac{A}{P} = \frac{1.57}{3.14} = 0.5$$

متر

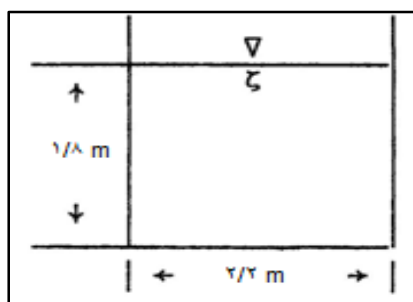
$$R^{\frac{2}{3}} = (0.5)^{\frac{2}{3}} = 0.630$$

$$Q = \frac{A}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} = \frac{1.57}{0.20} \times 0.630 \times \sqrt{\frac{2}{5}} = 2.47 \text{ مترمکعب بر ثانیه}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{2.47}{1.57} = 1.57$$

متر بر ثانیه

مثال ۲-۳: 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

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

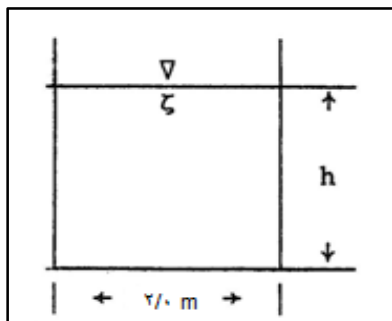
متر

$$R^{\frac{2}{3}} = (0/683)^{\frac{2}{3}} = 0/777$$

$$I = \left(\frac{n \times Q}{A \times R^{\frac{2}{3}}} \right)^{\frac{3}{2}} = \left(\frac{0/020 \times 10}{3/96 \times 0/777} \right)^{\frac{3}{2}} = 4/23$$

در هـ زار

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:

$$A = 2h$$

$$P = 2 + 2h$$

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

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

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

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

$$\frac{n \times Q}{I^{\frac{1}{2}}} = \frac{0/018 \times 8}{\sqrt{0/003}} = 2/63$$

$$\Rightarrow 2h \left(\frac{h}{1 + h} \right)^{\frac{2}{3}} = 2/63$$

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

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

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

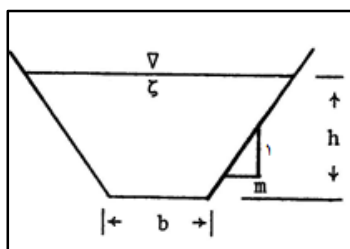
$$f(h) = \frac{h^{\frac{5}{3}}}{h+1} = (1/315)^{\frac{3}{2}} = 1/50.8$$

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	$1/50.4$
۱/۷۸	$1/52.2$

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

مثال ۲-۵: در کانال ذوزنقه‌ای شکل با عرض کف ۳ متر و شیب جانبی $m = 2$ (۲H:۱V) 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:

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

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

$$\begin{aligned}
 P &= b + 2\sqrt{1+m^2} \times h = 3 + 2\sqrt{5} \times h \\
 &= 3 + 2 \times 2/23 \times h = 3 + 4/46 \times h \\
 R &= \frac{A}{P} = \frac{2h(h+1/5)}{4/46 \times h + 3} = 0.446 \frac{h(h+1/5)}{h+0.671} \\
 A \times R^{\frac{2}{3}} &= 2h(h+1/5) \times \left[0.446 \times \frac{h(h+1/5)}{h+0.671} \right]^{\frac{2}{3}} \\
 &= 2h(h+1/5) \times 0.446^{\frac{2}{3}} \times \frac{[h(h+1/5)]^{\frac{2}{3}}}{(h+0.671)^{\frac{2}{3}}} \\
 &= 2 \times 0.483 \times \frac{h(h+1/5)[h(h+1/5)]^{\frac{2}{3}}}{(h+0.671)^{\frac{2}{3}}}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \frac{[h(h+1/5)]^{\frac{5}{3}}}{(h+0.671)^{\frac{2}{3}}} &= \frac{6/32}{1/166} = 5/43 \\
 f(h) &= \frac{[h(h+1/5)]^{\frac{5}{3}}}{h+0.671} = 5/43^{\frac{3}{2}} = 12/61
 \end{aligned}$$

جدول ۵-۲: نتایج محاسبات مثال ۵-۲

h (m)	f(h)
۱	$\frac{(1 \times 2/5)^{\frac{5}{3}}}{1/671} = 5/89 < 12/61$
۱/۱	۷/۸۱
۱/۲	۱۰/۸۱
۱/۳	۱۲/۸۳
۱/۲۵	۱۱/۴۰
۱/۲۸	۱۲/۲۴
۱/۲۹	$12/53$
۱/۳۰	$12/83$

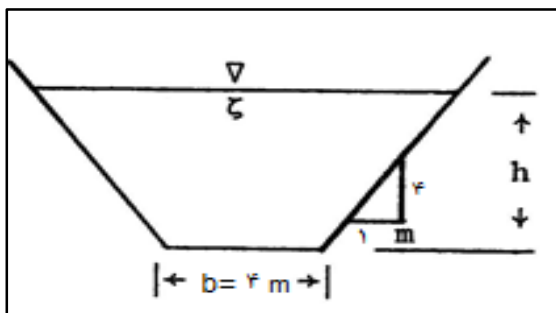
متر $h = 1/29$

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:

متر

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

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

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

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

مترمربع

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

متر

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

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

متر بر ثانیه

$$V = 2.08 \text{ متر بر ثانیه}$$

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

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

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

متر

با کاربرد رابطه شزی:

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

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

$$C = \frac{1}{n} \times R^{\frac{1}{6}} \rightarrow n = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{C} = \frac{(1/17)^{\frac{1}{6}}}{43}$$

$$n = 0/024$$

مثال ۷-۲: 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.

$$n = \left[\frac{\sum_1^N (P_N \times n_N^{1/5})}{P} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (24-2)$$

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

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

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

$$n = \frac{\left[\sum_1^N (P_N \times n_N^{\frac{1}{3}}) \right]^{\frac{1}{3}}}{P^{\frac{1}{3}}} \quad (26-2)$$

$$n = \frac{(P_1 n_1^{\frac{1}{3}} + P_2 n_2^{\frac{1}{3}} + P_3 n_3^{\frac{1}{3}})^{\frac{1}{3}}}{P^{\frac{1}{3}}} \quad (27-2)$$

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

مثال ۲-۹: سطح مقطع کانال نامنظمی به سه قسمت تفکیک گردیده که در آن A_1 ، A_2 و A_3 به ترتیب ۳، ۲ 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 ۰/۰۱، ۰/۰۱۵ و ۰/۰۲۵ می باشد. با استفاده از معادله لوتر ضریب زبری معادل کانال را محاسبه نمایید.

$$R_1 = \frac{A_1}{P_1} = \frac{2}{1/5} = 10 \quad \text{متر}$$

$$R_2 = \frac{A_2}{P_2} = \frac{3}{2} = 1.5 \quad \text{متر}$$

$$R_3 = \frac{A_3}{P_3} = \frac{4}{3} = 1.33 \quad \text{متر}$$

$$R = R_1 + R_2 + R_3 = 10 + 1.5 + 1.33 = 12.83 \quad \text{متر}$$

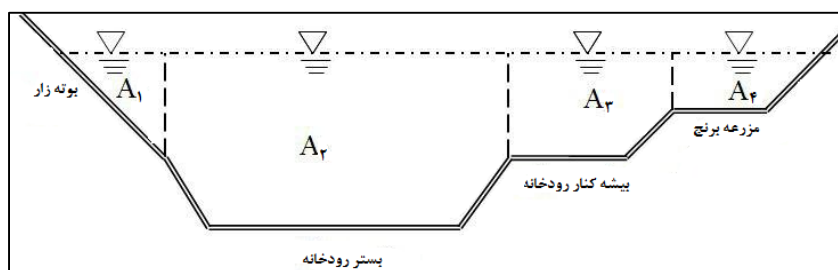
$$P = P_1 + P_2 + P_3 = 1.5 + 2 + 3 = 6.5 \quad \text{متر}$$

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

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

$$n = \frac{6.5 \times 12.83^{5/3}}{\frac{1.5 \times 10^{5/3}}{0.01} + \frac{2 \times 1.5^{5/3}}{0.015} + \frac{3 \times 1.33^{5/3}}{0.025}} = 0.01$$

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 ۱۰-۲

ردیف	A (m)	P (m)	m	R	$\frac{R^2}{R^3}$ (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

$$I = \left(\frac{1}{65.0} \right) \rightarrow I^{\frac{1}{2}} = 0.039$$

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

$$Q = V \times A$$

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

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

ردیف	مقطع	سرعت جریان (متر بر ثانیه)	دبی جریان (مترمکعب در ثانیه)
۱	A ₁	V ₁ = ۱/۲۵	Q ₁ = ۴۷/۰
۲	A ₂	V ₂ = ۵/۱۰	Q ₂ = ۵۳۲۰/۰
۳	A ₃	v ₃ = ۱/۸۱	Q ₃ = ۲۶۵/۰
۴	A ₄	v ₄ = ۱/۳۶	Q ₄ = ۱۳۴/۰

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 بر حسب قطر داخلی لوله بنویسید؟

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

$$g = 9.81$$

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

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

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

$$V = \frac{1}{n} \cdot 0.49 \times D^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

$$4/427 \frac{D^{\frac{2}{3}}}{f^{\frac{1}{2}}} \times I^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{n} \cdot 0.49 \times D^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

$$n = 0.49 \times D^{\frac{2}{3}} \times f^{\frac{1}{2}}$$

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

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

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

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

$$g = 9.81$$

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

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

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

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

$$D = 4 \times R$$

$$V = \sqrt{\frac{19.6 \times D}{f} \times I}$$

$$V = \sqrt{\frac{19.6 \times 4 \times R}{f} \times I}$$

$$V = \frac{1.49}{\sqrt{f}} \times \sqrt{R \times I} = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

$$\frac{1.49}{\sqrt{f}} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

$$\frac{1.49}{\sqrt{f}} \times R^{\frac{2}{3}} = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \rightarrow \frac{1.49}{f^{\frac{1}{2}}} \times R^{\frac{2}{3}} = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}}$$

$$\Lambda / \Lambda \times n \times R^{\frac{1}{2}} = f^{\frac{1}{2}} \times R^{\frac{2}{2}}$$

$$n = \frac{f^{\frac{1}{2}} \times R^{\frac{2}{2}}}{\Lambda / \Lambda \times R^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{\Lambda / \Lambda} \times f^{\frac{1}{2}} \times R^{\frac{2}{2}} \times R^{\frac{-1}{2}} = 0.11 \times f^{\frac{1}{2}} \times R^{\frac{1}{2}}$$

$$n = 0.11 \times f^{\frac{1}{2}} \times R^{\frac{1}{2}}$$

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 ایجاد نماید. به عنوان مثال در خاک‌های غیر مقاوم به فرسایش ایجاد کانال مستطیلی امکان‌پذیر نمی‌باشد و احداث کانال‌هایی با مقطع دوزنقه‌ای یا مثلثی 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 انتخاب‌شده 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 انتخاب‌شده زیرا کاربرد آن برای مقاطع مستطیلی ($m = 0$) و مثلثی ($b = 0$) نیز قابلیت کاربرد دارد.

^۱ Optimal

^۲ Minimal

^۳ Lining

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 ذوزنقه‌ای می‌توان به شرح زیر بیان نمود.

$$A = (b.h) + m.h^2 \quad (1-3)$$

و یا:

$$(a) \quad A - (b.h) - m.h^2 = 0 \quad (2-3)$$

و محیط خیس شده کانال به شرح زیر است.

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

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

به هر حال، سه مورد 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.

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

با استخراج مشتقات جزئی تابع فوق روابط زیر حاصل می‌گردد.

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

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

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

$$\frac{\partial \phi}{\partial \lambda} = A - b.h - m.h^2 \quad (8-3)$$

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

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

^۱ Lagrange

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

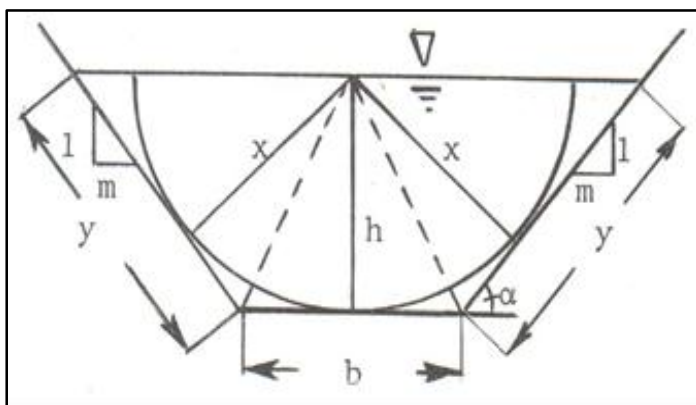
$$P_{min} = 2h \left[\left(\sqrt{1+m^2} - m\right) + \sqrt{1+m^2} \right] \quad (19-3)$$

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

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

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

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، می‌توان نوشت:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\frac{1}{2} \cdot b \cdot h + 2 \times \frac{1}{2} \cdot y \cdot x}{b + 2 \cdot y} \quad (۳-۲۲)$$

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

$$\frac{1}{2} b \cdot h + y \cdot x = \frac{1}{2} b \cdot h + y \cdot h \quad (۳-۲۳)$$

$$x = h \quad (۳-۲۴)$$

بنابراین، ملاحظه می‌گردد که در سطح مقطع مطلوب دوزنقه‌ای (مستطیلی و مثلثی) که مقدار شیب جانبی آن m معلوم باشد و مشروط به اینکه شعاع هیدرولیکی آن نصف عمق جریان می‌گردد، بدین ترتیب می‌توان نیم‌دایره‌ای با شعاع h در سطح مقطع مربوطه محاط نمود.

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

$$h \cdot \frac{2m}{2\sqrt{1+m^2}} - \lambda h^2 = \quad (۳-۲۵)$$

و یا

$$h \cdot \frac{2m}{\sqrt{1+m^2}} - \lambda h^2 = 0 \quad (۳-۲۶)$$

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

^۱ Optimal

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

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

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

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

طرفین رابطه را به توان دو می‌رسانیم.

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

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

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

$$m = \frac{1}{\sqrt{\gamma^2}} \quad (34-3)$$

$$m = \frac{1}{\sqrt{\gamma^2}} \times \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{3}} = \frac{\sqrt{3}}{3} \quad (35-3)$$

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

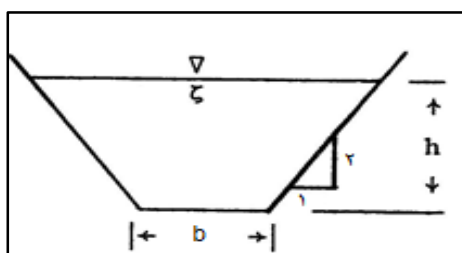
$$\cot g \alpha = \frac{\sqrt{3}}{3} \quad (36-3)$$

بنابراین:

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

بدین ترتیب ملاحظه می‌گردد که در حالات کلی سطح مقطع دوزنقه‌ای جهت سطح مقطع مطلوب، $R = \frac{1}{\gamma} h$ 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:

$$Q = V \times A \rightarrow A = \frac{Q}{V} = \frac{6/0}{1/5} = 4$$

متر مربع

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

$$h = \sqrt{\frac{A}{2\sqrt{1+m^2} - m}} = \sqrt{\frac{A}{2\sqrt{5} - 2}} = \sqrt{\frac{2}{1/236}} = 1/27$$

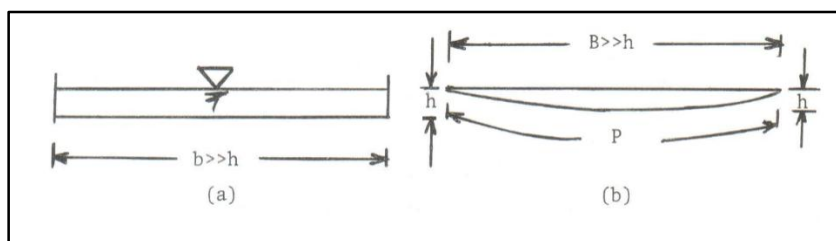
متر

$$b = 2(\sqrt{1+m^2} - m) \times h = 2(\sqrt{5} - 2) \times 1/27 = 0/60$$

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 آب‌ر طبیعی، نشان داده شده است.



شکل ۳-۳: سطوح مقطع ویژه

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

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

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

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

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 طبعی 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:

$$\tau = \gamma \cdot R \cdot I \quad (۳-۴)$$

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 به‌وسیله فورتیر و اسکوبی^۷ تجربه گردیده است در جدول (۳-۱) نشان داده شده است.

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

نوع یا تیپ خاک	$\tau_s (Kg / m^2)$	
	آب زلال	آب محتوی کلوئید
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

^۱ Traction

^۲ Scour or Erosion

^۳ Sediment Load

^۴ Silting

^۵ Deposition or Sedimentation

^۶ Boundary Shear Stress

^۷ Fortire & Scobey

برای هر کانال مقدماً بایستی استرس یا تلاش برشی حد τ_0 را محاسبه و رقم حاصله را با مقادیر محدودیت‌های استرس برشی فرسایشی مقایسه نمود (τ_0)، اگر $\tau_0 < \tau_s$ باشد، هیچ‌گونه فرسایشی مورد انتظار نمی‌باشد. فورتیر و اسکوبی^۱ 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 گلویید	۰/۶۰	۱/۰۰
رس متراکم (فشرده)	۱/۷۵	۱/۰۰
رس سخت، گلوییدی	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

رابطه‌ای برای بیان سرعت بحرانی^۲ در سال ۱۸۹۵ بر اساس مطالعات پروژه آبیاری انگلو-ایندو در پنجاب (پاکستان) (پاکستان) به‌وسیله روبرت گرگ کندی^۳ به شرح زیر ارائه گردید.

$$V_c = C h^{0.64} \quad (۴۱-۳)$$

که در آن:

$$V_c = \text{سرعت بحرانی (متر بر ثانیه)},$$

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

$$C = ۰/۳۷, \text{ برای خاک‌های بسیار ریزبافت},$$

$$C = ۰/۵۵, \text{ جهت خاک‌های ریزبافت، سبک و خاک‌های شنی},$$

$$C = ۰/۶۶, \text{ برای خاک‌های لومی شنی سیلت‌دار},$$

$$C = ۰/۷۱, \text{ جهت خاک‌های سیلتی درشت}.$$

^۱ Fortire & Scobey

^۲ Critical Velocity

^۳ Robert Gregg Kennedy

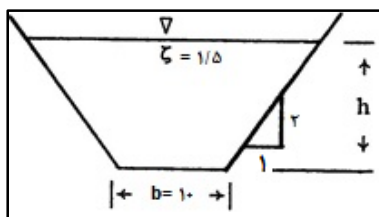
میزان سرعت بحرانی نباید موجب فرسایش گردیده و نه ته‌نشینی را موجب شود. لیکن در مسائل مهندسی، حداقل سرعت بدون ته‌نشینی^۱ به شرح رابطه زیر فرض و بکار می‌رود.

$$V_{\min} = 0.18 V_c \quad (3-42)$$

و حداکثر سرعت غیرفرسایش^۲ مطابق رابطه زیر بیان می‌گردد.

$$V_{\max} = 1.48 V_c \quad (3-43)$$

مثال ۳-۲: در کانال ذوزنقه‌ای 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

$$V = 2$$

متر بر ثانیه

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

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

^۱ Non Silting

^۲ Non Scouring

در هزار

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

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

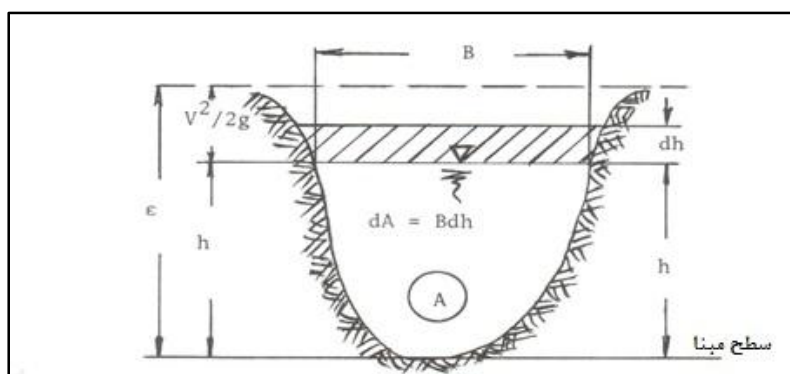
$$\tau = \gamma \times R \times I = 1000 \times 1/375 \times \frac{1/64}{1000} = 2/26 > 1/5 = \tau_s$$

۳-۵- روابط انرژی ویژه جریان

همان‌گونه 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

طبق تعریف، انرژی ویژه جریان به شرح زیر است:

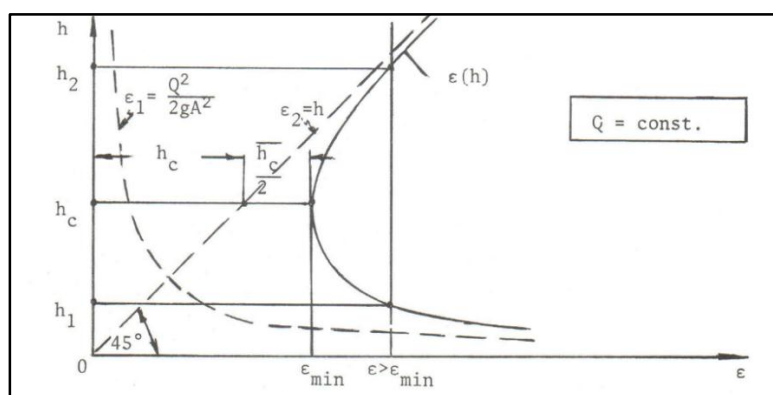
$$E = \frac{V^2}{2g} + h \quad (3-44)$$

^۱ Boris Alexandrovitch Bakimetteff

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

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

که در شرایط جریان همگام^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 (۴-۳) تغییرات میزان $E(h)$ در یک دبی ثابت با h نشان داده شده است.



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

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

$$E = E_1 + E_2 \quad (46-3)$$

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

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

و جزء دوم یعنی $E_2 = h$ معرف انرژی پتانسیل می باشد. در شکل (۴-۳)، $E_1(h)$ و $E_2(h)$ با دو خط منقطع نشان داده شده است و $E_2 = h$ 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:

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

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 درحالی‌که $\varepsilon_2 = h$ مقادیر کمی را شامل می‌گردد؛ زیرا $\varepsilon_2 \rightarrow 0$ می‌باشد. بدین دلیل مقادیر ε به خطوط مجانب نزدیک می‌شود درحالی‌که 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 $\varepsilon \rightarrow \infty$ درحالی‌که $h \rightarrow 0$ و $h \rightarrow \infty$ باشد. درحالی‌که 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 ε و 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:

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

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

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

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

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

^۱ Minimum

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:

$$dA = B \cdot dh \quad (۵۴-۳)$$

$$B = \frac{dA}{dh} \quad (۵۵-۳)$$

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

$$\frac{d\varepsilon}{dh} = -\frac{Q^r B}{g A^r} + 1 \quad (۵۶-۳)$$

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

$$B_c = B(h_c) \quad (۵۷-۳)$$

$$A_c = A(h_c)$$

$$\left(\frac{d}{dh} \right)_{h=h_c} = 0 \quad (۵۸-۳)$$

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

$$-\frac{Q^r B_c}{g A_c^r} + 1 = 0 \quad (۵۹-۳)$$

$$-\frac{Q^r B_c}{g A_c^r} = -1 \quad \longrightarrow \quad \frac{Q^r B_c}{g A_c^r} = 1 \quad (۶۰-۳)$$

$$-\frac{A_c^r}{B_c} = \frac{Q^r}{g} \quad (۶۱-۳)$$

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

$$f(h_c) = \frac{A_c^r}{B_c} = \frac{Q^r}{g} \quad (۶۲-۳)$$

$$f(h_c) = \frac{A_c^r}{B_c} = \frac{[A(h_c)]^r}{B(h_c)} = \frac{Q^r}{g} \quad (۶۳-۳)$$

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

$$\frac{A_c^r}{B_c} = \frac{Q^r}{g} \quad (۶۴-۳)$$

از آنجائی که:

$$\frac{A_c}{B_c} = \bar{h}_c = \frac{Q^{\frac{1}{2}}}{g A_c^{\frac{1}{2}}} \quad (65-3)$$

از طرفی چون $Q = V.A$ و $Q_c = V_c^{\frac{1}{2}} . A_c^{\frac{1}{2}}$ می‌باشد، رابطه به صورت زیر در می‌آید:

$$\frac{A_c}{B_c} = \bar{h}_c = \frac{V_c^{\frac{1}{2}}}{g} \quad (66-3)$$

در رابطه بالا $\bar{h}_c$ و V_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 همان گونه که قبلاً گفته شد در شرایط بحرانی $F_r = 1$ می‌باشد؛ بنابراین:

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

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

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

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:

$$\epsilon_{\min} = (\epsilon)_{h=h_c} = \frac{V_c^{\frac{1}{2}}}{\sqrt{g}} + h_c \quad (69-3)$$

و یا با یادآوری اینکه

$$\frac{V_c^{\frac{1}{2}}}{g} = \frac{Q^{\frac{1}{2}}}{g A_c^{\frac{1}{2}}} = \frac{A_c}{B_c} = \bar{h}_c \quad (70-3)$$

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

$$\epsilon_{\min} = \frac{1}{\sqrt{g}} + \bar{h}_c + h_c \quad (71-3)$$

^۱ Critical Mean Depth

^۲ Critical Velocity

^۳ Froude Number

^۴ Critical

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

باملاحظه آنچه بیان گردید نتیجه می شود که:

$$V_c = \sqrt{g \bar{h}_c} \quad (۳-۷۲)$$

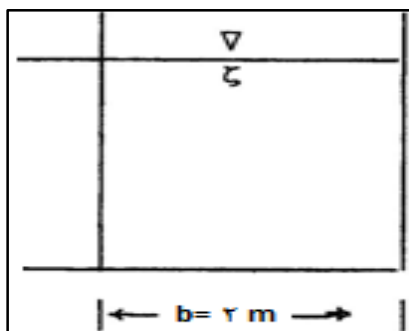
و می توان نشان داد که این میزان تندی^۱ موج و یا سرعت ایجاد شده به وسیله تلاطم (موج کوچک سطحی) در مایع در عمقی معادل $\bar{h}_c$ است.

نگرشی مجدد به شکل (۳-۴) نشان می دهد 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 می باشد. دو عمق معین مرتبط با یک میزان مشخص جریان بنام اعماق متناوب^۲ نامیده می گردند.

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 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 :

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

^۱ Celerity

^۲ Alternate Depths

$$A = b \times h = \tau h$$

$$B = b = \tau$$

$$\frac{A^\tau}{B} = \frac{(\tau h)^\tau}{\tau} = \tau h^\tau$$

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

$$h_c = \sqrt[\tau]{\frac{(\lambda/2)^\tau}{4 \times 9/81}} = 1/197 \quad \text{متر}$$

$$\varepsilon_{\min} = h_c + \frac{1}{\tau} h_c = \frac{3}{\tau} h_c = 1/795 \quad \text{متر}$$

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

$$A_c = \tau \times 1/197 = 2/394 \quad \text{مترمربع}$$

$$P_c = \tau + \tau \times 1/197 = 4/394 \quad \text{متر}$$

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

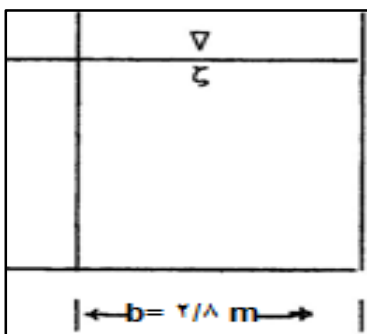
$$R_c^\tau = 0.668 \quad \text{در هزار}$$

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

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:

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

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

$$B = 2/8$$

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

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

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

متر

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

متر

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

متر

$$\frac{14^3}{19/62(2/8 \times h)^3} + h = 2/46$$

با آزمون و خطا:

$$h^3 - 2/46 \times h^3 + 1/275 = 0$$

و با استفاده از آن:

$$h_1 = 0/906$$

متر

$$\frac{(h^3 - 2/46 \times h^3 + 1/275)}{(h - 0/906)} = h^3 - 1/554 \times h - 1/408$$

در نتیجه:

$$h^3 - 1/554 \times h - 1/408 = 0$$

$$h_r = \frac{1/554 + \sqrt{1/554^2 + 5/632}}{2} = 2/196 \quad \text{متر}$$

حال برای محاسبه شیب:

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

$$h = h_c = 1/367 \quad \text{متر}$$

$$A_c = 3/828 \quad \text{مترمربع}$$

$$P_c = 5/534 \quad \text{متر}$$

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

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

با استفاده از رابطه:

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

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

$$F_R = 1 = F$$

$$h = h_1 = 0/906$$

$$A_1 = 2/537 \quad \text{متر مربع}$$

$$P_1 = 4/612 \quad \text{متر}$$

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

$$I_1 = \left(\frac{0/20 \times 14}{2/537 \times 0/671} \right)^2 = 27/2 \quad \text{در هزار}$$

$$V_1 = 5/53 \quad \text{متر بر ثانیه}$$

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

$$h = h_r = 2/196 \quad \text{متر}$$

$$A_r = 6/149 \quad \text{مترمربع}$$

$$P_r = 7/192 \quad \text{متر}$$

$$R_r = 0.855 \text{ m} \rightarrow R^{\frac{2}{3}} = 0.90$$

$$I_r = \left(\frac{0.20 \times 14}{6/149 \times 0.9} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.56$$

در هزار

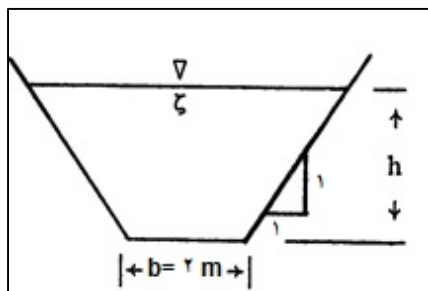
$$V_r = 2.28$$

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 $E_{\min}$ وج- مقدار سرعت بحرانی، V_c 

حل:

$$\frac{A^{\frac{2}{3}}}{B} = \frac{(2h + h^2)^{\frac{2}{3}}}{h + 1} = \frac{[h(h + 2)]^{\frac{2}{3}}}{2(h + 1)} = \frac{16^{\frac{2}{3}}}{9/81} = 26/1$$

$$F(h) = \frac{[h(h + 2)]^{\frac{2}{3}}}{h + 1} = 52/2$$

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

جدول ۳-۳: محاسبه عمق جریان بحرانی در مثال ۳-۴

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	$52/2 = 52/2 \rightarrow h_c = 1/459 \text{ متر}$

و بدین ترتیب

$$A_c = 5/0.5 \quad B_c = 4/9.81 \quad \text{متر}$$

$$\bar{h}_c = \frac{5/0.5}{4/9.81} = 1/0.24 \quad \text{متر}$$

$$\varepsilon_{\min} = h_c + \frac{1}{2} \bar{h}_c = 1/4.59 + \frac{1}{2} \times 1/0.24 = 1/9.71 \quad \text{متر}$$

$$V_c = \sqrt{gh_c} = \sqrt{9.81 \times 1/0.24} = 3/1.8 \quad \text{متر بر ثانیه}$$

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = 3/1.8 \quad \text{و یا}$$

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: محاسبه عمق جریان در مثال ۳-۵

h (m)	f(h)
۱	$13/5 > 13/0.5$
۰/۹	$10/8.8 < 13/0.5$
۰/۹۹	$13/2.1 > 13/0.5$
۰/۹۸۴	$13/0.5 = 13/0.5 \rightarrow h_1 = 0/9.84 \text{ متر}$

و بدین ترتیب

$$A_1 = 2/9.35 \quad \text{مترمربع}$$

$$B_1 = 3/9.68 \quad \text{متر}$$

$$\bar{h}_1 = 0/714 \quad \text{متر}$$

$$V_1 = 5/6.5 \quad \text{متر بر ثانیه}$$

$$F_{R1} = 2/1.3 > 1$$

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

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

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

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

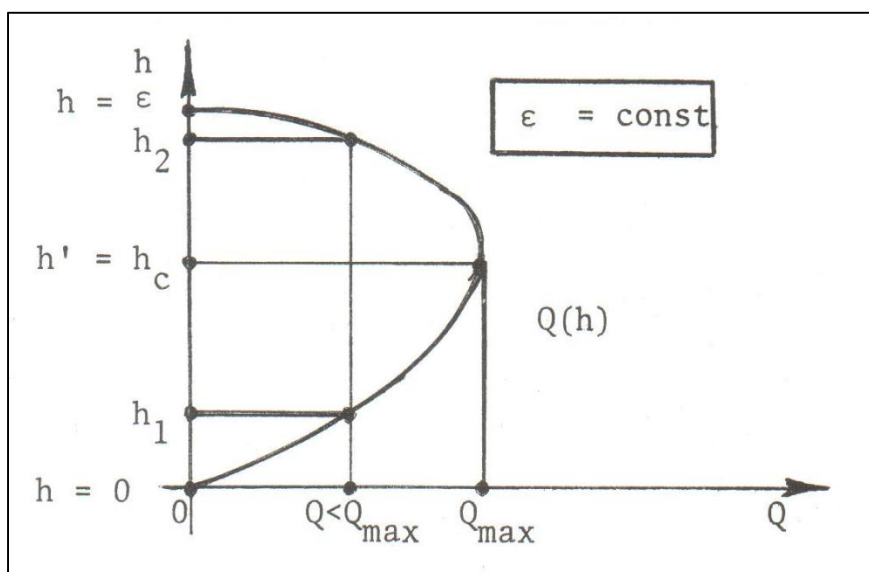
به طوری که قبلاً نیز گفته شد، بیان رابطه انرژی ویژه جریان به شرح زیر است:

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

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

$$Q = A\sqrt{2g(\varepsilon - h)} = Q(h) \quad (۷۴-۳)$$

برای مقدار $h = \varepsilon$ به طور بدیهی $Q = ۰$ و برای $h = ۰$ مساحت برابر با صفر یعنی $A = ۰$ و بار دیگر $Q = ۰$ می‌باشد. موارد در شکل (۵-۳) نمایش داده شده است.



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

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

$$\frac{dQ}{dh} = \frac{d}{dh} [\sqrt{\tau g} \cdot A(h) \cdot \sqrt{\epsilon - h}] = \quad (75-3)$$

$$= \sqrt{\tau g} \cdot \left[\frac{dA}{dh} \cdot \sqrt{\epsilon - h} + A \cdot \frac{d}{dh} \sqrt{\epsilon - h} \right] =$$

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

$$\quad (76-3)$$

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

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. درنتیجه:

^۱ Maximum

$$\sqrt{B'}(\varepsilon - h') - A' = 0 \quad (77-3)$$

یا اینکه

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

حل این رابطه یعنی:

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

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

$$Q_{\max} = A' \cdot \sqrt{g(\varepsilon - h')} = \sqrt{(A')^2 \cdot g \frac{A'}{\sqrt{B'}}} = \sqrt{\frac{g(A')^3}{B'}} \quad (80-3)$$

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

$$\left(\frac{A'}{B'} \right)^{\frac{3}{2}} = \frac{Q_{\max}^2}{g} \quad (81-3)$$

که نشان می‌دهد مقدار $Q_{\max}$ در شکل (۵-۳)، باحالت 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

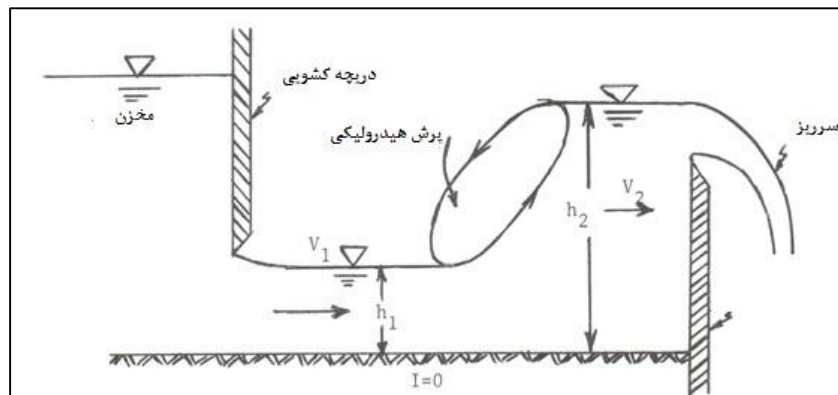
جریان متغیر تدریجی

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 مستهلک‌شده 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 پایین‌دست مجهز به یک سرریز است را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۲: خیز یا پرش هیدرولیکی

همان‌گونه 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.

^۱ Flume

^۲ Sluice Gate

^۳ Hydraulic Jump

چنین پرش‌های هیدرولیکی^۱ 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.

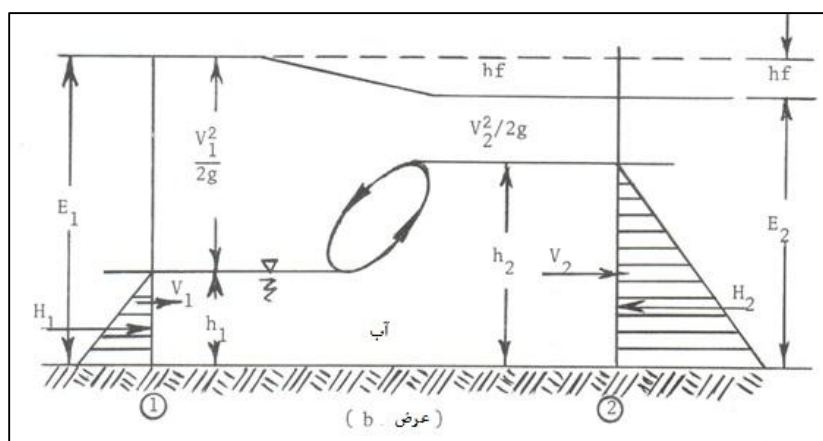
به دلیل سهولت امر، در ادامه تجزیه و تحلیل دو مورد خیز هیدرولیکی برای کانال‌های مستطیلی عریض و روابطی برای دو عمق متوالی یا پیامد^۱ ارائه گردید که موارد متذکره منحصراً برای کانال‌های مستطیلی قابلیت کاربرد دارد.

اصل بقا^۲ ممان خطی^۲ که در هیدرولیک مقدماتی بحث می‌گردد، در زیر مجدداً برای یادآوری بیان می‌گردد.

طبق تعریف مجموع برداری کلیه نیروهایی که بر روی 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 دریاچه کشویی و سرریز موضوع شکل (۱-۴) نشان داده شده است.



شکل ۳-۴: بخش جدا شده مایع

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

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

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

^۱ Conjugate or Sequent Depths

^۲ Linear Momentum

^۳ Control-Surface

^۴ Control-Volume

^۵ Flux

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

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

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

$$\frac{1}{2}b.h_1^3 - \frac{1}{2}b.h_2^3 = \frac{Q^2}{g.b.h_1} - \frac{Q^2}{g.b.h_2} \quad (5-4)$$

و یا

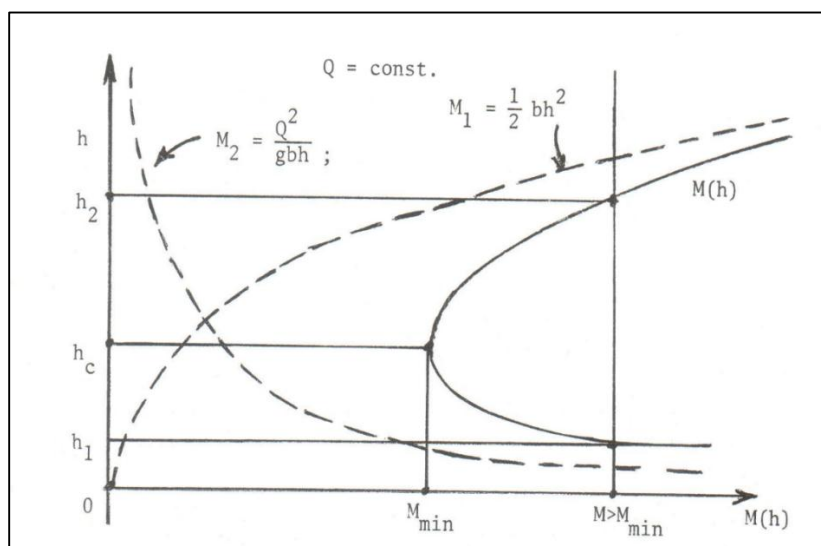
$$\frac{1}{2}b.h_1^3 + \frac{Q^2}{g.b.h_1} = \frac{1}{2}b.h_2^3 + \frac{Q^2}{g.b.h_2} \quad (6-4)$$

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

$$M(h) = \frac{1}{2}b.h^3 + \frac{Q^2}{g.b.h} \quad (7-4)$$

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

$M_2 = \frac{1}{2}b.h^3$ رابطه حاصل می‌شود به مجانب‌ها نزدیک می‌گردند و برای یک مقدار معین h از مقدار M_{min} عبور می‌نمایند.



شکل ۴-۴: 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.

$$\frac{dM}{dh} = b.h - \frac{Q}{g.b.h^2} \quad (۸-۴)$$

$$\left(\frac{dM}{dh} \right)_{h=h'} = 0 \quad (۹-۴)$$

$$b.h' - \frac{Q}{g.b.h'^2} = 0 \quad (۱۰-۴)$$

$$h' = \sqrt[3]{\frac{Q}{g.b}} = h_c \quad (۱۱-۴)$$

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

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^۲ نامیده می‌شوند. رابطه بین دو عمق به شرحی است که در زیر تشریح خواهد شد. با توجه به رابطه پایه‌ای ممان^۳ می‌توان نوشت:

$$\frac{1}{2} b.h_1^3 + \frac{Q^2}{g.b.h_1} = \frac{1}{2} b.h_2^3 + \frac{Q^2}{g.b.h_2} \quad (۱۲-۴)$$

و با توجه به رابطه پیوستگی جریان^۴ رابطه زیر برقرار است.

$$Q = b.h_1.V_1 = b.h_2.V_2 \quad (۱۳-۴)$$

رابطه قبلی را به‌صورت زیر می‌توان نوشت:

$$\frac{1}{2} b.h_1^3 - \frac{1}{2} b.h_2^3 = \frac{Q^2}{g.b.h_1} - \frac{Q^2}{g.b.h_2} \quad (۱۴-۴)$$

و یا

$$\frac{1}{2} b(h_1^3 - h_2^3) = \frac{b.h_1^2.V_1^2}{g.b.h_1} \left(1 - \frac{h_1}{h_2} \right) \quad (۱۵-۴)$$

و یا

$$\frac{1}{2} (h_1^3 - h_2^3) = \frac{h_1^2.V_1^2}{g.h_1} \left(1 - \frac{h_1}{h_2} \right) \quad (۱۶-۴)$$

^۱ Minimum

^۲ Conguate of Sequent depths

^۳ Basic Momentum Equation

^۴ Continuity Equation

و یا

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

رابطه بالا را به صورت زیر نیز می توان نوشت:

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

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

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

طرفین رابطه را بر h_1^2 تقسیم می کنیم حاصل به صورت زیر درمی آید.

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

طرفین رابطه اخیر را در h_r ضرب می نماییم.

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

و یا

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

که آن را به صورت زیر نیز می توان نوشت:

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

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

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 می کنیم.

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

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

با معلوم بودن مقادیر h_1 و $Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$ 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:

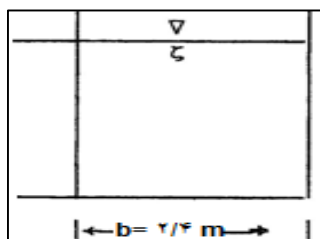
$$E_1 = E(h_1) = \frac{V_1^2}{2g} + h_1 \quad (29-4)$$

$$E_r = E(h_r) = \frac{V_r^2}{2g} + h_r \quad (30-4)$$

و اختلاف آنان یعنی $h_f = E_1 - E_r$ مقدار انرژی ویژه تلف‌شده (مسته‌له‌ک‌شده) در خیز هیدرولیکی (نسبت به واحد وزن جریان) می‌باشد و $N = \gamma Q h_f$ عبارت از مقدار انرژی (و نه انرژی مخصوص یا ویژه) تلف‌شده در خیز در واحد زمان (توان) می‌باشد.

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 پایین‌دست کانال آب باید تا چه میزان افزایش (خیز) یابد و میزان افت انرژی (ویژه) در طول خیز و میزان اتلاف انرژی چقدر است.

حل:



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

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \times h_1}} = \frac{5/0}{\sqrt{9/81 \times 0/8}} = 3/184$$

$$h_r = h_1 \times \frac{1}{\gamma} \times \sqrt{1 + 8F_{R1}^2} - 1 =$$

$$= 0.8 \times \frac{1}{\gamma} \times \sqrt{1 + 8 \times 3 / 184} - 1 = 1 / 656 > h_1$$

متر

$$V_r = \frac{Q}{bh_r} = \frac{9/6}{2/4 \times 1/656} = 2/42$$

متر بر ثانیه

$$\varepsilon_1 = \frac{V_1^2}{2g} + h_1 = \frac{5/0^2}{19/62} + 0.8 = 2/075$$

متر

$$\varepsilon_r = \frac{V_r^2}{2g} + h_r = \frac{2/42^2}{19/62} + 1/656 = 1/954$$

متر

$$h_F = \varepsilon_1 - \varepsilon_r = 2/075 - 1/954 = 0/121$$

متر

$$N = \gamma Q h_F = 1000 \times 9/6 \times 0/121 = 1161$$

کیلوگرم متر بر ثانیه

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

۴-۳- انواع موج

۴-۳-۱- 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 قابل ملاحظه‌ای موج سریع و تند شونده^۲ به‌طور سریع شکل گرفته و به سمت پایین‌دست جریان حرکت می‌نماید؛ و هرگاه میزان قابل توجهی دبی به‌طور ناگهانی در محل دهانه خروجی تخلیه شود موج سریع و کند شونده‌ای^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):

$$\frac{q^2}{g} h_1 h_r \left(\frac{h_1 + h_r}{2} \right) \quad (4-31)$$

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.

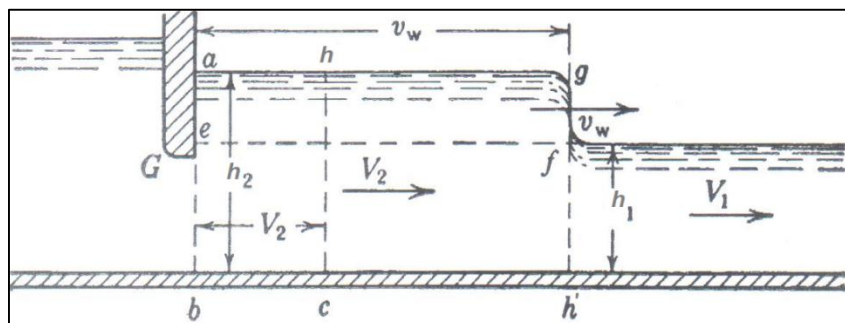
^۱ Translatory Waves

^۲ Accelerating Wave

^۳ Decelerating Wave

۴-۳-۲- موج تند^۱

در شکل (۴-۴) شمای موج تندی که به سمت پایین دست حرکت می کند، نشان داده شده است.



شکل ۴-۵: شمای یک موج تندی در حال حرکت به سمت پایین دست

فرض می شود که موج ایجاد شده 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، به طور تقریبی ناچیز و بدان دلیل نادیده تلقی می شوند. فاصله بین موج و دریچه هر مقطع دارای عمق یکنواخت برابر با h_1 و سرعت یکسان برابر با V_1 را دارا می باشند

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 داشته اند. شکل بالا شرایط را پس از یک دقیقه (زمان) از افزایش میزان دبی ورودی نشان می دهد.

موجی که با سرعت V_w حرکت می نماید در خاتمه زمان یک ثانیه به فاصله V_w از دریچه قرار دارد. حجم آبی که به ازای واحد عرض کانال طی یک ثانیه وارد کانال می شود برابر با $q_2 = h_2 V_2$ که در شکل (۴-۴) با مساحت abcd نشان داده شده است. مقدار افزایش دبی جریان یعنی $Q_2 - Q_1$ به وسیله سطح aefg در شکل (۴-۴) نشان داده شده که از نظر ریاضی آن را می توان به شکل رابطه زیر بیان نمود:

$$Q_2 - Q_1 = V_w (h_2 - h_1) \quad (۴-۳۲)$$

با جایگزینی $V_2 h_2$ و $V_1 h_1$ به جای مقادیر Q_2 و Q_1 رابطه زیر حاصل می شود.

$$V_2 h_2 - V_1 h_1 = V_w (h_2 - h_1) \quad (۴-۳۳)$$

معادله را برای V_2 حل می نمایم نتیجه به شکل زیر حاصل می شود:

$$V_2 = V_w - \frac{h_1}{h_2} (V_w - V_1) \quad (۴-۳۴)$$

^۱ Abrupt wave

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

$$F = M(V_r - V_1) = \frac{(V_w - V_r)h_r W(V_r - V_1)}{g} \quad (35-4)$$

که در آن: W ، وزن واحد حجم آب است.

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

$$F = \frac{h_r^2 w}{2} - \frac{h_1^2 w}{2} \quad (36-4)$$

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

$$\frac{g}{2h_r}(h_r^2 - h_1^2) = (V_r - V_1)(V_w - V_r) \quad (37-4)$$

با جایگزینی مقدار V_r از رابطه (4-5) و تغییر شکل آن از نظر ریاضی رابطه زیر حاصل می‌شود.

$$(V_w - V_1)^2 = \frac{2h_r}{2h_1}(h_r + h_1) \quad (38-4)$$

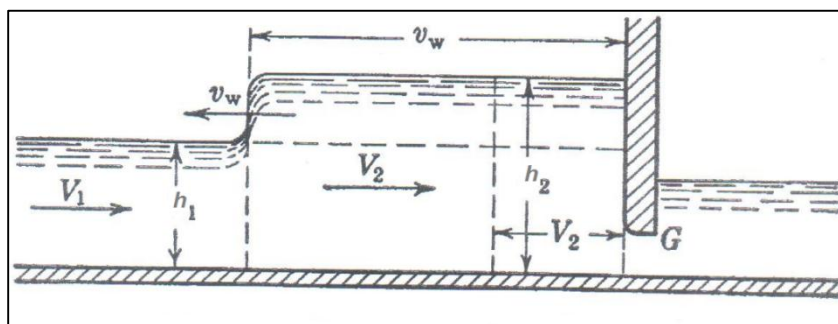
و یا

$$(V_w - V_1) = \pm \sqrt{\frac{gh_r}{2h_1}}(h_r + h_1) \quad (39-4)$$

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 کم عمق تر جریان است. حل رابطه بالا برای تعیین V_w به شرح زیر است:

$$V_w = \pm \sqrt{\frac{gh_r}{2h_1}}(h_r - h_1) + V_1 \quad (40-4)$$

در رابطه بالا علامت مثبت مربوط به موج‌هایی است که به سمت پایین دست جریان حرکت می‌نماید (شکل 4-4) 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 (4-5) شمای یک موج تند که به سمت بالادست حرکت می‌کند را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۶: 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 (۴-۴) 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 (۴-۴) قرار گیرد، رابطه اخیر برابر با رابطه (۴-۴) می‌گردد.

و هرگاه مقادیر h_1 و h_2 به ترتیب افزایش و کاهش حاصل نمایند، یعنی به مقدار h_c برسند، رابطه (۴-۴) به صورت رابطه زیر قابل ارائه است.

$$V_w = \pm \sqrt{gh_c} + V_1 \quad (۴-۴)$$

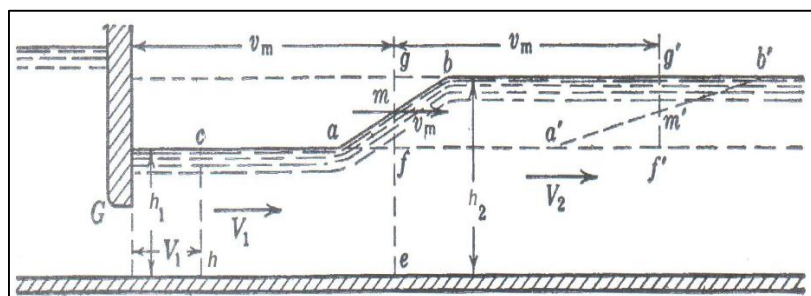
که عبارت $\sqrt{gh_c}$ معرف میزان سرعت بحرانی است.

هرگاه جریان در کانالی به‌طور ناگهانی افزایش و یا کاهش (به مقدار معینی) نماید، مقادیر h_1 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 (۴-۴) و (۴-۴) به دست آورد؛ و هر زمان که عمق جریان آب h_1 ناگهان افزایش یافته و به عمق h_c برسد، سرعت موج را می‌توان با استفاده از رابطه (۴-۴) به دست آورد که با کاربرد آن در رابطه (۴-۴) مقدار دبی جدید یا Q_2 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.

^۱ Sloping wave



شکل ۴-۷: 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_2 عمق بزرگ‌تر و q_2 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_1 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:

$$q_2 - q_1 = V_m (h_2 - h_1) \quad (4-42)$$

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:

$$V_m = \pm \sqrt{\frac{gh_1}{2h_2}} (h_2 - h_1) + V_1 \quad (4-43)$$

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 (۴-۴۳) کاربردی عمومی ندارد. برای آن قبیل موج‌هایی با ارتفاع خیلی کم، به‌هرحال ناهنجاری‌های ناشی از خطا ناپدید می‌گردد و سرعت موج به‌صورت زیر درمی‌آید:

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

که در آن:

h و V عمق و سرعت آب در حالت موج است. موج شیبدار ارائه شده در شکل (۴-۶) را می توان چنین تصور نمود که از تعدادی موج کوتاه حاصل شده باشند، سرعت زیرین در این شرایط $V_a = \pm\sqrt{gh_a} + V_1$ و موج بالایی دارای سرعتی برابر با $V_b = \pm\sqrt{gh_b} + V_1$ و هرگاه فاصله بین V_a و V_b را خطی فرض نماییم سرعت متوسط موج برابر خواهد بود با:

$$V_m = \frac{1}{2}(V_a + V_b) = \frac{1}{2}(\pm\sqrt{gh_a} + V_1 \pm \sqrt{gh_b} + V_1) \quad (۴-۴۵)$$

از آنجایی که مقدار h_1 از h_b و V_b بزرگتر از V_a است، سطح موج در حال انتشار مسطح تر 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 می گردد. موارد گفته شده در ارتباط با تغییرات توأم مرحله ای 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 رادیکال های رابطه (۴-۴۵) مثبت خواهند بود. برای آن قبیل موج های تندی که به سمت بالادست حرکت می نماید، همانند آنچه با افزایش مقدار گذر آب به جای کاهش آن (شکل ۴-۵) علائم به کاررفته قبل از رادیکال های 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 می نماید. حل توأم روابط (۴-۴۲) و (۴-۴۵) می تواند منتج به محاسبه V_m و h_1 هرگاه q_1 ، h_1 و q_2 مشخص باشند، می گردد. سرعت بخش بالایی موج به طور مستقیم از طریق رابطه (۴-۴۴) حاصل می شود. اگر سطح آب به مقدار مشخصی پایین آورده شود و آن در حالی است که q_2 ، h_1 و h_2 معلوم باشند. سرعت سطح آب و کف موج را می توان از رابطه (۴-۴۴) که مقادیر میانی آن برابر با V_m خواهد بود. حل مستقیم رابطه (۴-۴۲) برای تعیین مقدار q_1 می تواند بکار رود.

۴-۴- اثرات افت اصطکاک در امواج

نظریه های ارائه شده در دو مبحث موج تند و موج شیبدار، افت بار در اثر اصطکاک را در برنمی گیرد. در کانال های کاملاً عمیق و در فاصله کوتاه اثرات توصیفی چنین فاکتورهایی ممکن است بسیار ناچیز باشند، لیکن هر چه طول کانال افزایش یابد و عمق آب در آن کمتر گردد اثرات این عوامل می تواند 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 می توان از زمان یک ثانیه آغاز نمود که در آن افت اصطکاک نادیده گرفته می شود؛ 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 کانال های باز استفاده نمود؛ و این علاوه بر ضرورت کاربرد روابط نوع موج

به‌خصوص 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 پایین‌دست 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

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

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

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

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

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

$$h_f = \left(\frac{n \cdot V}{R^{1/3}} \right)^2 \cdot L \quad (4-49)$$

^۱ Head Losses

^۲ Fraction Loss

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

۴-۵-۲- افت بار در ورودی کانال^۱

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

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

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

$$f_n = \beta \sin \theta \left(\frac{T}{b} \right)^{3/4} \quad (۵۳-۴)$$

$$\Delta h_n = f_n \cdot \frac{V_1^2}{2g} + \frac{\bar{V}_2^2 - \bar{V}_1^2}{2g} \quad (۵۴-۴)$$

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.

^۱ Canal Entrance

^۲ Screen

۴-۵-۴- افت بار در اثر تغییر سطح مقطع^۱

۴-۵-۴-۱- انبساط ناگهانی سطح مقطع^۲

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

$$\Delta h_{se} = \frac{V_1^2}{2g} \left(1 - \frac{A_1}{A_2} \right)^2 + \frac{\bar{V}_2^2 - \bar{V}_1^2}{2g} \quad (۵۶-۴)$$

$$f_{se} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2} \right)^2 \quad (۵۷-۴)$$

که در آن، h_{se} ، افت بار در اثر انبساط ناگهانی سطح مقطع، f_{se} ضریب افت اصطکاک، V_1 و V_2 و A_1 و A_2 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_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}	۱/۰	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^۳

$$h_{ge} = f_{ge} \cdot \frac{\bar{V}_2^2 - V_1^2}{2g} + I_m \cdot L \quad (۵۸-۴)$$

$$\Delta h_{ge} = f_{ge} \cdot \frac{\bar{V}_2^2 - V_1^2}{2g} + I_m \cdot L + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \quad (۵۹-۴)$$

$$I_m = \frac{I_1 + I_2}{2} \quad (۶۰-۴)$$

که در آن، I_1 و I_2 گرادیان هیدرولیکی، L طول مبدل^۴، h_{ge} افت بار در اثر انبساط تدریجی سطح مقطع، f_{ge} ضریب افت اصطکاک، V_1 و V_2 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 قابل اغماض است.

^۱ Change in Cross Section

^۲ Sudden Enlargement

^۳ Gradual Enlargement

^۴ Transition

۴-۵-۳- انقباض ناگهانی سطح مقطع^۱

$$h_{se} = f_{se} \frac{V_2^2}{2g} \quad (۴-۶۱)$$

$$\Delta h_{se} = f_{se} \frac{V_2^2}{2g} + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \quad (۴-۶۲)$$

که در آن، h_{se} ، افت بار در اثر انقباض ناگهانی سطح مقطع، f_{se} ، ضریب افت اصطکاک، V_1 ، V_2 ، A_1 و A_2 به ترتیب سرعت قبل و بعد از انقباض سریع سطح مقطع Δh_{se} اختلاف سطح آب در اثر انقباض ناگهانی سطح مقطع است.

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	۰/۲۹	۰/۲۱	۰/۱۳	۰/۰۷	۰/۰۱	(۰)

۴-۵-۴- انقباض تدریجی سطح مقطع^۲

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

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

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

که در آن:

I_1 و I_2 گرادینانت هیدرولیکی، L طول مبدل^۳، 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.

^۱ Sudden Contraction

^۲ Gradual Contraction

^۳ Transition

۴-۵-۵- افت بار در اثر پایه‌های پل^۱

$$\Delta h = \frac{V^2}{2g} \left[\frac{1}{\lambda \left(1 - \frac{0.3}{h} \cdot \frac{V^2}{2g} \right)} \right] - \beta \frac{V_1^2}{2g} \quad (4-66)$$

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 خمشی (یا قوس) کانال‌ها در طراحی-های معمولی (نرمال) می‌تواند نادیده تلقی گردد.

۴-۶- جریان متغیر تدریجی

۴-۶-۱- 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 به‌طوری‌که 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 .

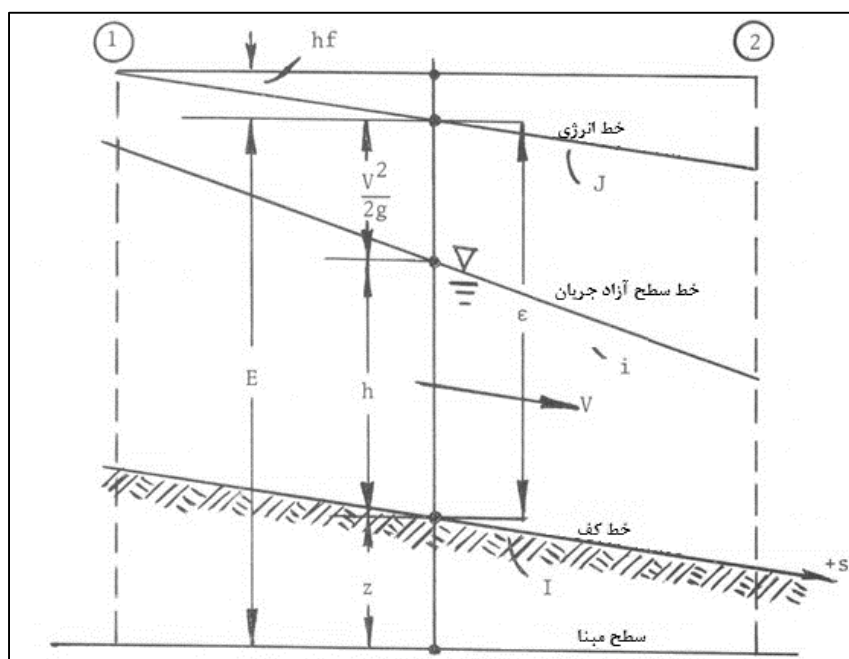
«عمق نرمال» تنها و منحصر عمقی است که میزان دبی معادل Q از کانال معلومی با ضریب زبری جدار n و شیب طولی I تحت شرایط جریان یکنواخت حرکت می‌نماید.

«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.

۴-۷- نظریه جریان متغیر تدریجی

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

^۱ Bridge Peers



شکل ۴-۸: پروفیل یا نیمرخ جریان متغیر تدریجی

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

$$j = -\frac{dE}{ds} = -\frac{d}{ds} \left(\frac{V^2}{2g} + h + z \right) = -\frac{d}{ds} \left(\frac{V^2}{2g} \right) - \frac{dh}{ds} - \frac{dz}{ds} \quad (4-67)$$

از طرفی

$$-\frac{dz}{ds} = I \quad (4-68)$$

$$-\frac{d}{ds} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = -\frac{1}{2g} \cdot \frac{d}{ds} \left(\frac{Q^2}{A^3} \right) = -\frac{1}{2g} \cdot Q^2 \cdot \frac{d}{dA} \left(\frac{1}{A^3} \right) \cdot \frac{dA}{dh} \cdot \frac{dh}{ds} \quad (4-69)$$

$$= -\frac{Q^2}{2g} \cdot \left(-\frac{3}{A^4} \right) \cdot B \cdot \frac{dh}{ds} = \frac{Q^2 B}{2g A^3} \cdot \frac{dh}{ds}$$

بنابراین

$$j = \frac{Q^2 B}{g A^3} \cdot \frac{dh}{ds} - \frac{dh}{ds} + I \quad (4-70)$$

و یا

$$\frac{dh}{ds} = \frac{1-j}{1 - \frac{Q^2 B}{g A^3}} = I \cdot \frac{1 - \frac{j}{I}}{1 - \frac{Q^2 B}{g A^3}} \quad (4-71)$$

حال ملاحظه می‌گردد که شکل (۷-۴) به دلیل $h \neq h_n$ غیریکنواخت می‌باشد.

با معلوم بودن Q که از کانال معلومی باحالت یکنواخت عبور می‌نماید، عمق نرمال h_n را می‌توان با داشتن Q ، n و I و شکل هندسی مقطع به شرح زیر محاسبه نمود. با معلوم بودن h_n می‌توان 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 می‌توان به شرح رابطه زیر نشان داد.

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

ولی همان‌گونه که قبلاً تذکر داده شد عمق واقعی جریان $h \neq h_n$ می‌باشد.

اینک مسئله‌ای که وجود دارد آن است که گرادیان هیدرولیکی موقعی که Q از کانالی با عمق h (در حالت شرایط یکنواخت) می‌گذرد چه میزان است که آن را می‌توان 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 می‌باشد، 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.

$$\frac{j}{I} = \frac{\left(\frac{nQ}{AR^{2/3}} \right)^2}{\left(\frac{nQ}{A_n R_n^{2/3}} \right)^2} \left(\frac{A_n R_n^{2/3}}{AR^{2/3}} \right)^2 = f_n(h) \quad (۸۱-۴)$$

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

$$B_c = B(R_c) \quad (۸۲-۴)$$

$$A_c = A(h_c) \quad (۸۳-۴)$$

$$\frac{Q^3}{g} = \frac{A_c^3}{B_c} \quad (۸۴-۴)$$

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

$$\frac{Q^\tau / g}{A^\tau / B} = \frac{A^\tau / B_c}{A^\tau / B} = f_c(h) \quad (85-4)$$

با کاربرد رابطه اخیر

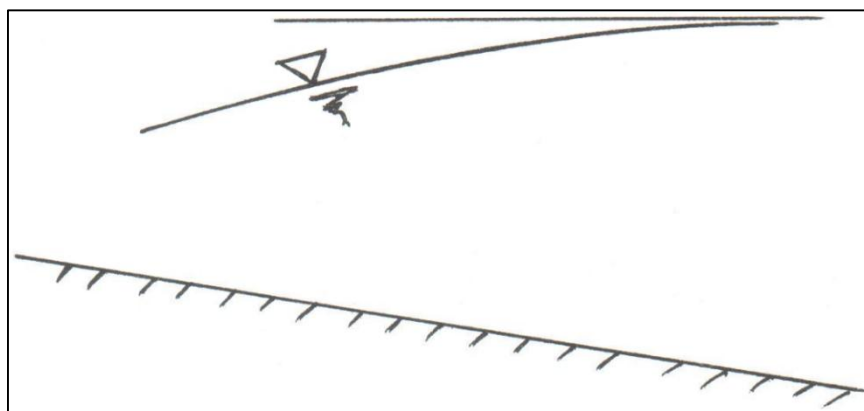
$$\frac{dh}{ds} = I \cdot \frac{1 - \frac{A_n^\tau R_n^{\tau/\tau}}{A^\tau R^{\tau/\tau}}}{1 - \frac{A_c^\tau / B_c}{A_c / B_c}} = I \cdot \frac{1 - f_n(h)}{1 - f_c(h)} \quad (86-4)$$

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

$$h \rightarrow \infty \quad (87-4)$$

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

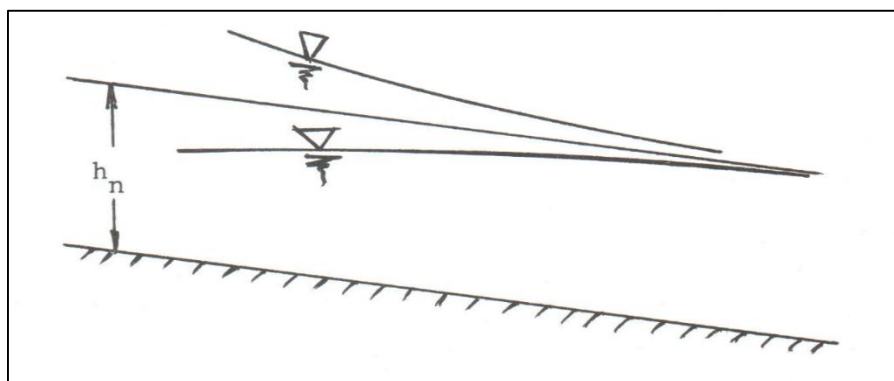
بدین ترتیب هرگاه سطح آب بالای هر دو عمق نرمال و بحرانی خیز بردارد، به حالت تقریباً مجانب ملاحظه می‌شود (شکل ۸-۴).



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

$$\lim_{h \rightarrow h_n} \frac{dh}{ds} = I \cdot \frac{1 - 1}{1 - f_c(h_n)} = 0 \quad h \rightarrow h_n \quad (88-4)$$

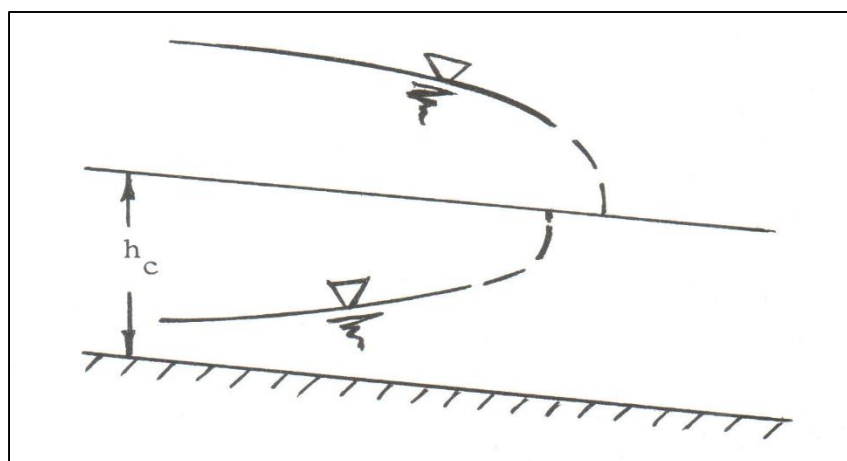
و بدین ترتیب موقعی که سطح آب به عمق نرمال برسد، به تدریج به حالت مجانب درمی‌آید.



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

$$\lim_{h \rightarrow h_c} \frac{dh}{ds} = I \cdot \frac{1 - f_n(h_c)}{1 - 1} = \infty \quad h \rightarrow h_c \quad (۸۹-۴)$$

بدین ترتیب هرگاه سطح آب به عمق بحرانی برسد. به‌طور ناگهانی به‌صورت عمودی ملاحظه می‌شود.



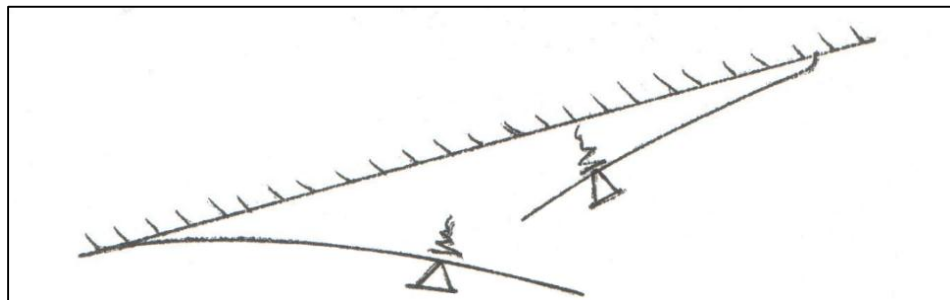
شکل ۴-۱۰: سطح آب به عمق بحرانی (h_c) رسیده

$$\begin{aligned} &= \lim_{h \rightarrow \infty} \frac{I - \frac{f Q^2}{\lambda g R A^5}}{1 - \frac{Q^2 B}{g A^3}} \quad \lim_{h \rightarrow \infty} \frac{dh}{ds} = \lim_{h \rightarrow \infty} \frac{I - j}{1 - \frac{Q^2 / g}{A^3 / B}} = \infty \quad h \rightarrow \infty \quad (۹۰-۴) \\ &= \lim_{h \rightarrow \infty} \frac{I A^3 - \frac{f Q^2}{g} \cdot \frac{A}{R}}{A^3 - \frac{Q^2}{g} \cdot B} = \frac{f}{B} \lim_{h \rightarrow \infty} \frac{P}{B} = \frac{f}{\lambda} = \infty \end{aligned}$$

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

$$\frac{dh}{ds} = \frac{f}{\lambda}$$

(۹۱-۴)



شکل ۴-۱۰: سطح آب به کف کانال رسیده

۴-۸- پروفیل یا نیمرخ جریان^۱

۴-۸-۱- تیپ‌های جریان^۲

I- برحسب شیب کف کانال I

$I = I_c$ ، جریان بحرانی

$I < I_c$ ، جریان تیپ رودخانه‌ای

$I > I_c$ ، جریان سیلابی یا سیل‌وار

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

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

(c) صعودی، خیزشی یا منفی هر موقع که $I = -\frac{dz}{ds} < 0$ 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 $h_n \gg h_c$ 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:

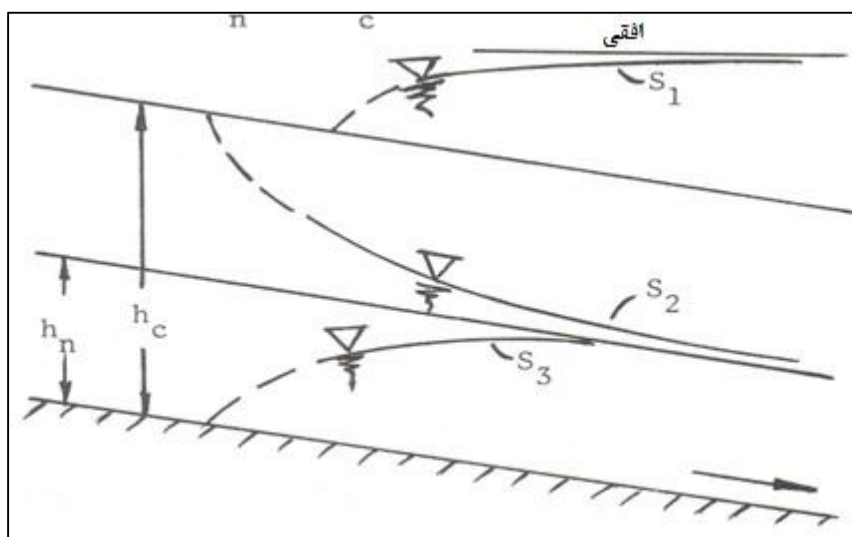
^۱ Bottom Slope

^۲ Steep

^۳ Mild

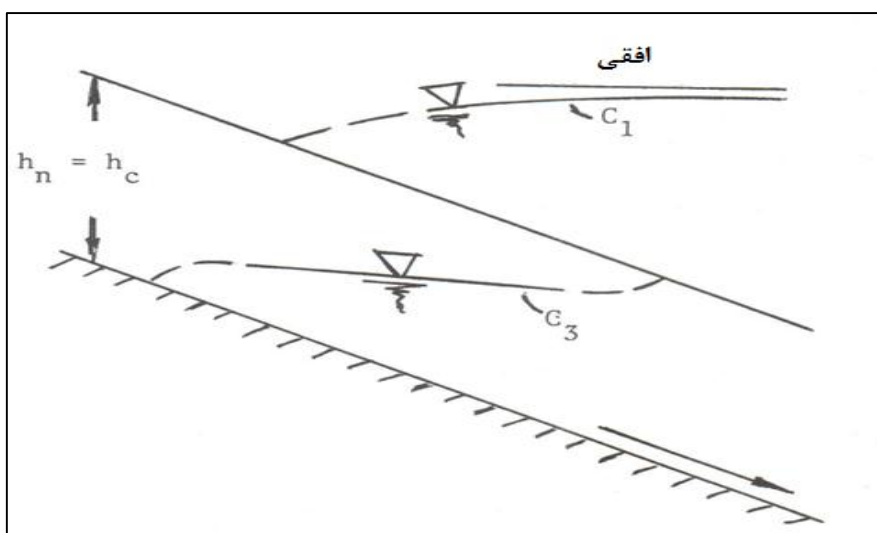
- فضای روی بالاترین خط (h_n) یا (h_c) .
 - فضای مابین دو خط عمق نرمال (h_n) و عمق بحرانی (h_c) و
 - فضای بین کف کانال و پایین‌ترین خط (h_c) یا (h_n) .
- پروفیل سطح آب^۱ امکان دارد در هر یک از سه ناحیه گفته شده اتفاق افتد. از طرف دیگر شیب کف کانال نیز از عوامل توجیه-کننده نوع پروفیل سطح آب است. از این 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



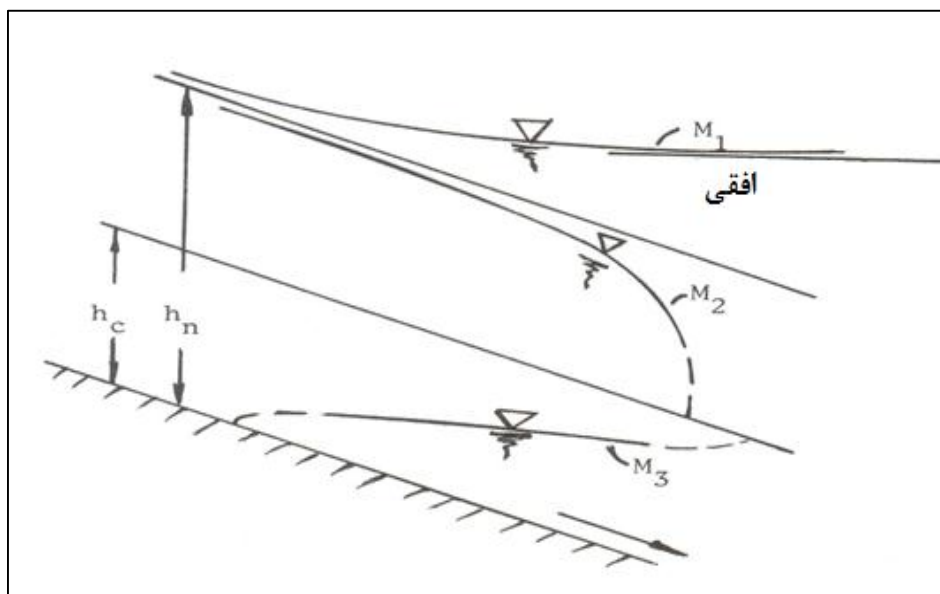
شکل ۴-۱۱: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در شیب تند

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



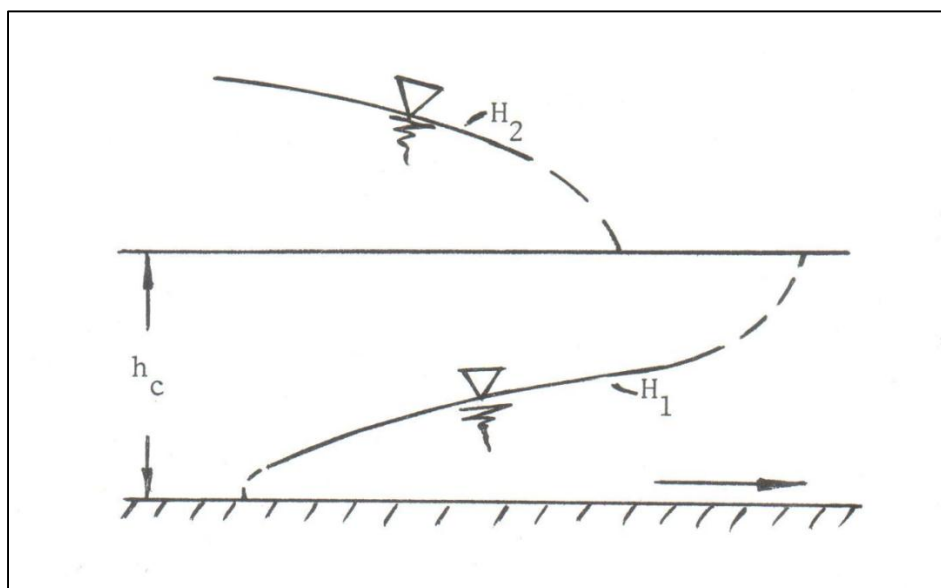
شکل ۴-۱۲: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در جریان بحرانی

M، آرام، $h_c < h_n$ و $I_c < I$ است.



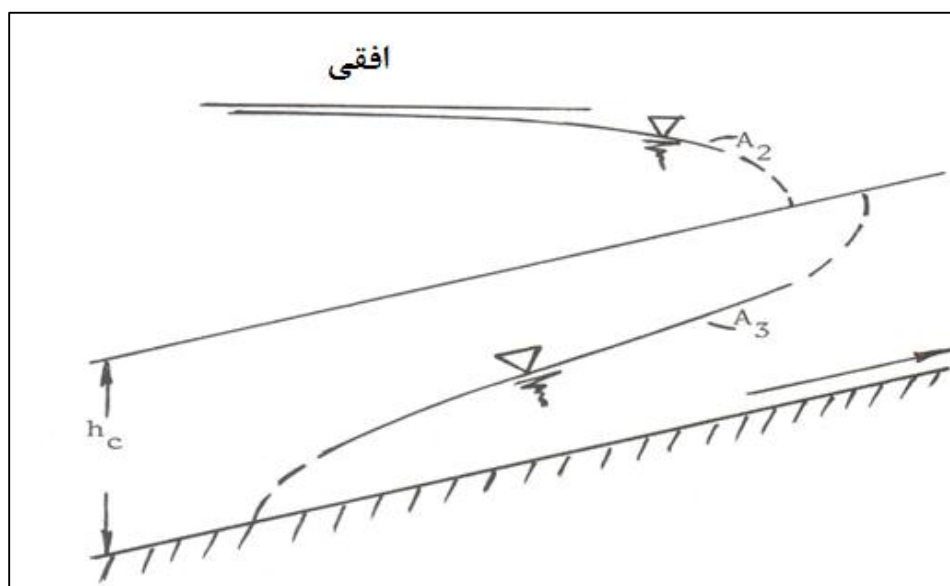
شکل ۴-۱۳: وضعیت عمق نرمال و بحرانی در شیب ملایم

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



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

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



شکل ۴-۱۵: 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 زیربحرانی 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.

^۱ Sustaining & None sustaining Slopes

^۲ Positive Slope

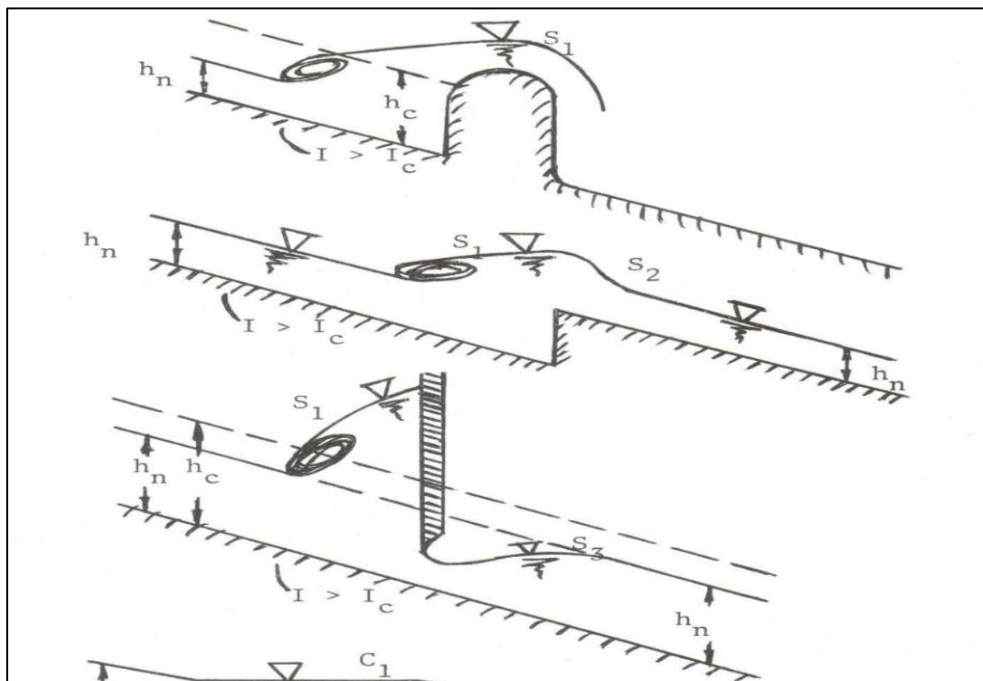
^۳ Negative Slope

۴-۸-۵- منحنی‌های فرا آب^۱ و فرو آب^۲

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.

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

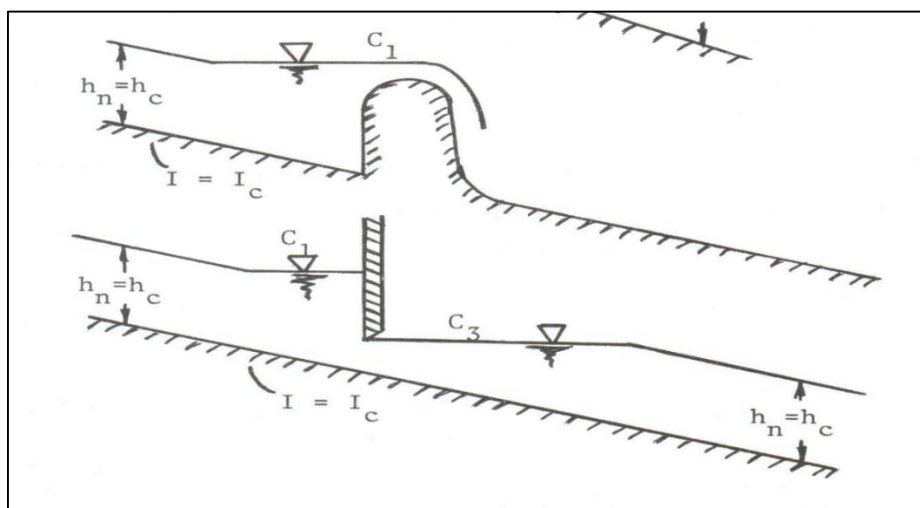
شیب تند



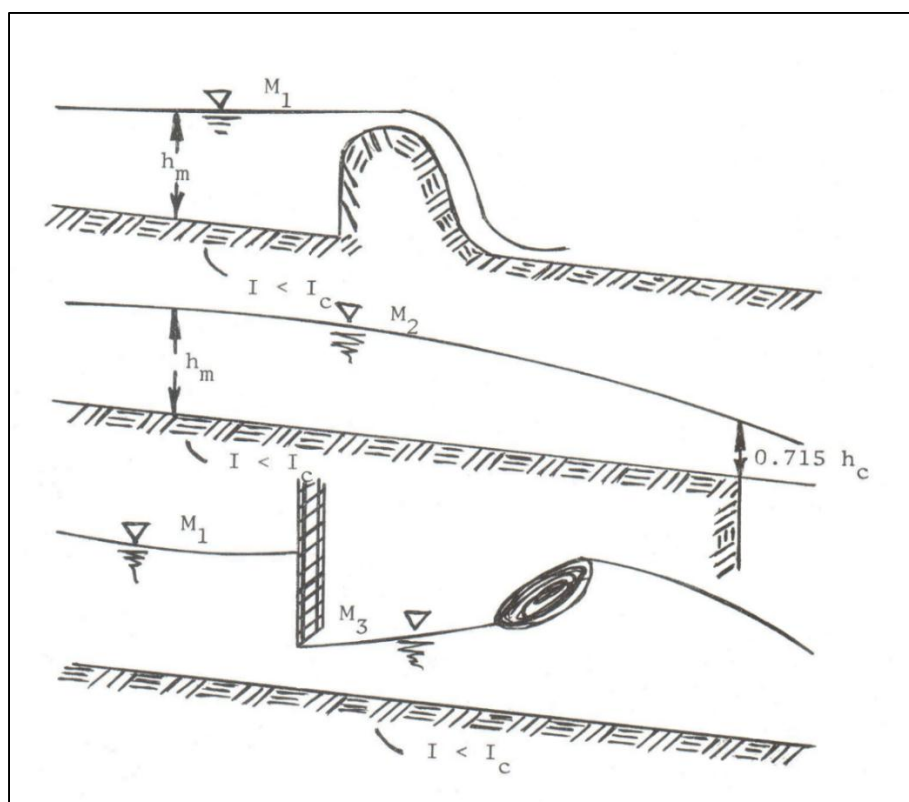
^۱ Back Water

^۲ Draw Down

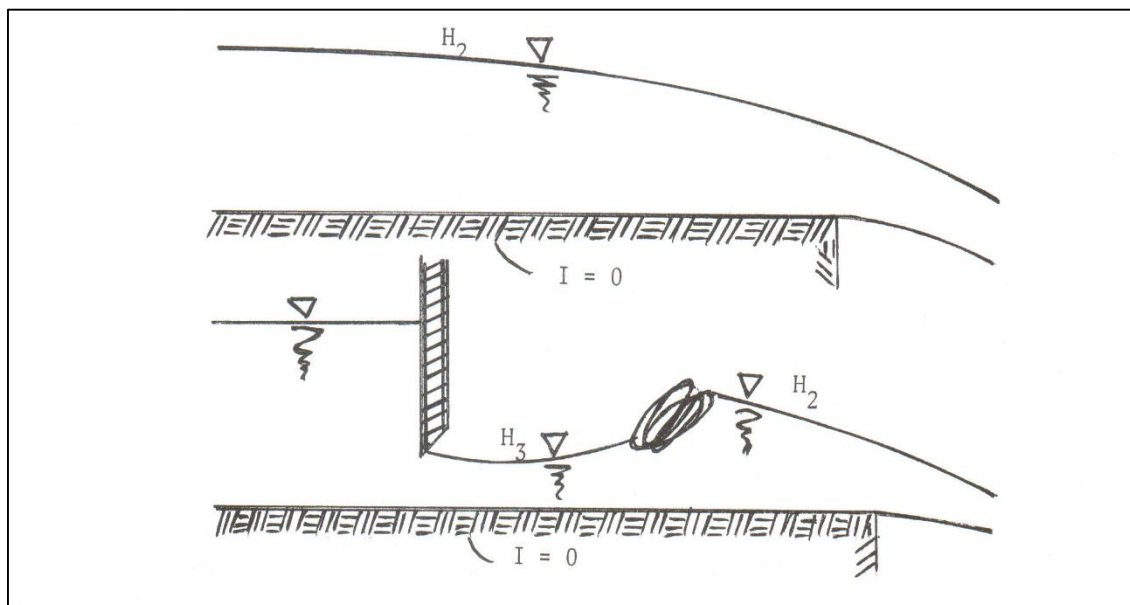
شیب بحرانی



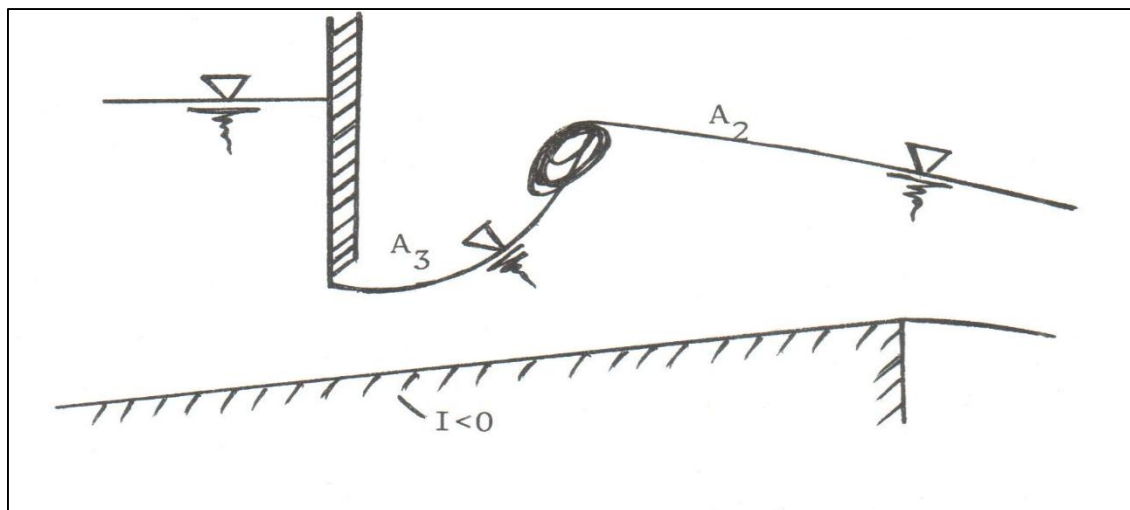
شیب آرام



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 طبقه‌بندی نمایید، با کدام یک از انواع پوشش موردنظر شیب کف را حالت شیب بحرانی تغییر می‌دهد.

حل:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1^2}{9.81}} = 1/87 \quad \text{متر}$$

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

$$= \left(\frac{n \times 1}{\sqrt{0.002}} \right)^{3/5} = (178/9 \times n)^{3/5}$$

$$n = 0.009 \rightarrow h_n = (178/9 \times 0.009)^{3/5} = 1/331 \text{ m} < h_c \quad (\text{الف})$$

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

$$n = 0.035 \rightarrow h_n = (178/9 \times 0.035)^{3/5} = 3/00 \text{ m} > h_c \quad (\text{ب})$$

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

$$h_n = h_c = 1/87 \quad (\text{ج}) \text{ متر}$$

$$1/87 = (178/9 \times n)^{3/5}$$

$$n = 0.016$$

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

۲- کانال مستطیلی شکل با ضریب زبری مانینگ ۰/۰۱۸ دارای ۲/۲ عرض و شیب طولی ۰/۷۴۱ در هزار، دبی برابر با ۴ 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 ۱/۸ 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 ۱۰ سانتی‌متر افزایش می‌یابد،

ج- مورد اخیر در کدام جهت (پایین دست یا بالادست) محلی است که عمق آب در آن ۱/۸ متر است،

ح- در این حالت جریان آرام یا پرتابی است؟

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

حل:

$$A = 2/2 \times h \quad (\text{الف})$$

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

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

در هزار

$$I = 0.741$$

$$Q = 4/0$$

مترمکعب در ثانیه

$$n = 0.018$$

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

$$4/0 = \frac{2/2 \times h_n}{0.018} \times \left(\frac{1/1 \times h_n}{h_n + 1/1} \right)^{\frac{2}{3}} \times \frac{0.741}{1.0000} \rightarrow h_n = 1/6$$

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

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 به‌طور تقریبی می‌توان نوشت:

$$\frac{\Delta E}{\Delta S} = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{\Delta S} = 1 - j$$

از آنجایی که میانگین گرادیان انرژی $\bar{j}$ به‌وسیله میانگین حسابی j_1 و j_2 در دو نقطه پایانی مثال ۴-۲ مشخص است بنابراین:

$$j_1 = \left(\frac{n \times Q}{A_1 \times R_1^{\frac{2}{3}}} \right)^2, \quad j_2 = \left(\frac{n \times Q}{A_2 \times R_2^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \rightarrow \bar{j} = \frac{j_1 + j_2}{2}$$

بدین ترتیب:

$$\Delta S = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{1 - \bar{j}}$$

متر

$$\Delta S = \frac{1000 \Delta \varepsilon}{I_{(0.0)} - j_{(0.0)}}$$

محاسبات در جدول (۴-۳) برای ارزیابی در دو نقطه موردنظر با تناوب $\Delta h = 0.05$ 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.

$$h = 1/0.0$$

متر

چون $h_c < h < h_n$ است بنابراین نوع (تیپ) آن M_2 است، عمق جریان بافاصله 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.

$$F_R = \frac{1/817}{\sqrt{9/81 \times 1/0.0}} = 0.580 < 1$$

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 بافاصله 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.

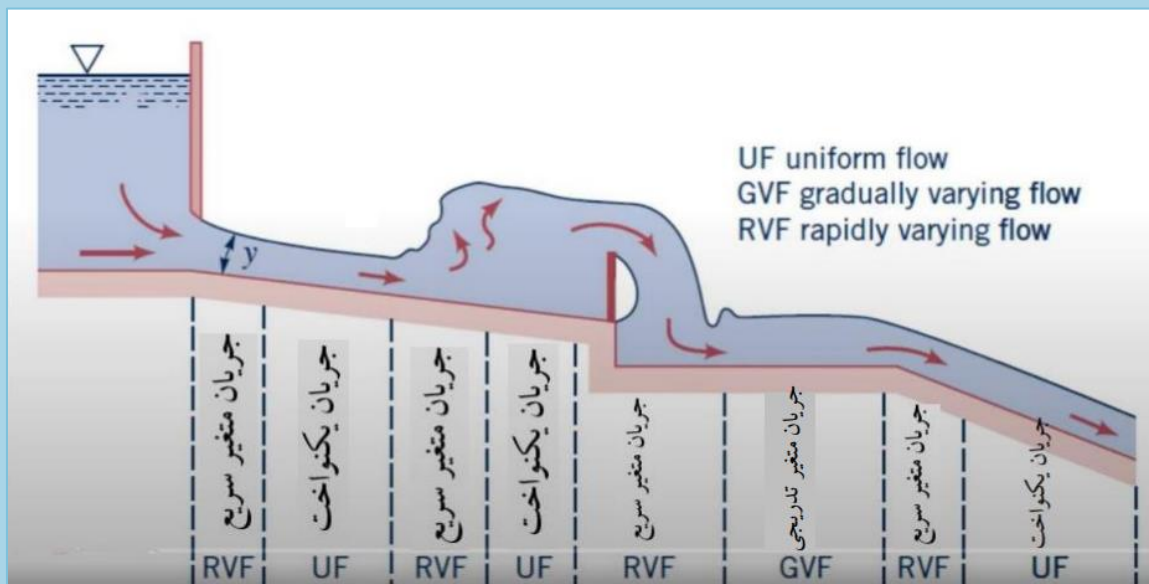
جدول ۴-۳: خلاصه محاسبات مثال ۴-۲

گزینۀ‌ها	h (m)	A (m ^۲)	P (m)	R (m)	$R^{\frac{۲}{۳}}$ (m) ^{$\frac{۲}{۳}$}	$V = \frac{Q}{A}$ (m/sec)	$\frac{V^۳}{\gamma g}$ (m)	$\varepsilon = \frac{V^۳}{\gamma g} + h$ (m)	$\Delta\varepsilon$ (m)	j (./..)	$\bar{j}$ (./..)	$\cdot/\gamma\bar{j}$ (./..)	ΔS (km)	s (km)	S (m)
(d)	۱/۸	۳/۹۶	۵/۸۰	۰/۶۸۳	۰/۷۷۸	۱/۰۱۰	۰/۰۵۲	۱/۸۵۲	۰/۰۴۷	۰/۵۴۸	۰/۵۲۹	۰/۲۱۲	+۰/۲۲۲	۰/۰...	۰/۰
	۱/۸۵	۴/۰۷	۵/۹۰	۰/۶۹۰	۰/۷۸۰	۰/۹۸۳	۰/۰۴۹	۱/۸۹۹	۰/۰۴۸	۰/۵۱۰	۰/۴۹۵	۰/۲۴۶	+۰/۱۹۵	۰/۲۲۰	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	۰/۰۳۵	۲/۵۲	۲/۳۷۵	-۱/۶۳۴	-۰/۰۲۱۴	۰/۰....	۰/۰
	۱/۰۵	۲/۳۱	۴/۳۰	۰/۵۳۸	۰/۶۶۰	۱/۷۳۰	۰/۱۵۳	۱/۲۰۳	۰/۰۳۷	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	-۴۸/۶
(h)	۰/۵۰	۱/۱۰	۳/۲۰	۰/۳۴۴	۰/۴۹۱	۳/۶۳۴	۰/۶۷۴	۱/۱۷۴	۰/۰۶۸	۱۷/۷	۱۵/۶۰۰	-۱۴/۸۵۹	+۰/۰۰۴۶	۰/۰...	۰/۰
	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	۰/۰۰۴۵۸	۴/۵۸
	۰/۶۰	۱/۳۲	۳/۴۰	۰/۳۸۸	۰/۵۳۱	۳/۰۲۵	۰/۴۶۹	۱/۰۶۹		۱۰/۵				۰/۰۰۷۸۷	۷/۸۷

≥

پیوست

تعاریف و روابط مربوط به هیدرولیک مجاری رو باز



چکیده ای از مفاهیم و معدودی روابط مربوط به هیدرولیک مجاری روباز

۱- هرگاه عمق، سرعت جریان، شیب کف کانال و سطح مقطع آن ثابت باشد جریان یکنواخت^۱، در غیر اینصورت جریان غیریکنواخت^۲ نامیده می‌شود.

۲- جریان غیریکنواخت، جریان متغیر^۳ نیز نامیده می‌گردد، بطوریکه هرگاه عمق جریان در فاصله کوتاهی از طول کانال، بطور قابل ملاحظه‌ای تغییر نماید جریان متغیر سریع^۴ و زمانی که تغییرات عمق بتدریج طی مسافتی از طول کانال اتفاق افتد، جریان متغیر تدریجی^۵ است.

۳- ارقام کمتر از ۵۰۰ عدد رینولدز^۶ (Re) معرف جریان بطئی، آرام یا خطی^۷ و مقادیر بزرگتر از ۲۰۰۰ (یا ۲۳۲۰) آن نمایانگر جریان مغشوش یا درهم^۸ می‌باشد.

۴- وقتی عدد فرود^۹ (Fr) از یک کوچکتر باشد جریان تحت بحرانی یا جریانی^{۱۰} و موقعی که برابر واحد گردد، جریان بحرانی^{۱۱} و در شرایطی که مقدار آن از یک بیشتر باشد. جریان را فوق بحرانی یا پرتابی^{۱۲} می‌نامند.

۵- میزان سرعت جریان با استفاده از رابطه شزی^{۱۳}، بصورت زیر قابل محاسبه است.

$$V = C\sqrt{R.I} = C.R.^{1/5} I^{2/5} \quad (1)$$

که در آن: C ضریب ثابت شزی، R شعاع هیدرولیکی^{۱۴} $\left[\frac{A}{P}\right]$ ، A سطح مقطع جریان و P محیط (پیرامون) خیس شده^{۱۵} و I شیب طولی کانال است.

1 - Uniform Flow	2- Non Uniform Flow	3- Varied Flow	4- Rapidly Varied Flow
5- Gradually Varied Flow	6- Reynolds Number	7- Laminar Flow	
8- Turbulent Flow	9- Fraud Number	10- Sup- critical (Streaming).	
11- Critical Flow	12- Super-critical (Shooting)	13- Chezy's Formula.	
14- Hydraulic Radius (Hydraulic Mean Depth).			

۶- میزان ضریب ثابت شزی بکار رفته در رابطه شماره (۱) از معادله تجربی زیر که بوسیله بیزین^۱ معرفی گردیده حاصل می‌آید.

$$C = \frac{157/6}{1/81 + \frac{K}{\sqrt{R}}} \quad (2)$$

که در آن: R معنی قبلی و K بنام ضریب ثابت بیزین می‌باشد و محاسبه آن از طریق رابطه زیر که معروف به رابطه کتر^۲ می‌باشد، قابل محاسبه است.

$$C = \frac{23 + \frac{0.00155}{I} + \frac{1}{n}}{1 + (23 + \frac{0.00155}{I}) \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad (3)$$

که در آن: نشانه‌های I و R معانی پیشین و n ضریب ثابت کتر می‌باشد که بدین ترتیب همبستگی مقدار C در رابطه شماره (۱) و معادله تعیین سرعت جریان با استفاده از رابطه مانینگ^۳ (معادله شماره ۳۲) بشرح ذیل خواهد بود.

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} = \frac{1}{n} R^{0.167} \quad (4)$$

در معادله گفته شده، n بعنوان ضریب زبری یا خشونت جدار در معادله مانینگ معروفیت کاربرد دارد.

۷- ضریب انتقال سطح مقطع در معادله شزی

بطور کلی معادله جریان برابر است با:

$$Q = V.A \quad (5)$$

که در آن: Q میزان دبی، V سرعت جریان و A سطح مقطع اشتغال شده به وسیله جریان است. در صورتیکه مقدار سرعت از رابطه (۱) در معادله (۵) جایگزین گردد. رابطه ذیل حاصل می‌شود.

$$Q = A.C\sqrt{R.I} = A.C.R^{0.5}.I^{0.5} \quad (6)$$

1 - Bazin Formula.

2 - Ketter's Formula.

3 - Manning Formula.

با جایگزینی تساوی $K = A.C\sqrt{R}$ در معادله (۶) آنرا بشرح زیر می‌توان ارایه داد:

$$Q = K\sqrt{I} = K.I^{1/5} \quad (7)$$

که در آن: K ضریب انتقال سطح مقطع در معادله شزی و سایر علائم معانی قبلی را دارا می‌باشند.

۸- اقتصادی‌ترین سطح مقطع کانال، مقطعی است که در نقطه‌ای مشخص (از نظر مکانی) با شیب طولی و ضریب مقاومت جریان^۱، بیشترین میزان دبی^۲ (Q) را منتقل نماید.

۹- شرایط لازم برای انتقال حداکثر میزان دبی جریان (Q) در دو نوع کانال مستطیلی و دوزنقه‌ای بشرح ذیل می‌باشد.

• در کانال مستطیلی شکل:

$$b = 2.d \quad (8)$$

$$R = \frac{d}{2} \quad (9)$$

که در آن: b عرض کف کانال، d عمق جریان و R معنی قبلی را دارد.

• در کانال دوزنقه‌ای شکل:

در این مورد لازمست که شیب جانبی کانال (Z) برابر با نصف عرض بالائی کانال باشد یعنی:

$$\frac{b + 2Z.d}{2} = d\sqrt{Z^2 + 1} \quad (10)$$

$$R = \frac{d}{2} \quad (11)$$

در رابطه (۱۰)، Z شیب جانبی ($\cot \theta$) یا زاویه‌ای که ضلع جانبی با سطح افق تشکیل می‌دهد) و سایر علائم قبلا تعریف گردیده‌اند.

1 - Coefficient of Resistance.

2- Discharge.

در مورد کانال دوزنقه‌ای شکل ضروری است، متذکر گردد که هرگاه از حد وسط عرض فوقانی کانال، نیم دایره‌ای با شعاعی برابر با عمق جریان ($r=d$) ترسیم گردد. قوس محیط نیم دایره بر هر سه ضلع کانال (اضلاع جانبی و کف) مماس خواهد بود.

۱۰- بهترین شیب جانبی، برای اقتصادی‌ترین سطح مقطع در کانال دوزنقه‌ای از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$Z = \cot \theta = \frac{1}{\tan \theta} = \frac{1}{\sqrt{3}} \quad (12)$$

و میزان زاویه θ بدین ترتیب برابر با 60° درجه خواهد بود.

۱۱- در کانالهای دایره‌های شکل، بمنظور برقراری حداکثر میزان سرعت جریان (V) و یا انتقال حداکثر میزان دبی (Q)، سطح مقطع کانال نمی‌تواند برابر (ثابت) باشد. بنابراین:

• جهت داشتن حداکثر میزان سرعت در کانال روابط زیر بایستی برقرار باشد.

$$d = 0.81.D \quad (13)$$

$$R = 0.305.D \quad (14)$$

• برای انتقال حداکثر میزان دبی در کانال نیز تساوی زیر بایستی برقرار گردد.

$$d = 0.95.D \quad (15)$$

در روابط گفته شده: D قطر داخلی کانال دایره‌ای شکل و سایر علائم قبلاً تعریف گردیده‌اند.

۱۲- محاسبه محیط خیس شده (پیرامون) و سطح مقطع جریان در کانالهای دایره‌ای شکل با استفاده از روابط زیر حاصل می‌گردد.

$$P = 2r \theta \quad (16)$$

$$A = r^2 \left(\theta - \frac{\sin 2\theta}{2} \right) \quad (17)$$

در روابط بالا: r شعاع دایره و θ نصف اندازه زاویه‌ای است که سطح آب (نقطه تماس سطح آب با پیرامون و اتصال آن بمرکز دایره) با مرکز دایره (وتر) تشکیل می‌دهد.

۱۳- انرژی ویژه^۱ یک مایع در حال جریان (بر واحد وزن) از رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$E = h + \frac{V^2}{2g} \quad (18)$$

که در آن: h : عمق جریان (یا d)، V : سرعت جریان مایع و g : شتاب ثقل زمین می باشد.

۱۴- انرژی کل مایع در حال جریان (بر واحد وزن) را می توان با استفاده از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$E_t = Z + h + \frac{V^2}{2g} \quad (19)$$

که در آن: Z : ارتفاع کف کانال (در نقطه مورد بررسی) از سطح یا نقطه مرجع (مقایسه ای) و سایر علائم معانی قبلی را دارا می باشند (Z را انرژی پتانسیل ویژه^۲ یا ارتفاعی نیز می نامند).

۱۵- عمق بحرانی^۳، میزان عمق جریانی است که در آن مقدار انرژی ویژه حداقل است و رابطه آن بصورت زیر نمایش داده می شود:

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \rightarrow h_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{0.33} \quad (20)$$

که در آن: q برابر میزان دبی بزاء واحد عرض کانال ($\frac{Q}{b}$) است.

۱۶- سرعت بحرانی^۴، میزان سرعت جریان در عمق بحرانی است که از رابطه زیر حاصل می شود.

$$V_c = \sqrt{g.h_c} = (g.h_c)^{0.5} \quad (21)$$

۱۷- حداقل انرژی ویژه جریان، مرتبط با عمق بحرانی از رابطه زیر حاصل می گردد.

$$E_{\min} = \frac{3}{2}.h_c = 1.5h_c \quad (22)$$

1- Specific Energy.

2- Potential Specific Energy.

3- Critical Depth.

4- Critical Velocity.

۱۸- جریان بحرانی^۱، میزان دبی جریان مرتبط با عمق بحرانی (یا در شرایطی که عدد فرود برابر با واحد باشد) بعنوان جریان بحرانی نامیده می‌شود.

۱۹- جریان تحت بحرانی^۲، در شرایطی که عمق جریان در کانال بیشتر از عمق بحرانی (یا عدد فرود کوچکتر از واحد باشد) گردد، جریان تحت بحرانی یا جریانی می‌باشد.

۲۰- جریان فوق بحرانی^۳، هرگاه عمق جریان در کانال کوچکتر از عمق بحرانی (یا عدد فرود بزرگتر از واحد باشد) جریان بعنوان فوق بحرانی و یا جریان پرتابی است.

۲۱- شرط لازم جهت حصول بیشترین میزان دبی، در یک میزان معین انرژی ویژه آن است که عمق جریان بحرانی باشد

۲۲- خیز یا جهش هیدرولیکی^۴ (آبی)، خیز (افزایش) سطح آب که در اثر تغییر حالت جریان "پرتابی" به "جریانی" اتفاق می‌افتد بعنوان خیز یا جهش هیدرولیکی دانسته می‌شود میزان یا مقدار عمق جریان پس از وقوع جهش هیدرولیکی (d_2) از روابط ذیل قابل محاسبه است.

• برحسب مقدار q

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + \frac{2q^2}{g.d_1}} \quad (23)$$

• برحسب میزان V_1

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + \frac{2V_1^2.d_1}{g}} \quad (24)$$

• برحسب عدد فرود (Fr)

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} (\sqrt{1 + 8(Fr)_1^2} - 1) \quad (25)$$

و بدین ترتیب، ارتفاع خیز یا جهش هیدرولیکی برابر با $\Delta d = (d_2 - d_1)$ خواهد بود.

1- Critical Flow.

2- Sub-critical.

3- Super-critical.

4 - Hydraulic Jump.

که در آن: d_1 و V_1 به ترتیب عمق و سرعت جریان قبل از وقوع خیز یا جهش هیدرولیکی می‌باشند.

۲۳- افت انرژی^۱، در اثر خیز یا جهش هیدرولیکی (بر هر کیلوگرم مایع) از رابطه زیر قابل برآورد است:

$$h_L = (E_1 - E_2) = \left(d_1 + \frac{V_1^2}{2g}\right) - \left(d_2 + \frac{V_2^2}{2g}\right) = \frac{(d_2 - d_1)^3}{4d_1.d_2} \quad (26)$$

در رابطه بالا h_L افت انرژی، E_1 و E_2 به ترتیب انرژی ویژه جریان قبل و پس از خیزش هیدرولیکی می‌باشند.

۲۴- معادله جریان متغیر تدریجی بصورت زیر است:

• برحسب میزان سرعت (V)

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I_b - I_e}{1 - \frac{V^2}{2g}} \quad (27)$$

• به صورت عدد فرود (Fr)

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I_b - I_e}{(1 - Fr^2)} \quad (28)$$

که در آن: $\frac{dh}{dx}$ شیب سطح آزاد آب یا مایع، I_b شیب کف کانال، I_e شیب خط انرژی، و سایر علائم قبلاً تعریف شده‌اند.

۲۵- خیز آب^۲، افزایش سطح آب در اثر وجود مانع در معبر یا مجرای جریان مایع (آب) است. در حالی که منحنی فرا آب^۳، پروفیل (نیمرخ) خیز سطح آب در بالادست محل وجود مانع می‌باشد.

1 - Energy Lost.

2 -Afflux.

3 -Back Water Curve.

۲۶- طول منحنی فرا آب، از رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$L = \frac{E_2 - E_1}{I_b - I_e} \quad (29)$$

$$E_1 = h_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad (30)$$

$$E_2 = h_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad (31)$$

در روابط (۳۰) و (۳۱)، E_1 ، V_1 ، h_1 ، E_2 ، V_2 ، h_2 به ترتیب مرتبط با انرژی ویژه جریان، سرعت و عمق در محلی که آب (یا مایع) شروع به خیز و محل خاتمه منحنی فرا آب مربوطه است.

۲۷- طول مسافت جهش یا خیز هیدرولیکی (آبی)، عبارت از فاصله بین دو مقطع: قبل و بلافاصله پس از خیز هیدرولیکی می باشد. و در کانالهای مستطیلی شکل به تجربه مقدار آن معادل ۵-۷ برابر ارتفاع خیز هیدرولیکی ($d_2 - d_1$) برآورد شده است.

۲۸- محاسبه افت انرژی (افت بار) در رابطه با کاربرد معادله مانینگ از طریق کاربرد روابط زیر قابل محاسبه است.

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{5}} = \frac{1}{n} R^{0.67} I^{0.2} \quad (32)$$

که برای تعیین سرعت در کانالهای باز بنام معادله مانینگ شهرت دارد و بدین ترتیب:

$$I^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{V.n}{R^{\frac{2}{3}}} \right) \rightarrow I^{0.2} = \left(\frac{V.n}{R^{0.67}} \right) \quad (33)$$

$$I = \left(\frac{V.n}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = \left(\frac{V.n}{R^{0.67}} \right)^2 \quad (34)$$

$$I = \frac{h_1}{L} \text{ و } h_1 = I.L \quad (35)$$

$$h_1 = \left(\frac{V.n}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 . L = \left(\frac{V.n}{R^{0.67}} \right)^2 . L \quad (36)$$

که در آن: L طول آبراهه یا کانال مورد نظر و سایر علائم معانی قبلی را دارا هستند.

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.