



دوره آموزشی

# سرریزها

هیدرولیک جریان بر روی سرریزها

و

طراحی هیدرولیکی سرریزها

دکتر مهدی یاسی

دانشگاه ارومیه - دانشکده کشاورزی

گروه مهندسی آب



# عنوان

## شماره صفحه

### فصل اول: طراحی هیدرولیکی سرریزها

سرریزهای با تاج منحنی

سرریزهای با تاج گرد

سرریزهای با تاج Ogee Type

طرح تاج سرریز

طرح تندآب سرریز

طرح سازه انژی کاه

### فصل دوم: هیدرولیک جریان بر روی سرریزهای بلند

توسعه لایه مرزی جریان متلاطم

آستانه ورود هوا به جریان آب

ناحیه جریان دو فاز (آب و هوا)

پدیده خلاء زائی بر روی سرریزها

روش های پیشگیری خطر خلاء زائی

سیستم های هواده

### فصل سوم: مدل سازی سرریزها

مدل های فیزیکی

مدل های ریاضی

ساخت و مطالعه مدل فیزیکی سرریزها

مثال موردنی: مدل سرریز سد شفارود

### فهرست منابع

منابع فارسی

منابع انگلیسی



# فصل اول : مقدمه

## ۱-۱- سرریز ها

یکی از سازه‌های اصلی در طراحی سدهای انحرافی و یا مخزنی، سرریز (Weir / Spillway) می‌باشد. این سازه به صورت مانعی با ارتفاع معین در بستر جریان احداث شده و جریان رودخانه‌ای لزوماً از روی آن سرریز می‌نماید.

سرریزها معمولاً بصورت چند منظوره با اهداف زیر طراحی می‌گردند (بیرامی، ۱۳۷۶ و ۱۹۸۸، Boss).

الف) کنترل سطح آب بالادست جهت: تأمین حجم ذخیره لازم در مخازن سدها؛ تنظیم سطح آبگیری جهت انحراف آب رودخانه؛ تنظیم عمق آب جریان رودخانه با اهداف زیست محیطی، قایقرانی و ...

ب) عبور جریانات سیلابی جهت: تخلیه آبهای مازاد بر ظرفیت ذخیره مخزن سد؛ انتقال جریانات مازاد بر ظرفیت آبگیری در محل سدهای مخزنی و یا انحرافی.

ج) ایمنی ساخت و کارکرد تأسیسات سدهای مخزنی و یا انحرافی.

د) اندازه‌گیری شدت جریان عبوری.

ه) کنترل فرسایش بستر دیوارهای رودخانه در بازه بالادست.

از نظر ساختمان هیدرولیکی، مجموعه تأسیسات یک سرریز بستگی به نوع سرریز دارد. ولی در بیشتر انواع آن، اجزاء زیر قابل تفکیک می‌باشد (نجماei، ۱۳۷۳).

الف)  **مجرای ورودی سرریز:** بمنظور تأمین شرایط هدایت جریان به سمت هندسه سرریز با حداقل فشردگی جانبی و عدم توسعه جریانهای گردابی (بخصوص در رودخانه‌ها) احداث تبدیل تدریجی در بالادست سرریز ضروری است.

ب) بدنه اصلی سرریز: نوع تاج سرریز، اندازه و شکل هندسی سرریز در پلان و پروفیل طولی مسیر جریان از مهمترین مشخصه‌های کارکرد هیدرولیکی سرریز و پایداری آن بشمار می‌آیند.

ج) سازه پایانه سرریز: شامل سازه انژری کاه و یا خواص پجه آرامش جهت اتلاف انژری مازاد است (در شرایط احداث سرریزهای بلند در مخازن سدها، ممکن است جهت انتقال جریان به بستر طبیعی رودخانه در کانالهای پایین دست نیاز به کanal جانبی یا شوت نیز باشد).

د)  **مجرای خروجی:** شامل احداث تبدیل آرام در پایین دست سرریز جهت استقرار سطح پایاب (بدون آشفتگی در خصوصیات جریان) و تأمین حفاظت بستر و کناره‌های رودخانه در بازه پایین دست است.

## ۱-۲- انواع سرریزها

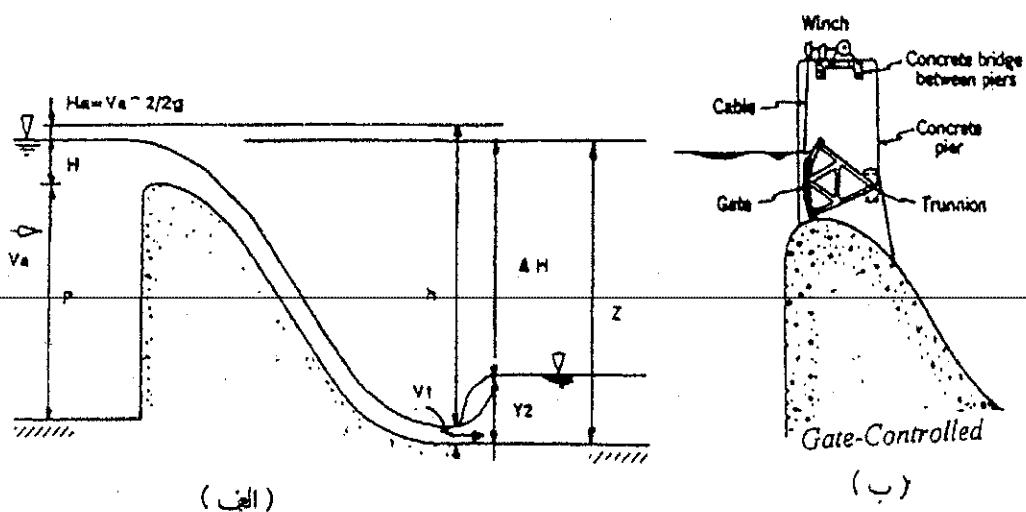
کار کرد هیدرولیکی و مؤثر سرریزها بستگی به نوع کنترل تاج سرریز، شکل و فرم تاج سرریز در پلان و پروفیل دارد. از اینرو انواع سرریزها بر حسب مشخصات هیدرولیکی و فنی آنها در گروههای زیر تقسیم بندی میگردد.

### ۱-۲-۱- کنترل تاج سرریز: تاج سرریز، مطابق شکل (۱-۱) به دو صورت ممکن است طراحی

گردد (Linseley and Franzini, 1972)

(الف) سرریز با ارتفاع تاج ثابت- بدون کنترل (Uncontrolled Weir) با مکانیزم جریان ریزشی آزاد در اینصورت، ارتفاع سطح آب بالادست سرریز تابعی از شدت جریان است.

(ب) سرریز دریچه دار- با قابلیت کنترل سطح آب بالادست از طریق نصب دریچه بر روی تاج سرریز (Gate-Controlled Spillway). در اینصورت، ارتفاع سطح آب بالادست برای یک محدوده معین از شدت جریان می تواند بصورت ثابت تنظیم و کنترل گردد. در موقع سیالابی، عموماً دریچه روی تاج سرریز کاملاً باز بوده و سرریز بصورت نوع (الف) عمل خواهد کرد.



شکل (۱-۱): سرریزهای با تاج الف: بدون کنترل؛ ب: با کنترل

### ۱-۲-۲- شکل پروفیل تاج سرریز: پروفیل تاج سرریز در راستای جریان، مطابق شکل (۱-۲)،

به فرم های مختلف زیر طرح می گردد (Boss, 1988).

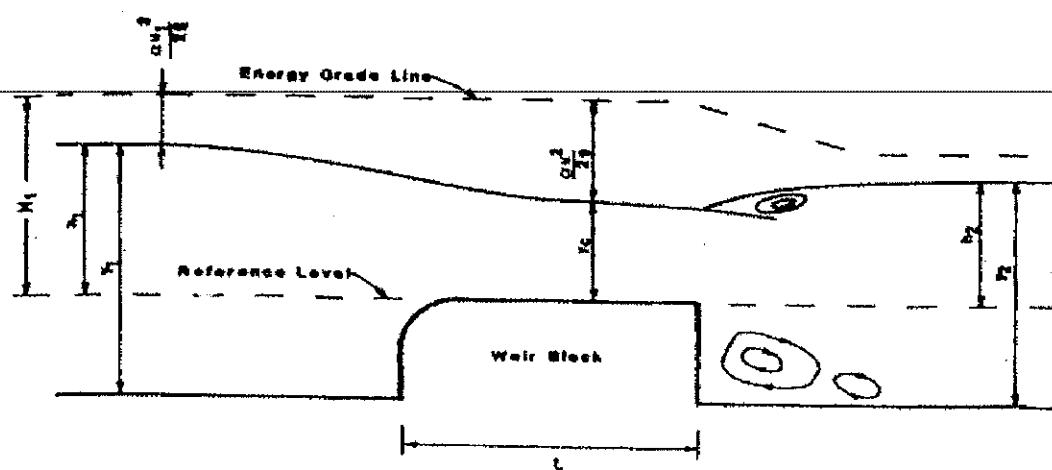
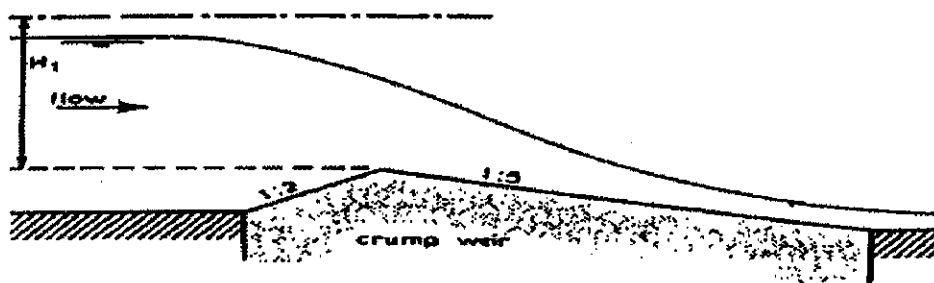
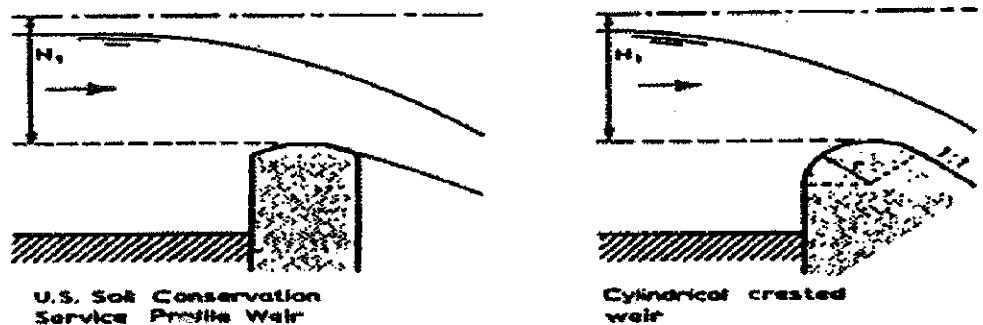
(الف) لبه تیز (Sharp-Crested)

(ب) لبه تخت و پهن (Broad-Crested)

(ج) لبه کوتاه (Short-Crested)؛ نظیر سرریز نوع Crump و ...

د) لبه گرد یا منحنی (Curved-Crested)؛ نظیر سرریز نوع Ogee، سرریز با تاج نیمداire، تاج ربع دایره

... ۹



شکل (۲-۱) : انواع شکل پروفیل تاج سرریز در راستای جریان

### ۱-۲-۳- تاج سرریز در سطح افق:

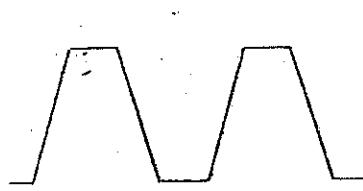
شکل و فرم امتداد تاج سرریز در سطح افق (پلان سرریز)، مطابق شکل (۳-۱) ، به دو گروه عمومی زیر تقسیم می شود.

(الف) سرریز با تاج خطی (Linear / Normal Weir): محور تاج سرریز در مقطع عرضی با امتداد خطی و مستقیم (عمود بر راستای جریان و یا با زاویه مایل نسبت به آن) قرار می گیرد.

(ب) سرریز با تاج غیر خطی (Non-Linear Weir) : محور تاج سرریز در پلان بصورت ترکیبی از امتداد منحنی و امتداد خط شکسته و یا زیگزاگی در عرض جریان قرار می گیرد. در این حالت طول مؤثر تاج سرریز به ازای واحد عرض مقطع افزایش می یابد. از انواع آن، می سوان به سرریزهای نوع زیگزاگی(Labyrinth); نوع U شکل یا سه وجهی (U-Shaped); سرریز Y شکل . و نیلوفری (Morning Glory) و ... اشاره نمود شکل (۳-۱).



الف) سرریز خطی

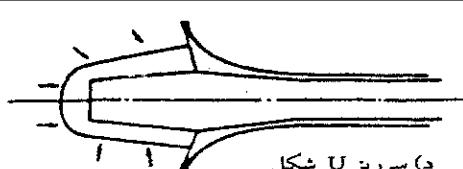


پلان ذوزنقه ای

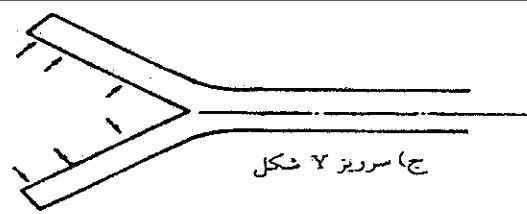


پلان مثلثی

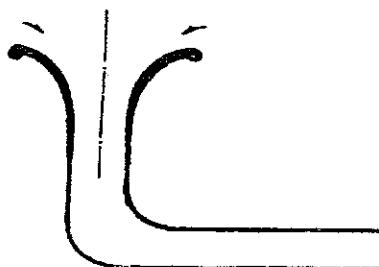
ب) سرریزهای زیگزاگی با پلان ذوزنقه ای و مثلثی



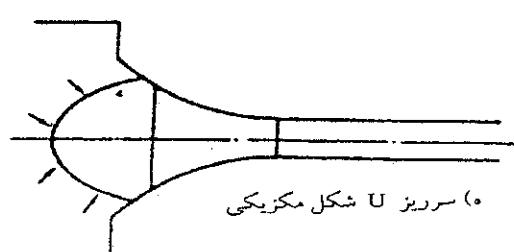
د) سرریز U شکل



ج) سرریز Y شکل



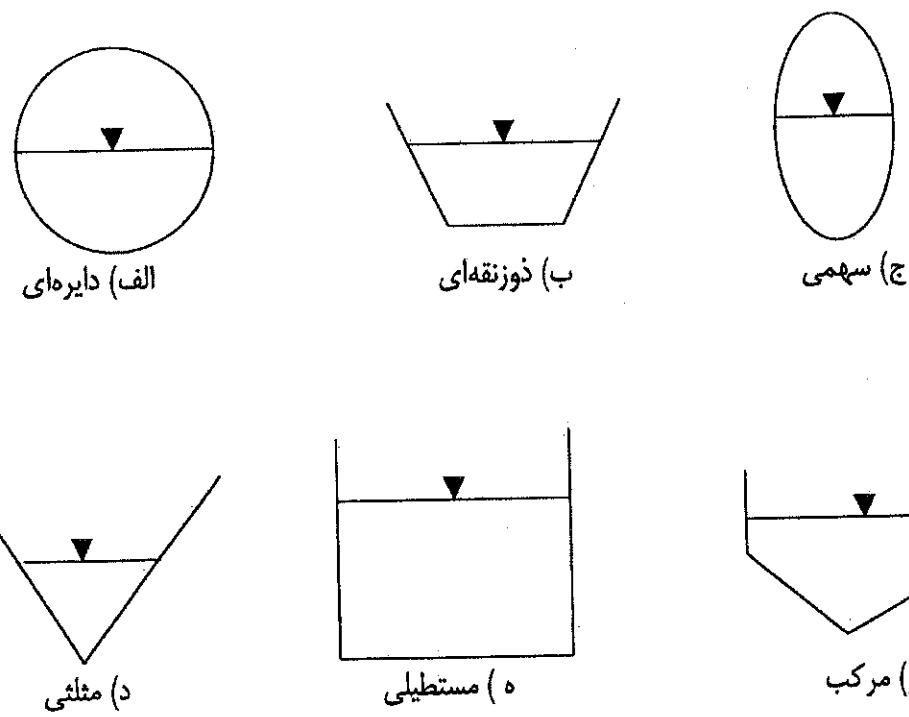
ی) سرریز نیلوفری



ه) سرریز U شکل مکربنی

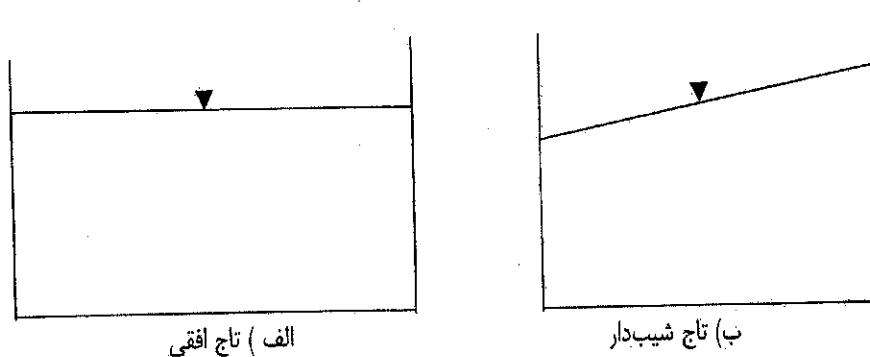
شکل (۱-۳): انواع سرریزهای با تاج غیرخطی در پلان

**۱-۲-۴- شکل مقطع عرضی سرریز:** در مقطع عرضی شکل تاج سرریز مطابق شکل (۴-۱) به صورت های مستطیلی، مثلثی، ذوزنقه‌ای، مرکب، دایره‌ای، سهمی و ... است (Ackers et al., 1989).



شکل (۴-۱) : انواع شکل تاج سرریز در مقطع عرض

**۱-۲-۵- ارتفاع سرریز در عرض:** در مقطع عرضی، تراز تاج سرریز مطابق شکل (۱-۵) ممکن است به دو صورت زیر باشد. (Boss, 1988).



شکل (۱-۵) : سرریزهای با تاج افقی و شب‌دار در مقطع عرضی

الف) تاج افقی (Horizontal) : برای راستای مستقیم کانال یا رودخانه‌ها و با هدف توزیع جریان یکنواخت در عرض مناسب است.

ب) تاج شیب دار (Sloping-Crested) : برای احداث سرریزدر محدوده پیچ کانال یا رودخانه‌ها با هدف یکنواختی توزیع جریان در عرض مقطع پیشنهاد می‌گردد (Oblique-Weir CrumpWeir Sloping-Crested).

### ۱-۳- سرریزهای نوع Labyrinth

یکی از انواع سرریزهای با محور تاج غیر خطی در سطح افق (پلان)، سرریزهای نوع Labyrinth است. واژه *Labyrinth* در لغت به معنای پله کان مارپیچ، یا امتداد پر پیچ و خم می‌باشد (فرهنگ فارسی حیم، ۱۳۸۰). این نوع سرریز در فارسی بصورت‌های: زیگزاگی، کنگرهای، چندوجهی، یا منقاری نامیده می‌شود (طاهری، ۱۳۷۶؛ یوسفیان، ۱۳۷۶؛ یاسی، ۱۳۷۹). در انگلیسی نیز به واژه‌های دیگری نظیر Folded و Dockbill اشاره می‌گردد (Cassidy et al., 1985).

سرریزهای Labyrinth ترکیبی از دیواره‌هایی است که در سطح افق عموماً با هندسه مثلثی، ذوزنقه‌ای، مستطیلی و یا U شکل احداث می‌شوند. این شکل هندسی ممکن است متناوباً در عرض جریان با سیکل زیگزاگی تکرار گردد (Tullis et al., 1995; Hay and Taylor, 1970). شکل (۱-۶) انواع سرریزهای Labyrinth با شکل پلان مثلثی، ذوزنقه‌ای، مستطیلی و U شکل را نمایش می‌دهد.

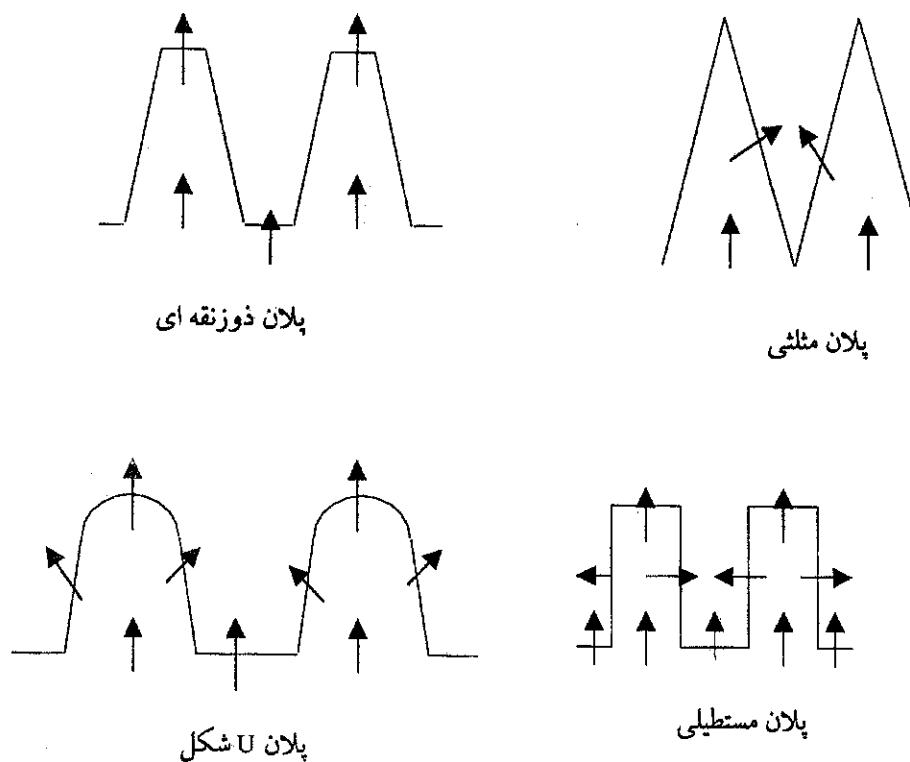
از نظر ساختمان هیدرولیکی، سرریزهای نوع Labyrinth مطابق شکل (۱-۶)، دارای اجزاء ویژه زیر هستند:

الف) کanal بالا دست: جریان در کانال بالا دست این نوع سرریزها به صورت زیر بحرانی می‌باشد. به دلیل وجود تبدیل تنگ شدگی، در امتداد کانال، جریان فشرده شده و سطح آب پایین می‌افتد. از طرف دیگر به علت خروج پیوسته جریان از دیواره جانبی سرریز، سطح آب در طول کانال بالا دست بالامی رود. ترکیب این دو شرایط هیدرولیکی سبب افزایش تدریجی سطح آب در امتداد کانال بالا دست تا حد نزدیک به ارتفاع سطح آب قبل از ورود به کانال بالا دست سرریز می‌شود (Hay and Taylor, 1970).

ب) بدن سرریز: بدن سرریز عموماً به صورت یک دیواره قائم در نظر گرفته می‌شود. زیرا مقاطع عرضی دیگر بدن نظیر: فرم مثلثی یا ogee منجر به فرم سازه‌ای بسیار پیچیده در پلان و مقاطع طولی و عرضی خواهد شد، که شرایط هیدرولیکی جریان در پایین دست را کاملاً نامعین و شرایط ساخت فیزیکی سازه را عملأً غیر ممکن می‌سازد (یاسی، ۱۳۷۹).

ج) تاج سرریز ممکن است به شکل لبه تیز، تخت، نیم دایره و ربع دایره باشد. شکل تاج ربع دایره یا نیم دایره به دلیل کارائی مناسب هیدرولیکی و سهولت ساخت و اجرا بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرد (Tullis et al., 1995).

د) کanal پایین دست سرریز: پروفیل جریان در کanal پایین دست به علت تبدیل بازشدنگی تمایل به بالارفتن دارد. اما در کanal پایین دست، بعلت ریزش جریان از وجوه جانبی سرریز شرایط تلاطم و تداخل جریان پیش می‌آید. پیچیدگی هیدرولیکی جریان در کanal پایین دست سرریزهای زیگزاگی با پلان ذوزنقه‌ای و مثلثی در محدوده نزدیک پیشانی سرریز شدیدتر بوده و باعث می‌شود در دبی‌های بالا بر روی ظرفیت انتقال و کارائی سرریز تأثیر بگذارد (Tullis et al., 1995).



شکل (۶-۱) : پلان انواع سرریزهای زیگزاگی (Labyrinth)

فرضیه اصلی در توسعه سرریزهای نوع Labyrinth، افزایش ظرفیت هیدرولیکی انتقال جریان از روی سرریز به ازای ارتفاع سطح آب معین در بالادست سرریز، از طریق افزایش طول مؤثر تاج سرریز در واحد عرضی مقطع جریان است.

امتیازات ویژه کاربرد سرریزهای Labyrinth در شرایط خاص زیر عبارتند از :

- ۱- در رودخانه‌هایی که موقعیت مناسب احداث سرریز با محدودیت عرضی در انتقال دبی سیل مانگزیم طراحی روبرو باشد، این نوع سرریز ممکن است گزینه مناسبی بشمار آید (Tullis et al., 1995).

۲- در رودخانه‌هایی که برای یک جریان سیالابی معین؛ محدودیت افزایش ارتفاع سطح آب و آب‌گرفتگی اراضی در بالادست سرریز وجود داشته باشد، احداث سرریز نوع Labyrinth ممکن است گزینه مناسبی در نظر گرفته شود.

۳- برای اصلاح یک سرریز موجود که ظرفیت جریان کافی ندارد. از این نوع سرریز استفاده می‌شود (Cassidy et.al.1985).

۴- در سدهای مخزنی، به ازای یک سیل معین طراحی، می‌توان حجم مفید مخزن را از طریق افزایش ارتفاع تاج سرریز با طرح Labyrinth افزایش داد (Houston,1982).

۵- طرح سرریز Labyrinth در مقایسه با گزینه استفاده از سرریزهای خطی دریچه دار در سدهای مخزنی یا انحرافی امتیازاتی نظیر: هزینه نگهداری کمتر و کارکرد مطمئن‌تر در موقع سیالابی و اضطراری، دارد. بعنوان مثال، یک باز شدگی ناگهانی دریچه می‌تواند منحر به هدر رفتن مقدار زیادی آب و یا تخریب مناطق پایین دست گردد. از طرف دیگر عدم بازشدگی بهنگام دریچه در زمان لازم، ممکن است منجر به شکست سد گردد (افشار، ۱۳۶۶؛ یاسی، ۱۳۷۹).

۶- به دلیل کمی بار هیدرولیکی روی تاج سرریز Labyrinth، شرایط وقوع پدیده خلازائی (Cavitation) نسبت به سرریز مشابه خطی تعديل یافته، که باعث کاهش هزینه تعمیر و نگهداری آن می‌شود (Lux,1993).

۷- سرریزهای زیگزاگی همچنین جهت کنترل کیفیت آب بواسیله هوادهی بکارمی روند. در آبشارهای کوتاه این نوع سرریزها در هوادهی نسبت به سرریزهای خطی کمتر بوده لیکن در آبشارهای بلند سرریزهای زیگزاگی تنها می‌توانند باعث افزایش هوادهی تا حدود ۷۰٪ حالت اشباع نسبت به آب بدون هوا در بالادست گردند (Falvey,2003).

۸- مطالعات بروی قابلیت مهاجرت ماهیان در محل سدهای انحرافی کوتاه نشان داده که سرعت آب در مقطع سرریزهای زیگزاگی نسبت به سرریزهای خطی کمتر است. از اینرو سهولت حرکت و جابجایی ماهیها به سمت بالادست و یا پائین دست رودخانه بیشتر خواهد بود (Falvey,2003).

محدودیت‌ها و پیچیدگی‌های خاص در توسعه و کاربرد سرریزهای Labyrinth عبارتند از:

۱- جریان بر روی این نوع سرریزها به صورت سه بعدی است و دارای شرایط هیدرولیکی پیچیده‌ای می‌باشد (Tullis et al.,1995).

۲- غیر یکنواختی و تداخل جریان در عرض و طول محدوده سازه‌ای سرریز، سبب می‌گردد که کارائی هیدرولیکی سرریز در دیهای خیلی زیاد کاهش یافته و سریعتر به حد آستانه استغراق جریان بر روی سرریز برسد. در این شرایط، ظرفیت هیدرولیکی سرریز به حد یک سرریز خطی (که طول تاج آن معادل عرض سرریز است) نزدیک شده و مشکل افزایش ارتفاع سطح آب و پدیده برگشت آب (Backwater) در بالادست را پدید می‌آورد (Hay and Taylor, 1970).

## ۱-۴-۲- پدیده فصل در جریان های سریزها

### ۱-۴-۱- هوگیری طبیعی جریان (Self-aeration)

پدیده هوگیری طبیعی یا خودبخودی جریان، از دیرباز مورد توجه دانشمندان هیدرولیک در سراسر جهان بوده است. قدیمی ترین گزارش علمی بررسی پدیده هوگیری در مجاري روباز و انهر طبیعی، توسط لئوناردو داوینچی (Leonardo Davinci)، در قرن چهاردهم میلادی ارائه شده است. وی به گونه شگفت انگیزی، ورود حباب های هوا به داخل جریان های متلاطم و آشفتگی های سطحی ایجاد شده در محل شروع ورود هوا به جریان را توضیح داده است (Chanson, 1996).

هوگیری طبیعی در اثر توسعه لایه مرزی ناشی از متلاطم جریان، مولفه قائم سرعت و تنش برشی بستر تا سطح آزاد جریان رخ میدهد. محل ورود هوا به جریان، در نقطه تلاقی لایه مرزی توسعه یافته تا سطح آزاد جریان را آستانه ورود هوا (Incipient air entrainment) می نامند. اهمیت هوگیری جریان را می توان به صورت موارد زیر برشمود:

- الف) توسعه لایه مرزی بالادست آستانه ورود هوا
- ب) وقوع حریان دو فازی در پایین دست آستانه ورود هوا
- ج) افزایش عمق جریان و غلظت هوا در پایین دست آستانه ورود هوا
- د) بررسی مواضع کاهش فشار و یا عدم حضور هوا کافی در سطح بستر سریز
- ه) تهويه طبیعی جریان و بهبود شرایط فيزيکي آب برای زیست آبزیان در پایین دست سازه
- و) بررسی و اجرای فن هوا دهنی مصنوعی و امكان مقابله با پدیده خلاء زایی و در نتيجه مقابله با تخریب احتمالی سازه

### ۱-۴-۳- خلاء زایی (Cavitation)

برای اينکه بتوانيم با مشكل خلاء زایی مقابله نمایيم، باید پدیده خلاء زایی را بشناسيم و با مکانيسim وقوع آن آشنا باشيم و مواضع بحرانی وقوع خلاء زایی بر روی سازه را برآورد نمایيم. بررسی خلاء زایی نيازمند بررسی پaramترهای فشار موضعی و سرعت جریان میباشد و بررسی مواضع بحرانی وقوع آن با برآورد شاخص خلاء زایی (Cavitation Index) میسر می گردد. خلاء زایی زمانی رخ می دهد که فشار مطلق (Absolute pressure) در داخل سیال به حد فشار بخار (Vapour pressure) سیال نزول کند. در این وضعیت، تنش های کششی داخل سیال، باعث می شوند که حبابهای کوچکی از بخار در داخل سیال شکل بگیرند. سپس این حبابها، همراه جریان به مناطق پر فشار منتقل می شوند و در آنجا منهدم می شوند. این انهدام که در زمان کوتاهی رخ می دهد، باعث بروز ضربه های شدیدی با فرکанс بالا در نزدیکی کف بستر و دیواره ها می شود و تنشهای متناوبی در مرزها ایجاد نموده و سرانجام باعث تخریب میشوند. این

پدیده معمولاً با خطراتی روی سطح سرریز همراه است. نمونه هایی از تخریب سرریزهای سدهای شهید عباسپور (کارون ۱) و سد (Glencanyon) و بعد کورا - گورا<sup>نواریز شده</sup> شدت خسارات در سرریز کارون (۱) بحدی بوده است که در یک مرحله ۳۰۰ متر مربع از سطح سرریز دچار تخریب ناشی از خلاء زایی شده است (Hopping & Mass, 1987). پس از مدت ها تلاش نا موفق در ترمیم سطح سرریز با استفاده از انواع بتن های مقاوم، در نهایت با احداث هواده مشکل تخریب ناشی از خلاء زایی در این سد از بین رفت. برای مشخص نمودن موقعیت احتمالی وقوع خلاء زایی بایستی شاخص خلاء زایی را در نقطه مورد نظر برآورد نمود و آن را با میزان شاخص خلاء زایی بحرانی مقایسه کرد. در صورتی که شاخص خلاء زایی برآورده از میزان شاخص بحرانی کمتر یا با آن برابر باشد، وقوع خلاء زایی بر روی سازه حتمی است و برای مقابله با آن باید راهکار مناسبی پیدا نمود. برخی از روش های مقابله با خلاء زایی عبارتند از:

- الف) اصلاح شکل مجرای جریان
- ب) ترمیم سطوح جریان
- ج) افزایش فشار
- د) زیر نمودن سطح سرریز
- ه) هواده جریان

### ۱-۳-۲- هواگیری مصنوعی (Artificial aeration)

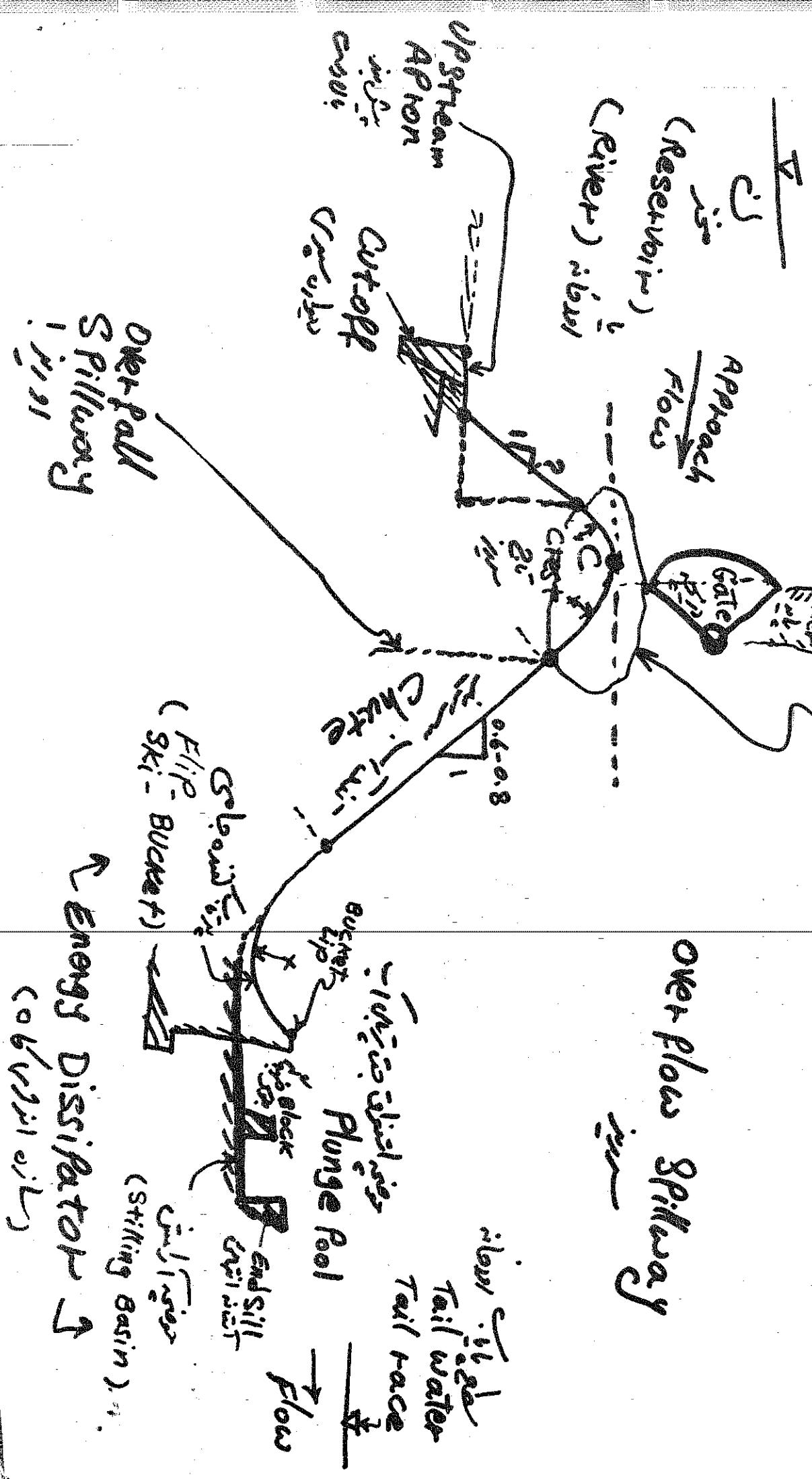
با وقوع تخریب های ناشی از خلاء زایی در سرریزهای سدها، بحث هواگیری و هواده جریان به عنوان گزینه ای مناسب و اقتصادی مورد توجه بیشتری قرار گرفت. در هواگیری طبیعی جریان حداقل غلظت هوای جریان حدود ۳٪ می باشد، در صورتیکه برای مقابله با خط خلاء زایی به غلظت هوای حدود ۸٪ نیاز است (Peterka, 1953). برای تامین غلظت هوای کافی، میتوان از روش هواده مصنوعی جریان استفاده نمود. اولین مورد از کاربرد هواده (Aerator) در سد Ground Coulee بین سال های ۱۹۵۹ تا ۱۹۶۰ اعلام شده است. امروزه مقاله ها و تالیفات علمی بسیاری در زمینه هواگیری و تأثیر آن بر هیدرولیک جریان موجود است. اما هنوز بطور کامل این پدیده شناخته نشده است و تحقیقات در این زمینه همچنان ادامه دارد.

## ۱-۴- طراحی سرریزها

طراحی سازه های آبی نصیر سرریزها حاصل یک تلاش جمی از کارشناسان تی در سه بعد طراحی زیر است.

- ۱- طراحی ریوتکنیک (Geotechnical Design) - بررسی پایه های سرریزها
- ۲- طراحی هیدرولیک (Hydraulic Design) - بررسی طرح هندسه و محاسبات سازه های سرریز
- ۳- طراحی سازه های سازه (Structural Design) - بررسی طرح پایه های سازه

# ( Spillway ) in Elevation



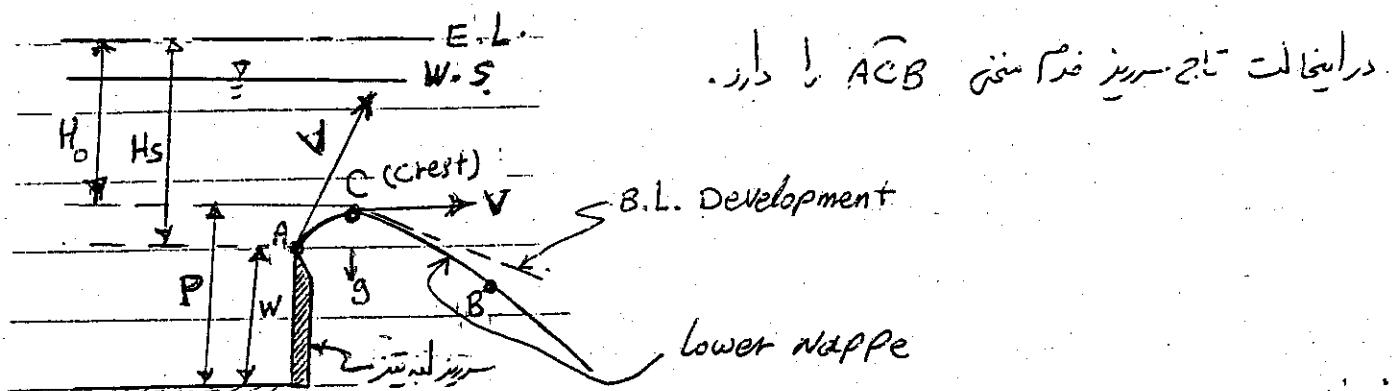


## (Curvilinear - Crested Weirs) سریز کی تاج سریز

مقدمہ:

اکٹھ تاج سریز:

- ۱- سراپی جریں اور سریز لبہتیز متصالی.
- ۲- پررضیں تاج سریز سطح با سید خدلت پرتابی سفع پائی جو (Lower nappe).



فرضیات:

- ۱- خلار ( $\rho_f = \rho_g$ ) از  $C$  تا  $A$  و  $B$  صفر است (در سید خدلت).
- ۲- در تاج سریز لبہتیز ( $A$ )، تکمیل خلار ب سوت ( $V$ ) تسلیم میور (جت آب).
- ۳- خط جریان پائیں تحت تأثیر ثابت قوت (Gravity) در نقطہ  $C$  ب اوچ سردا و سپس ب سوت پائیں حدایت میور.
- ۴- تأثیر اصطدامک سبتر و تغییر خلار در حد فعل  $A$  تا  $C$  وجود ندارد.
- ۵- از  $C$  لایہ مزرس (B.L.) توسعہ می راہد.

تعریف:

- ارتفاع سریز  $W$ : بائی سریز لبہتیز

-  $P$ : لبہتیز لبہتیز

-  $H_s$ : لبہتیز Head

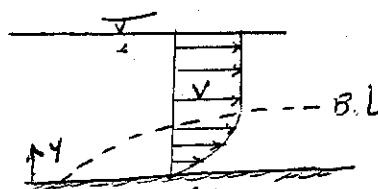
-  $H_o$ : لبہتیز

متذکر خدا سریز لبہتیز: در اتفاق با سراپی جریں سریز لبہتیز، بہ لایہ کی میعنی، صرفیت عبور جریں ( $Q$ ) بالائی خواهد راست.

$$Q = C_d L H^{3/2} \quad ; \quad C_d \uparrow \Rightarrow Q \uparrow$$

نحوات ۳۲ در صفحه و مارکور سریز لبه سینی :

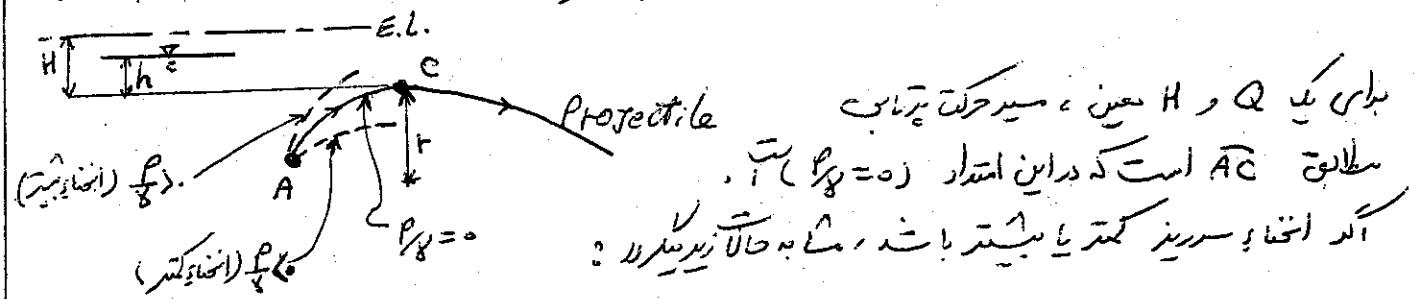
(۱) آندر سطح تاج سریز صاف (Smooth) نامیده شود :



- اصطلاح بند رانست اندر، ایجاد سوچ خود =  
- لزنتھ A سریز به توسعه میکند => B.L.

الآن : کاهش سرعت را اقدامی نساز ( $C_d$ ) یا برآرد همین،  $Q_d < Q$  =>  $P_{\gamma} > 0$

(۲) آندر انخراط تاج سریز (Lower nappe) با سید جن پیاس پائی (Mistake) نامیده شود :



بلوکی دی  $Q$  و  $H$  معین، سیر حرکت پرتاب  
سلطانی  $\bar{AC}$  است که در آن اندام  $(0, P_g = 0)$  است.  
آندر انخراط سریز کند یا بسته باشد، منتهی به حالت زیر میگردد :

if  $\left\{ \begin{array}{l} P_g > 0 \\ \text{or} \\ H_t \uparrow \uparrow \end{array} \right\} \Rightarrow \text{B.L. Development} \rightarrow \text{Vave.} \downarrow \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{For given } Q \Rightarrow h \uparrow \Rightarrow \text{Backwater} \\ \text{For given } h \Rightarrow Q_d \downarrow \text{OR } C_d \downarrow \end{array} \right.$

if  $\left\{ \begin{array}{l} P_g < 0 \\ \text{or} \\ H_t \uparrow \uparrow \end{array} \right\} \Rightarrow (\Delta P)_{\bar{AC}} \uparrow \Rightarrow V \uparrow \Rightarrow \left[ \begin{array}{l} \text{For given } h \Rightarrow Q \uparrow \text{OR } C_d \uparrow \\ \text{But results in the instability} \\ \text{in flow and possible cavitation.} \\ (\text{ایجاد سوچ خود} \rightarrow \text{امكان خلا و غل}) \end{array} \right]$

(۳) در سایه مارکور سریز :

\* در طراحی  $\rightarrow$  خدم سریز برای دبی طراحی ( $Q_d$ ) و برآردی طراحی ( $H_d$ ) ترسیم شود.  
بلوکی مطابق با حدود  $\bar{L}$  : Lower nappe

\* در واقعیت مارکور سریز  $\rightarrow$  تغییر در  $H$  و  $Q$  داری (برآرد متغیر)  $\Rightarrow$  تغییر در  $C_d$

تصویر  $\left\{ \begin{array}{l} Q_d = \text{Design Discharge} ; H_d = \text{Design Head belongs to } Q_d \\ Q = \text{Actual} \quad \rightarrow \quad ; H = \text{Actual} \quad \rightarrow \quad \rightarrow Q \end{array} \right.$

آندر  $(H < H_d \quad \& \quad Q < Q_d) \Rightarrow P_g > 0 \Rightarrow C_d \downarrow$

آندر  $P_g > 0$  (اصفات)  $A$   $H_d$   $(H < H_d)$   $C_d \downarrow$

$$C = C_d \left( \frac{H}{H_d} \right)^{0.12}$$

مقدار جریان در سطح طاوس :

$$Q_d = C_d L H_d^{3/2}$$

$$Q = CL H^{3/2}$$

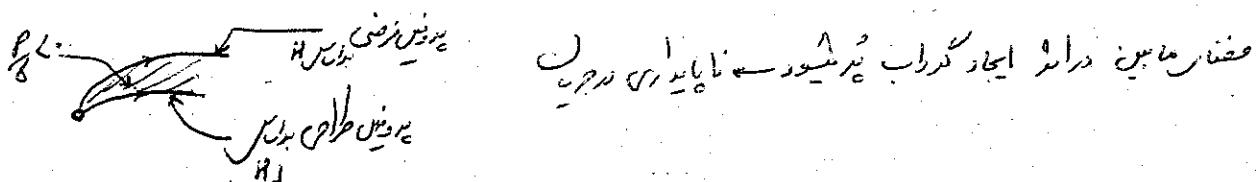
$$C < C_d$$

سریز

در سوراخ استساق :

$$(H > H_d \Rightarrow Q > Q_d) \Rightarrow \rho g L \Rightarrow V \uparrow \Rightarrow Q \uparrow = C_d \uparrow$$

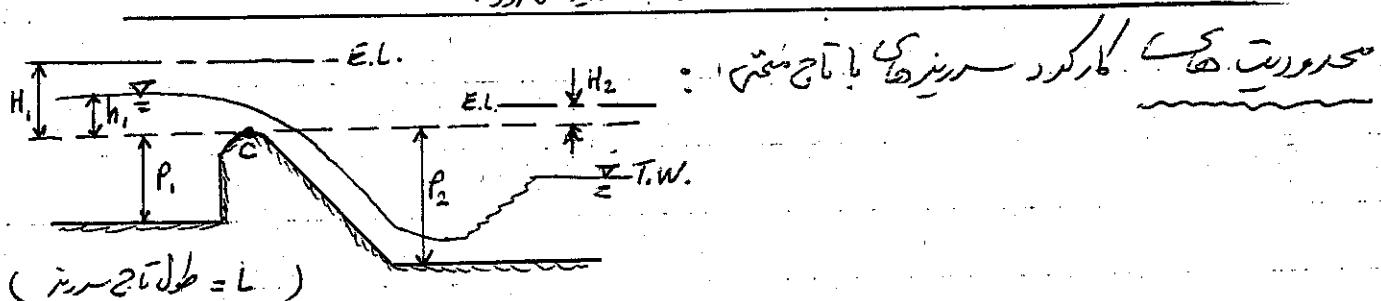
(که درین طرفه ضریب هیدرولیک اندیش صفر نباشد و که خطر cavitation نیز ممکن است)



از تصریب :  $C_d$  اندیش  $\approx 1/50$  (معنی  $H \leq 1.50 H_d$  اور توزیع میگیرد)

و همچنانچه سریز کاملاً ملاحظه نیست  $\Rightarrow C \approx C_d$

لیکن احتال cavitation و تصریب سریز صراحتاً!



1)  $h_1 > 0.06m$  : For stability in flow

درین اینصوایت ، حالت پرتاب جریان از سریز شونده و سوچهای سطحی تکثیر و رخت آنها را باید

2)  $P_1/h_1 > 0.33$  : To Prevent w.s. instability in the approach flow

ترک تأثیر و خستگی داشته باشد  $\leftarrow$  دقت بیشتر از اینجا نیز

3)  $\frac{P_2}{H_1} > 1$  : To provide free flow Condition

نهنچه این حضوری سطح از سریز نباشد.

4)  $\frac{H_2}{H_1} \leq 0.33$  : To ensure free flow Condition (Fig. 6.27)

5)  $\frac{L}{H_1} > 2$  : To reduce the B.L. effects of the abutments.



این ماده به بارس تین خاصیت پایه دارد که از سریز نیز صادر است

$$\frac{L}{H_1} > 2$$

- 6) The abutments should be vertical and rounded in such a way that flow separation does not occur.

ضد مدخل دیوار جانبی باعث جلوی خطاویل در کرده که سریز ندرر افت اشتر  
نیز بروافی کوئی خطاویل کند  
جوان - بعد از  
علوی بان - این سریز سایه ای بر سطح که از طرف تراحت سریز بیشتر است  
Crosses curves

- 7)  $(\frac{P}{\gamma})_{\text{on crest}} > -4 \text{ (m-water)}$  : To prevent Cavitation

(See Fig. (6.23) of Boss (1978) for more details)

بابا  $(\frac{P}{\gamma})_{\text{on crest}} > (\frac{P}{\gamma})_{\text{min.}}$  یا فرم این  $\frac{H_1}{F}$  سریز باشد

8)

أنواع سریزها - با تاخ منحنی

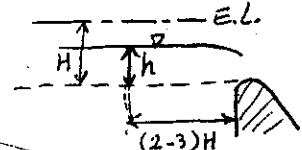
1) Cylindrical - crested weirs

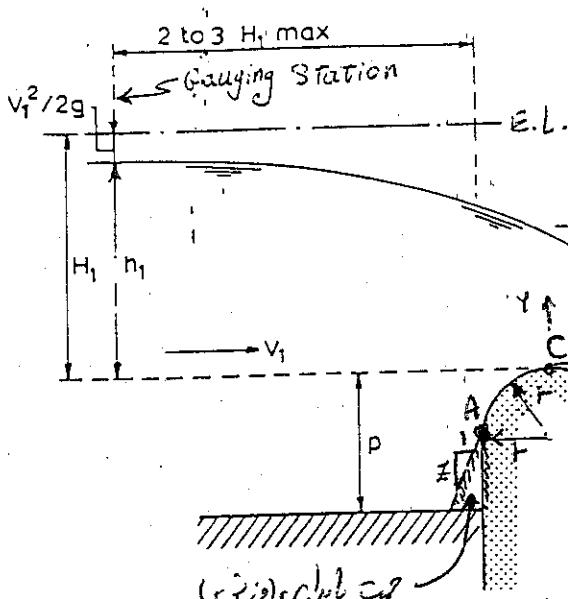
با تاخ لبه گرد

2) Ogee - Type Weirs

Ogee نوع سریز

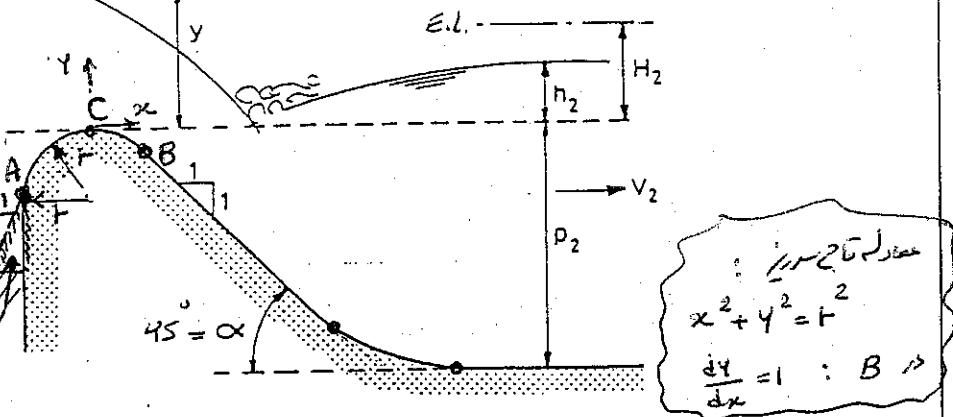
- 8) U/S gauging station (for measuring  $h$ ) should be at a distance of 2 to 3 Times  $H_1$  upstream from the weir.





(1) سریز لب درد (Cylindrical-Crested Weir)

Ref.: BOSS (1978) as in  
Ref. NO. (5)



بلی انتخاب + (سقاع انتقام تاج سریر) :

- رعایت حفاظ فشار، ارس ۲۷ سریر - مراجعه نا (Fig. 6.23) ؟ بابلانس

$(P_8) > -4 \text{ m-water}$

: BOSS (1978) نتیج سبور - مراجعه نا (Fig. 6.24) ؟

$$10) \frac{H_1}{r} > 5 \quad (\text{جذب کاره طوری})$$

ضایع طاری :  $\frac{P_1}{H_1} > 1.5$  (اطلاعاتی تجربی)

عادله جریان : سریر مستینه با حفاظ تاج

جریان اصل پیوستی و اندی :

$$Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} g L H_1^{3/2}$$

where,  $C_e = C_0 C_1 C_2$  : effective discharge coeff.

$$C_0 = f\left(\frac{H_1}{r}\right) \rightarrow \text{Fig. (6.24)} \text{ valid for } \frac{P_1}{H_1} > 1.5$$

$$\text{if } \frac{H_1}{r} > 5 \Rightarrow C_0 = 1.49$$

$$C_1 = f\left(\frac{P_1}{H_1}\right) \rightarrow \text{Fig. (6.25)}$$

$$C_2 = f\left(\frac{P_1}{H_1}\right) \text{ and } \xi: \text{slope of U/S weir face} \rightarrow \text{Fig. (6.26)}$$

$$(C_2 = 1.0 : \text{مقدار ثابت})$$

نکته: عادله جریان و خدمت تجربی همچوی سریرهای نوع سریر لب درد همچوی سریرهای دیگری باشند.

## Ref. Bos (1978). Discharge measurement

maximum energy head over the weir crest, will give a limitation on the ratio  $H_1/r$  which can be obtained from Figure 6.23.

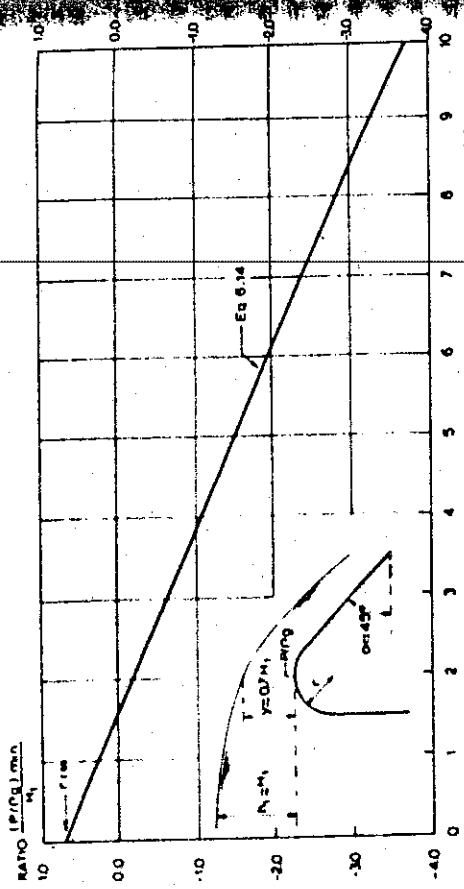


Fig. 6.23. Minimum pressure at cylindrical weir crest as a function of the ratio  $H_1/r$ .

To allow the cylindrical-crested weir to function as a high capacity overflow weir, the crest height above the downstream channel bed should be such that this channel bed does not interfere with the formation of the overflowing nappe. Therefore the ratio  $P_2/H_1$  should not be less than unity.

### 6.7.2 Evaluation of discharge

The basic head-discharge equation for a short-crested weir with a rectangular control section reads, according to Section 1.10

$$Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} \frac{g}{8} b H_1^{1.5}$$

where the effective discharge coefficient  $C_e$  equals the product of  $C_0$  (which is a function of  $H_1/r$ ), of  $C_1$  (which is a function of  $p/H_1$ ), and of  $C_2$  (which is a function of  $H_1/r$ ). The  $C_e = C_0 C_1 C_2$ . The  $C_2$  reduction from the equivalent discharge ( $f = 0.99$ ), we see in Figure 6.27 a 1% reduction that the modular limit equals about 0.33. Values of the drowned flow reduction factor as a function of the submergence ratio can be obtained from Figure 6.27.

## (Cylindrical crested weir ) or Semi-circular crested weir

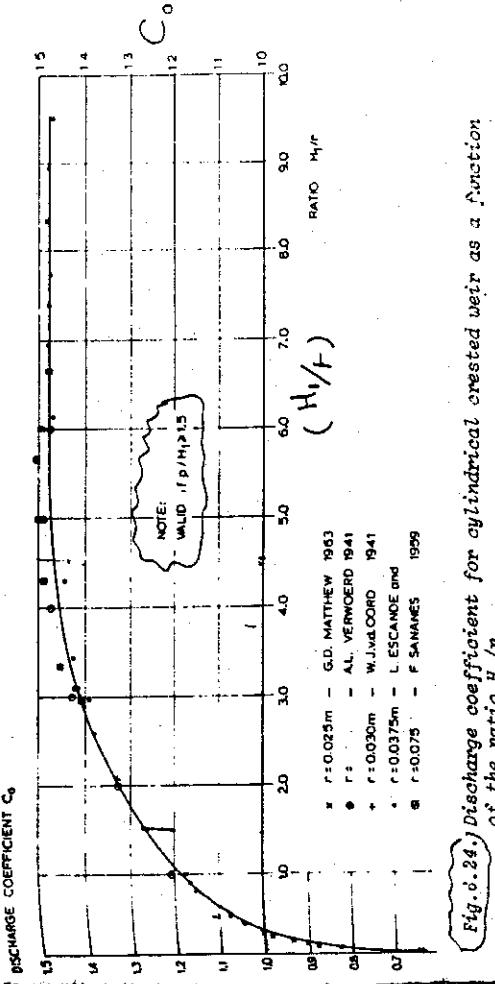


Fig. 6.24. Discharge coefficient for cylindrical crested weir as a function of the ratio  $H_1/r$ .

The  $C_0$ -values in Figure 6.24 are valid if the weir crest is sufficiently high above the average bed of the approach channel ( $p/H_1 >$  about 1.5). If, on the other hand,  $p$  approaches zero, the weir will perform as a broad-crested weir and have a  $C_0$ -value of about 0.98, which corresponds with a discharge coefficient reduction factor,  $C_1$ , of  $0.98/1.49 \approx 0.66$ . Values of the reduction factor as a function of the ratio  $p/H_1$  can be read from Figure 6.25.

No results of laboratory tests on the influence of an upstream sloping weir face are available. It may be expected, however, that the correction factor on the basic discharge coefficient,  $C_2$ , will be about equal to those given in Figure 6.20 for WES-spillway shapes.

For each energy head over the weir crest, a matching discharge can be calculated with the available data, resulting in a  $Q-H_1$  curve. With the aid of Figure 6.26, this  $Q-H_1$  relationship can be changed rather simply into a  $Q-h_1$  relationship.

For each value of the ratio  $(H_1 + p)/y_c$  a corresponding value of  $(v_1^2/2g)/y_c^2$  can be obtained, where  $y_c$  is the critical depth in the approach channel, so that  $h_1 = H_1 - v_1^2/2g$  can be calculated.

If we define the modular limit as that submergence ratio  $H_1/H_1$  which produces a 1% reduction from the equivalent discharge ( $f = 0.99$ ), we see in Figure 6.27 that the modular limit equals about 0.33. Values of the drowned flow reduction factor as a function of the submergence ratio can be obtained from Figure 6.27.

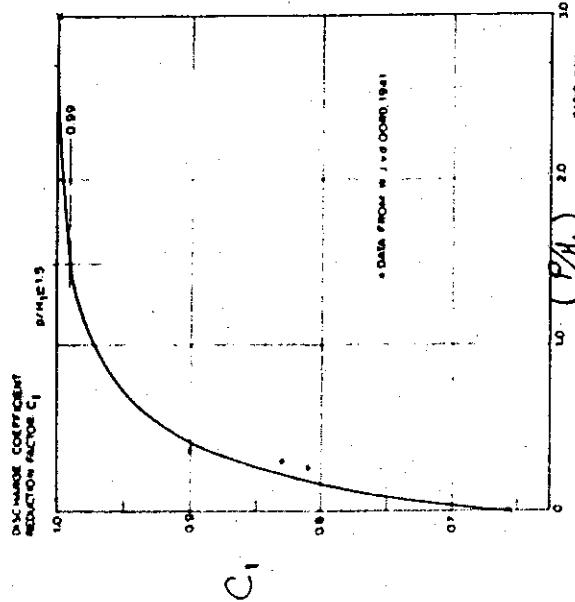


Fig. 6.25. Reduction factor  $C_1$  as a function of the ratio  $P/H_1$ .

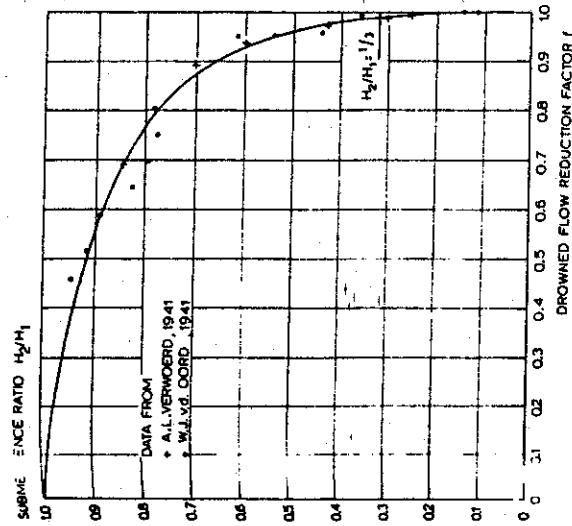


Fig. 6.27. Drowned flow reduction factor as a function of  $H_2/H_1$ .

The accuracy of the effective discharge coefficient of a well-maintained cylindrical-crested weir which has been constructed with reasonable care and skill will be sufficient for field conditions. It can be expected that the error of  $C_e = C_0 C_1 C_2$  will be less than 5%. The method by which this error is to be combined with other sources of error is shown in Appendix II.

### 6.7.3 Limits of application

For reasonable accuracy, the limits of application of a cylindrical crested weir are:

- The upstream head over the weir crest  $h_1$  should be measured a distance of - to 3 times  $h_{1\max}$  upstream from the weir face. The recommended lower limit of  $h_1 = 0.06$  m.
- To prevent water surface instability in the approach channel, the ratio  $p/h_1$  should not be less than 0.33.
- To reduce the boundary layer effects of the vertical side walls, the ratio  $b/h_1$  should not be less than 2.0.

- On high head installations, the ratio  $h_1/r$  should be such that the local pressure at the crest is not less than -4 m water column.

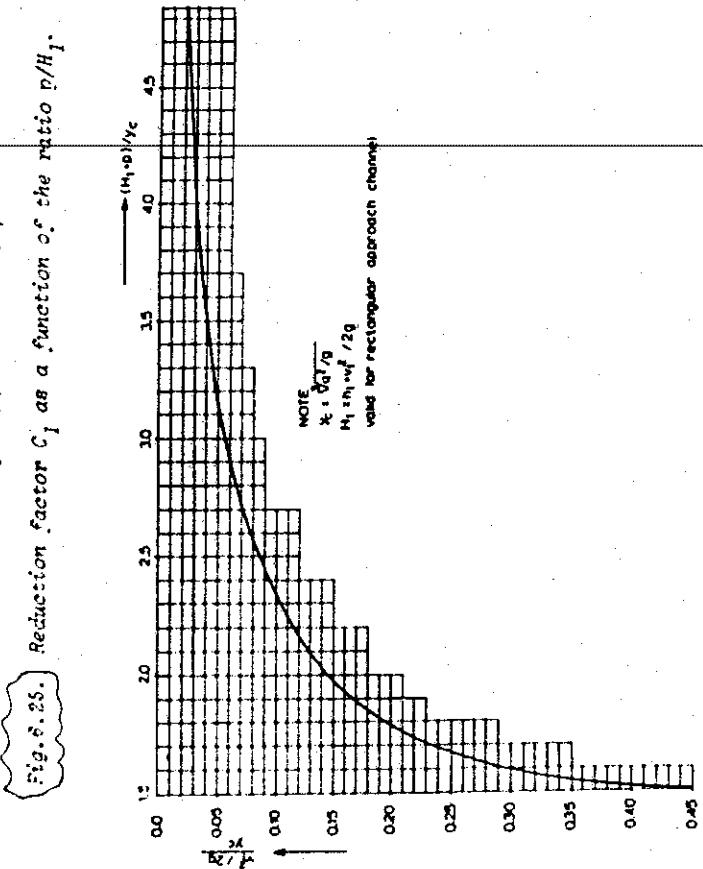


Fig. 6.26. Graph for the conversion of  $H_1$  into  $h_1$  (after Technical University, Berlin).

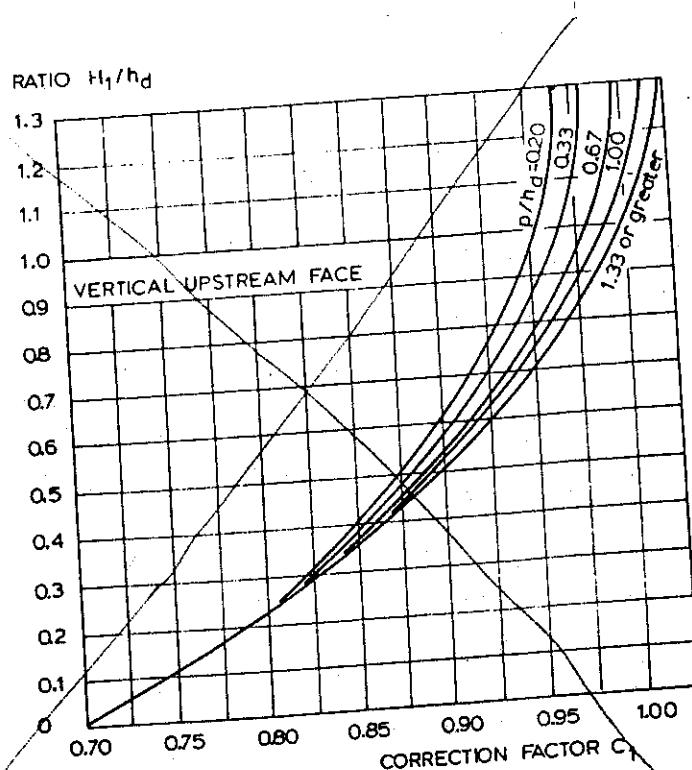


Fig. 6.19. Correction factor for other than design head on WES-spillway (after VEN TE CHOW, 1959, based on data of USBR and WES).

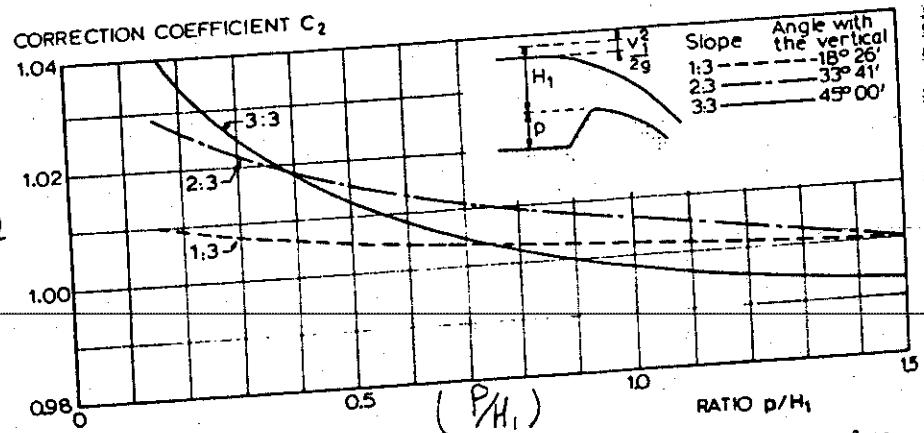
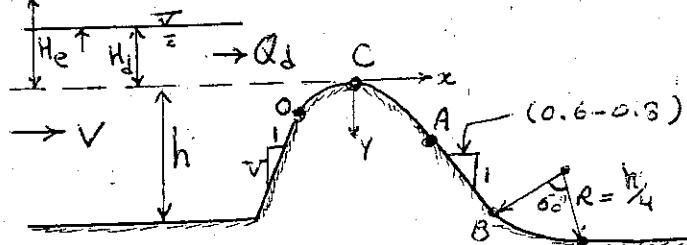


Fig. 6.20. Correction factor for WES-spillway with sloping upstream face (after U.S. Bureau of Reclamation, 1960).

## Un Controlled - Ogee-Type Spillways (۲)

در این نوع سریزها، خروج پوش تابع سریز - بلندی پوش حالت پرتابی جریان در سطح اوس سریز بهتر است - نصیرت خوب است. روش های مختلف عبارتند از:

$$H_a = \frac{V^2}{2g} \quad (T.E.L.)$$



"WES" روش (۱) - پوش پیشوار

$$CA : x^n = K \cdot H_e^{n-1} \cdot Y$$

$$CO : -$$

جزئیات در کتاب صنعت است. (مراجع ساده)

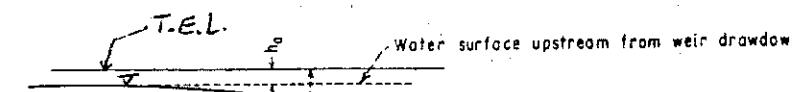
روش (۲) : پوش شوه گونه (Parabolic) تابع سریز - بازیاره مام بالرست  
(مناسب برای سریزهای سد های انتزاعی کوتاه)

$$CA : x^2 = 2 H_e Y$$

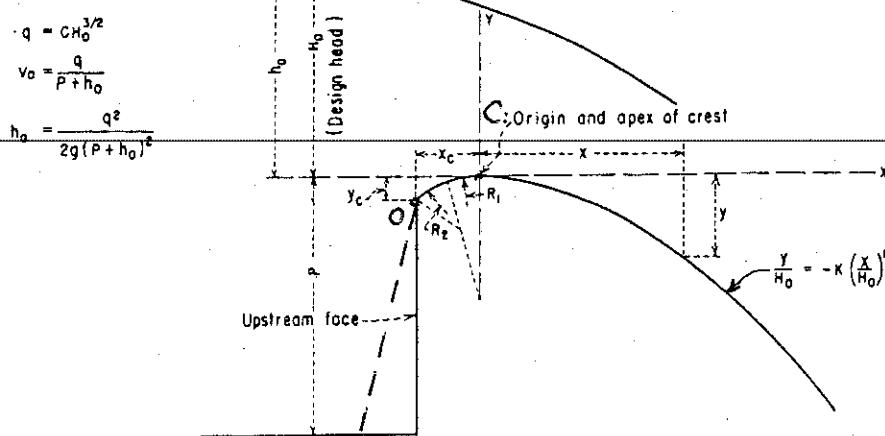
$$CO : R = \frac{5}{16} H_e$$

جزئیات در کتاب صنعت است. (مراجع ساده)

روش (۳) : پوش پیشوار I - USBR (سنن ساده تابع سریز)



مراجع ساده



PP. 366-367

Fig. (9.21)

متانس تراحت در اینجا مذکور

WES	USBR
$H_e$	$H_o$
$H_d$	$h_o$
$H_a$	$h_a$
$h$	$P$
$Q = C L e H_e^{3/2}$	$Q = C L e H_o^{3/2}$

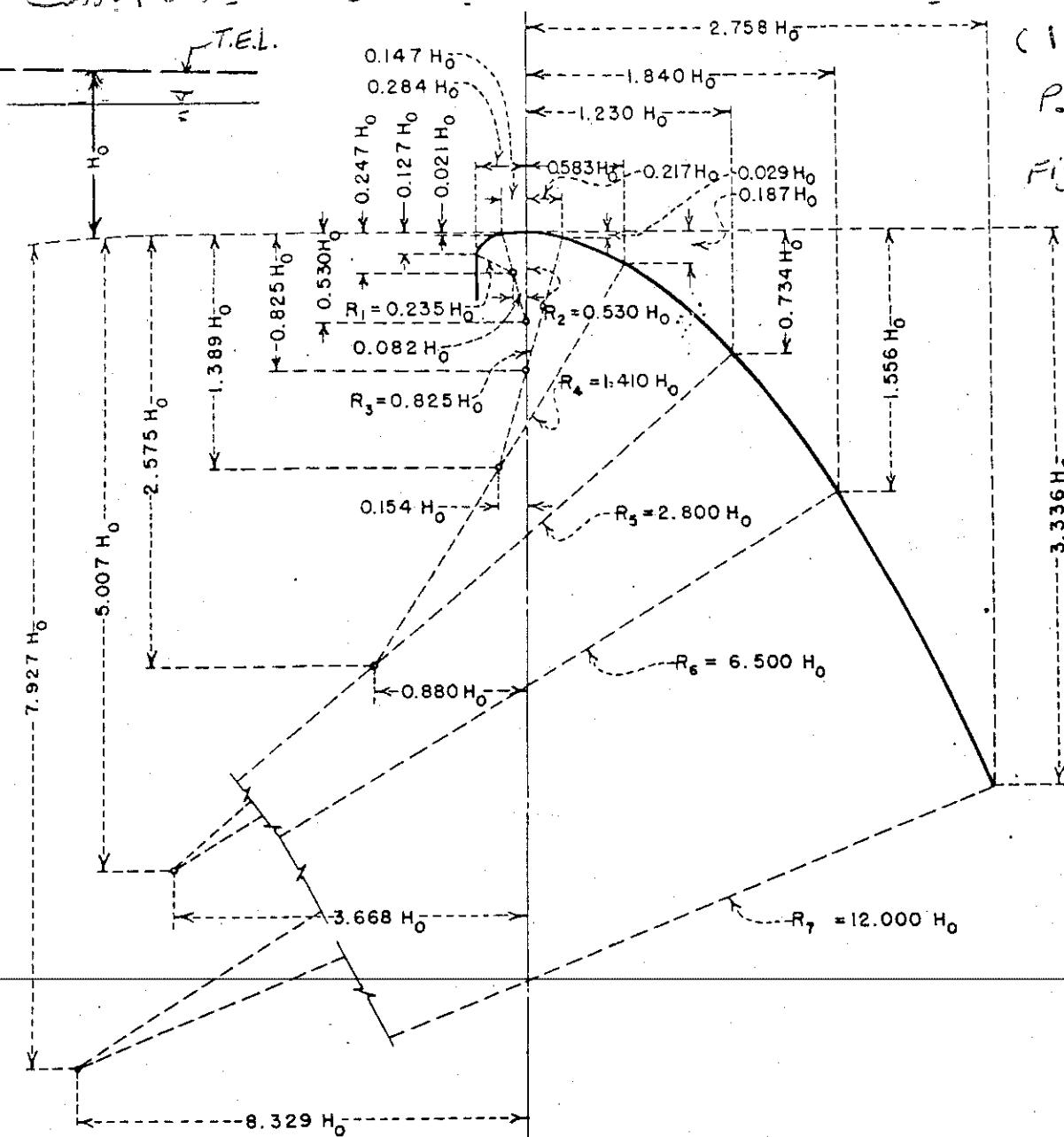
$$n, K = F \left( \frac{h_a}{H_o}, \text{U/S slope} \right)$$

in Fig. (9.21)

$$\left( \frac{x_c, y_c}{R_1, R_2} \right) = F \left( \frac{h_a}{H_o}, \text{U/S slope} \right)$$

in Fig. (9.21)

أوش (٢) : برويل بيتا - (II - USBR) (سخن مربى) (جامعة بالارات)



Ogee crest shape defined by compound curves.

"جداول انتقال"

- أوش (١) - (٢) : برويل "WES" و سوس طار

مراجع مأهول

$$Q = C L_e H_e^{3/2}$$

$$L_e = L - 2(K_p \cdot N + K_a)H_e$$

: Effective Crest Length (طول سطح الماء على المقدمة)

$$C = C_d \cdot [K_1 \cdot K_2 \cdot K_3]$$

: Discharge Coeff. (معامل التفريغ)

$$H_e = H_d + H_a : \text{Effective Head over the crest}$$

$$C = C_d \cdot [K_1 \cdot K_2] \Leftarrow \sqrt{g} = (H_d + Q_d / L_e) \cdot \text{مقدمة}$$

ضرف سطحی : دیواره بالاد مام؟ جزو ازار؟ سریز بلند؟ فدرایل کال

$$C_d = 2.2 \quad (\text{SI unit}) \Rightarrow$$

ضریب نصیع بار سمعت بالادست سریز :

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = f\left(\frac{h}{H_d}, \frac{H_e}{H_d}\right) \\ K_2 = f(H: xV) \quad \therefore (0/3 \text{ slope}) \\ K_3 = f'\left(\frac{h_d}{H_e}\right) \end{array} \right.$$

سیب دیواره سریز در بالادست (کپی) :

استغاثه جدیک روی سریز :

\* در صورتیکه عمق آب روی تابع سریز ( $H$ ) کمتر از عمق آب تناظر با دیواره مذکوم طrac ( $H_d$ ) باشد، ضریب نصیع تجربی زیر خارج شود.

$\text{if } H < H_d \Rightarrow C_H = C_{H_d} \left(\frac{H}{H_d}\right)^{0.12}$

شکل صراحتاً از مرجع شماره (9) برداشود.

- روش (۳) و (۴) : پروپل USBR

Ref. No. (1)

\* در سطحی دیواره مذکوم طrac سریز ( $Q_d$ ) و اثری معتبر روی سریز ( $H_o$ ) به وضیعت ازار :

$$C = C_o \cdot [K_2 \cdot K_3]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_o = f\left(\frac{P}{H_o}\right) \rightarrow \text{Fig. (9.23)} \\ K_2 = f\left(\frac{P}{H}, 0/3 \text{ slope}\right) \rightarrow \text{Fig. (9.25)} \\ K_3 = f\left(\frac{h_d + d}{H_o}\right) \rightarrow \text{Fig. (9.27)} \end{array} \right.$$

\* در سطحی کاربرد سریز (ردب  $Q$ ) و اثری معتبر ( $H$ ) (و  $Q < Q_d$ ,  $H < H_o$ ) :

$$C = [C_o(K_2 \cdot K_3)](K_4 \cdot K_5)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_4 = f\left(\frac{H}{H_o}\right) \rightarrow \text{Fig. (9.24)} \\ K_5 = f\left(\frac{h_d}{H_e}\right) \rightarrow \text{Fig. (9.28)} \end{array} \right.$$

مثال هشت نیم که ضمیمه بجهت سور.

مرجع شماره (9) - پروپل WES

(ex. 9.13 ) P. 370 : USBR - (1) شماره ۲۱



# طراحی صیرهای سریزی نوع Ogee

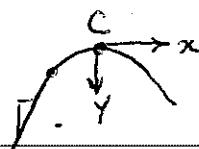
طرح تاج سریز OGEE

برای ساختن تاج سریز ها پروفیلهای مختلفی بشرح زیر پیشنهاد گردیده:  
 اوسنکت - پروفیل یا منحنی پیشنهادی (waterways Experimental Stations) W.E.S فرمول این منحنی عبارتست از:

$$x^n = K \cdot H^{n-1} \cdot y \quad (\text{رابطه ۱})$$

$$H_e = H_d + H_a \quad H_a = \frac{V^2}{2g}$$

در این فرمول  $x$  و  $y$  مختصات نقاط مختلف منحنی بوده و مبدأ مختصات در نقطه C بر روی تاج می باشد.  $H$  عبارتست از ارتفاع آب طراحی شده که به آن با سرعت  $V$  نیز  $\sqrt{2g}$  نامیده شده است K و n ضرایب ثابتی هستند که بسته بشکل دیواره سرآب تغییر می نمایند مقادیر K و n در جدول (۱) داده شده است.



جدول (۱)

شیب دیواره بالادست سریز	K	n
عمودی	2.0	1.850
1:3 (سریز ۳: افق ۱)	1.936	1.836
1:1\frac{1}{2} (عمودی ۲:۱ افق ۱)	1.939	1.810

بنابراین برای سریزی با دیوار قائم سرآب منحنی شکل سریز بصورت زیرخواهد بود

$$x^{1.85} = 2.0 H_e \cdot y$$

منحنی های مختلفی بوسیله W.E.S برای شیب های مختلف دیواره سرآب در شکل (۵) پیشنهاد شده است.

براساس آخرین تحقیقات انجام شده توسط W.E.S منحنی تاج سریز بالا دست نقطه C برای یک سریز با دیوار سرآب قائم بصورت زیر پیشنهاد گردیده است:

۲۱

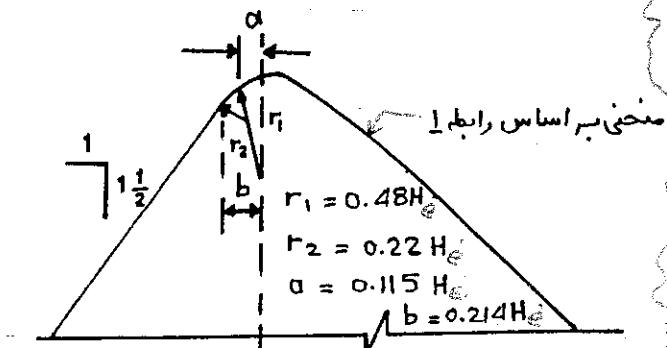
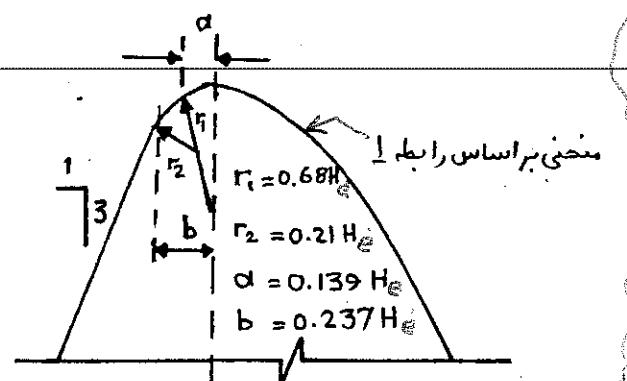
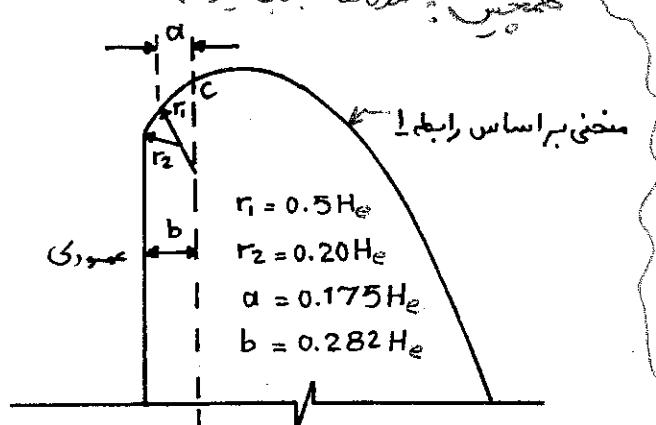
$$y = \frac{0.724 (\alpha + 0.27 H_e)}{H_e^{0.85}}^{1.85} + 0.126 H_e - 0.4315 H_e (\alpha + 0.27 H_e)^{0.625} \quad (دابه ۲)$$

این منحنی بفاصله  $\alpha = -0.27 H_e$  از نقطه C تا دیوار بالا دست

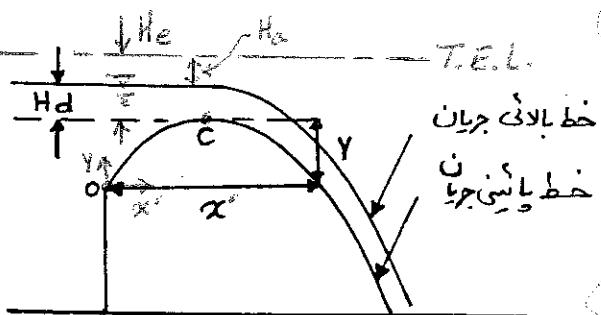
سرریز امتداد پیدا خواهد کرد. مختصات خط بالای جریان (upper nappe) سرریز طرح دیوارهای کناری پائین دست (Training walls) با استفاده از استاندارد W.E.S جهت سرریزهای OGEE از جدول شماره (۲) بدست می‌آیند:

جدول (۲)

$\alpha'/H_e$	$y/H_e$	خط بالای جریان	خط پائینی جریان
0.00	-0.125	0.831	
0.10	-0.033	0.807	
0.25	0.000	0.763	
0.50	-0.034	0.668	
0.75	-0.129	0.539	
1.00	-0.283	0.373	
1.50	-0.738	-0.088	
2.00	-1.393	-0.743	
3.00	-3.303	-2.653	
4.00	-6.013	-5.363	
5.00	-9.523	-8.873	



شکل (۵) منحنی های مختلف بر اساس سرریز OGEE با شیبها مختلف دیواره بالا دست

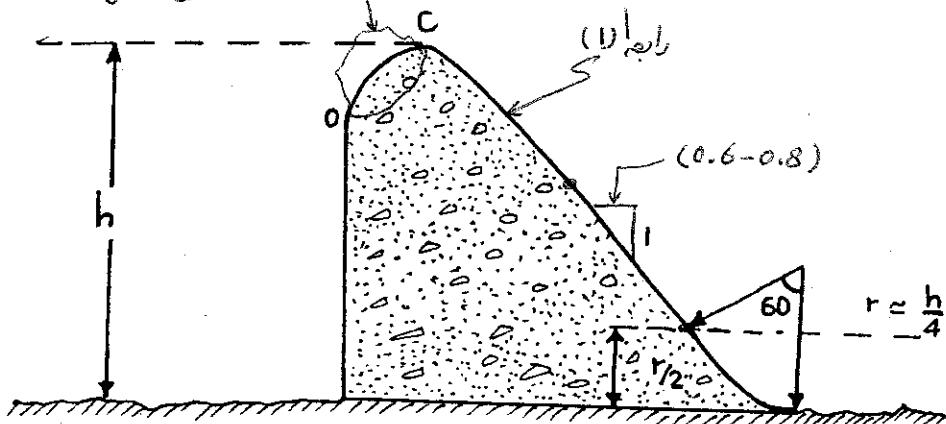


شکل (۶)

11

مختصات خط پائینی جریان (Lower Nappe) در تعیین شکل سرریز و مختصات خط بالائی جریان (Upper Nappe) در تعیین فاصله پل تا تاج سرریز و محل لبه بالائی دیوارهای کناری پائین دست سرریز بکار می‌روند. (طراحی دیوارهای جانبی - ساحلی - سریز) پس از رسم منحني سرریز قسمت پائین سرریز بوسیله یک منحنی دیگر مطا به

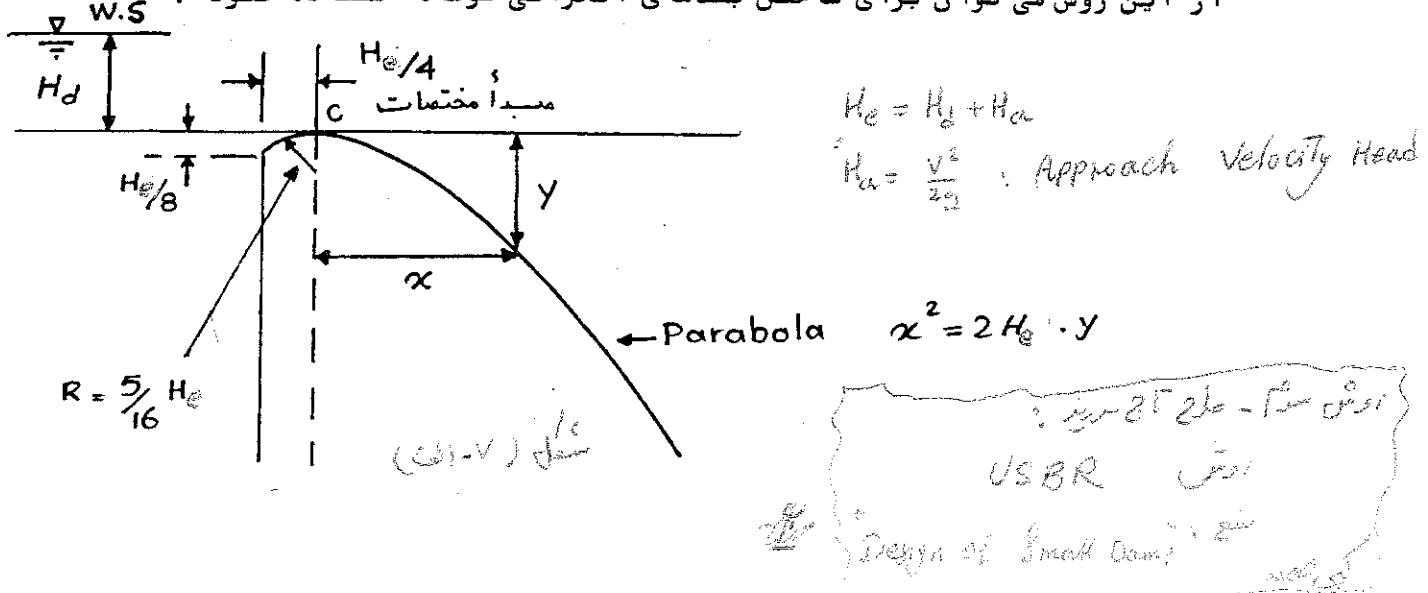
شکل (۷) بیکدیگر وصل می شوند .



شکل (۷)

ازین دریاییک روش ساده برای اکثر سرریزها با دیوار رقاائم بالا دست بدین صورت است که فرم منحنی بین نقطه ۶ تا پائین دست را بصورت سهمی و نرم منحنی بین نقطه ۷ا دیوار قائم بالا دست را بصورت قسمتی از دایره درنظر بگیریم اطلاعات لازم جهت ساختن چنین سرریزی برروی شکل (۲الف) نشان داده شده است.

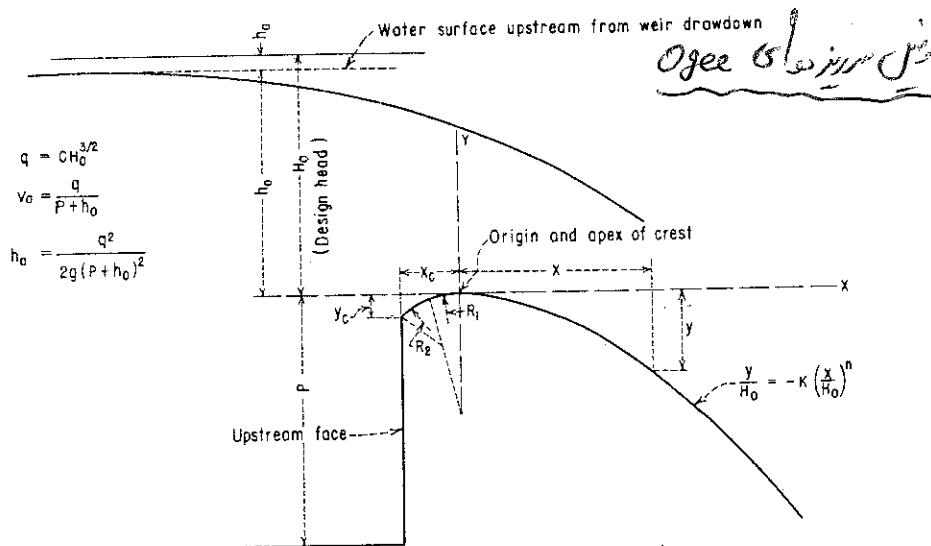
از این روش می‌توان برای ساختن بندهای انحرافی کوتاه استفاده نمود.





.....

## USBR, DESIGN OF SMALL DAMS, Ref. (1)



(A) ELEMENTS OF NAPPE-SHAPED CREST PROFILES

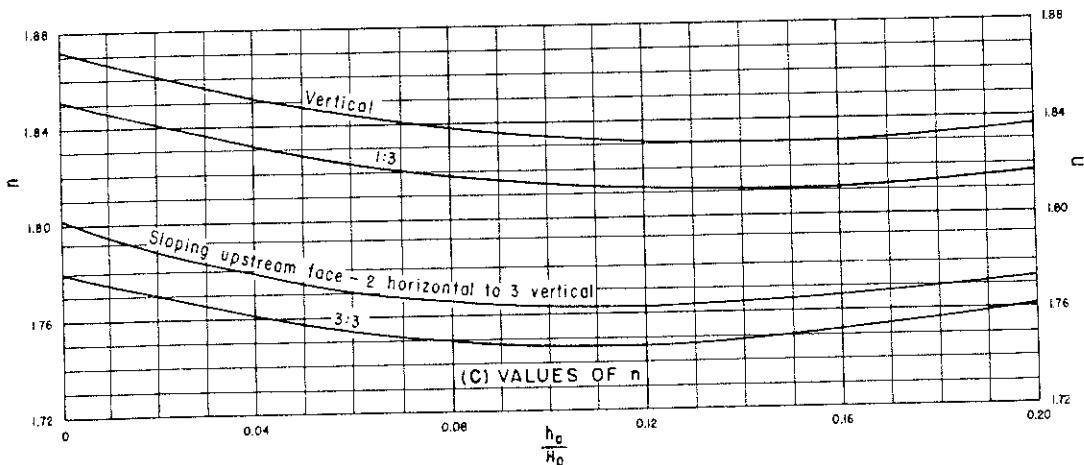
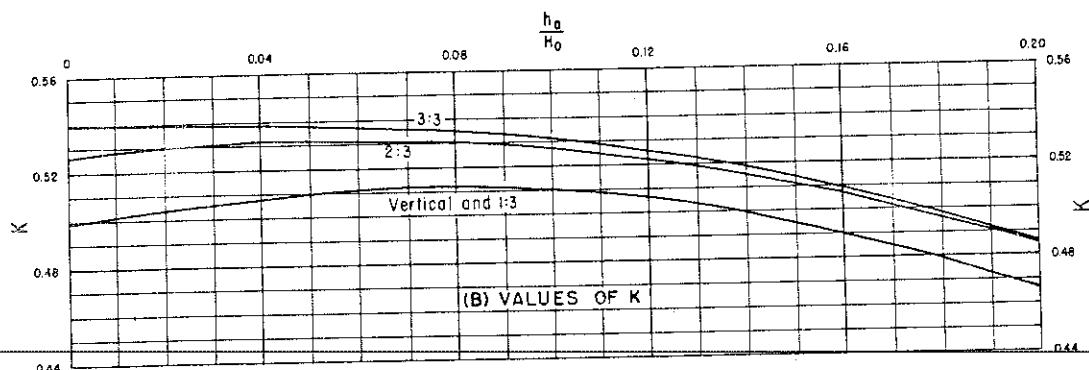


Figure 9-21.—Factors for definition of nappe-shaped crest profiles. 288-D-2406. (Sheet 1 of 2).

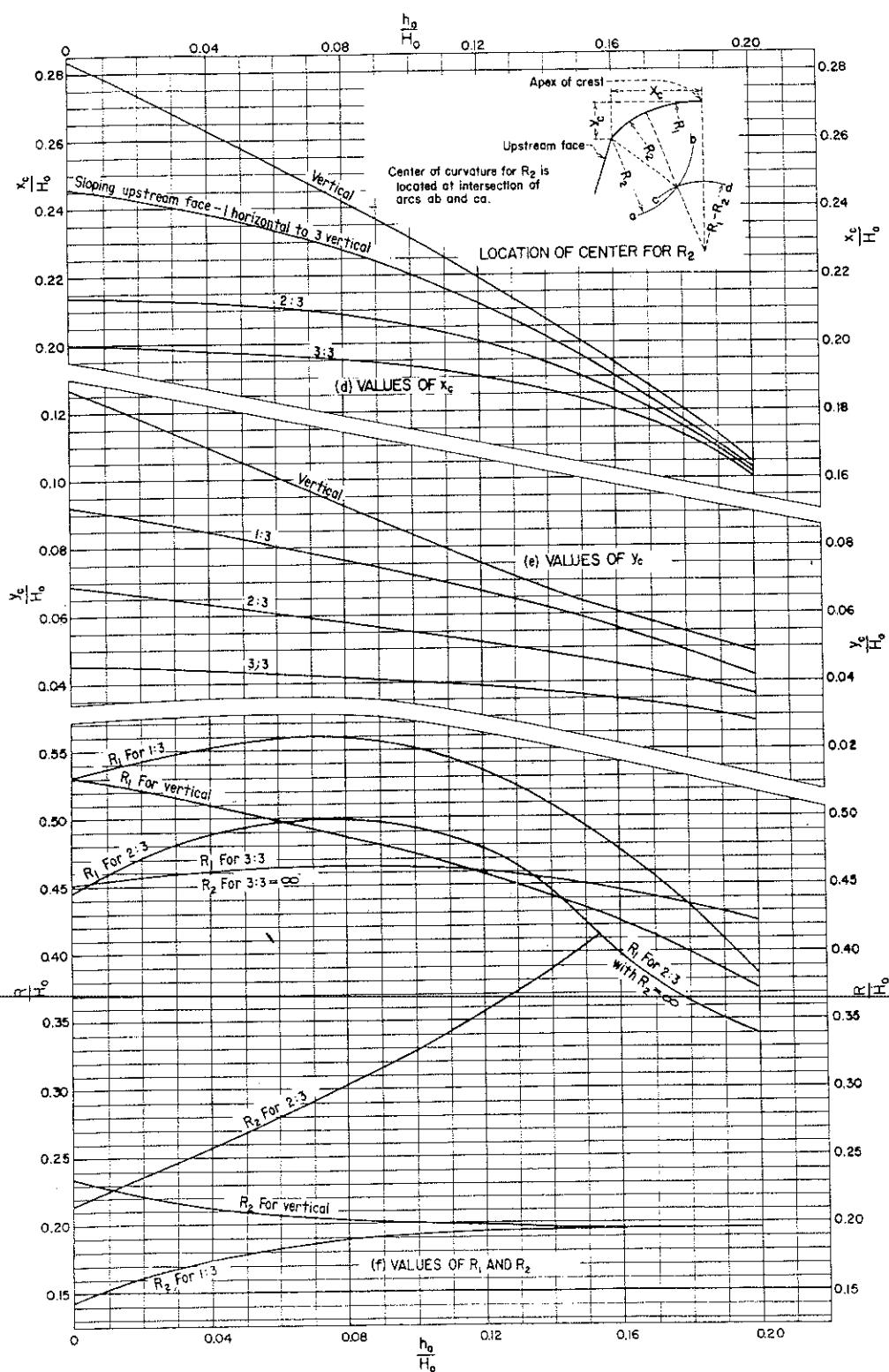


Figure 9-21.—Factors for definition of nappe-shaped crest profiles. 288-D-2407. (Sheet 2 of 2).

۱۷

فرمولهای دبی (Q) در سریزهای OGEE از OGEE: دبی آب بر روی سریزهای OGEE از فرمول زیر محاسبه میگردد:

$$Q = C L_e H_e^{3/2} \quad (رابطه ۳)$$

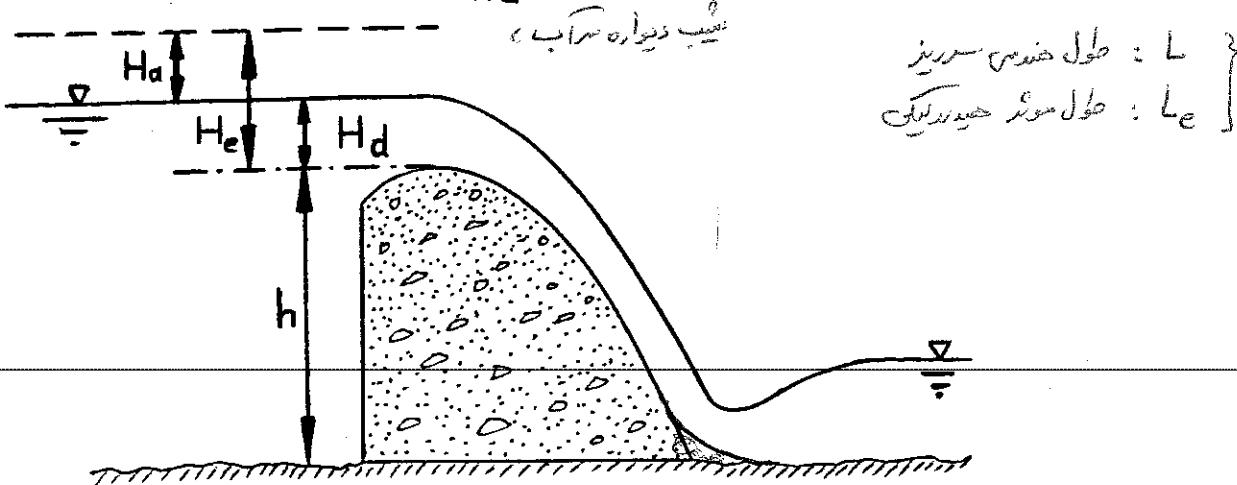
$H_e = H_d + H_a$  که در آن  $H_e$ : ارتفاع آب بر روی سریز (بابارس) است

Q: دبی (Discharge)

$L_e$ : طول موثر تاج سریز (Effective length of crest.)

C: ضریب عبور آب (Discharge coefficient)

مقدار C بستگی بعوامل مختلف از جمله نسبت  $\frac{h}{H_d}$  و مستغرق بودن سریز دارد.



شکل ۸

در صورتیکه در فرمول فوق از دبی طراحی یا استفاده Design Discharge شود بجای  $H_e$  نیز باید

$$H_e = H_d + H_a \quad \text{رادرنظر گرفت.}$$

در سریزهای بلند ( $h$  زیاد) چون  $H_a$  کم است (سرعت آب قبل از سریز شدن) میتوان

$$H_e \approx H_d$$

تغییرات ضریب C: ضریب C به عوامل زیر بستگی دارد:

(Depth of approach) - ۱: عمق آب قبل از سریز شدن

$$\text{ضریب } C \text{ بستگی به نسبت } h/H_d \text{ دارد}$$

اگر ارتفاع سریز بیشتر از ۲۳٪ برابر  $H_d$  باشد (یعنی:  $h > 1.33 H_d$ )

۷۱

سرعت آب قبل از سرریز شدن تا شیر کمی برروی  $C$  و در نتیجه  $Q$  دارد لذا می‌توان نوشت  $H_e/H_d = 1.0$  در چنین حالتی ضریب  $C$  برابر ۲.۲۰ در سیستم متریک و

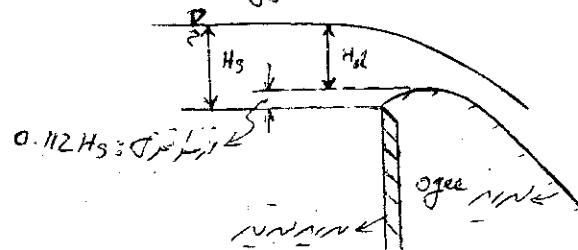
$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{g f} L H_3^{3/2}$$

برابر ۴.۰۳ در سیستم انگلیسی است.

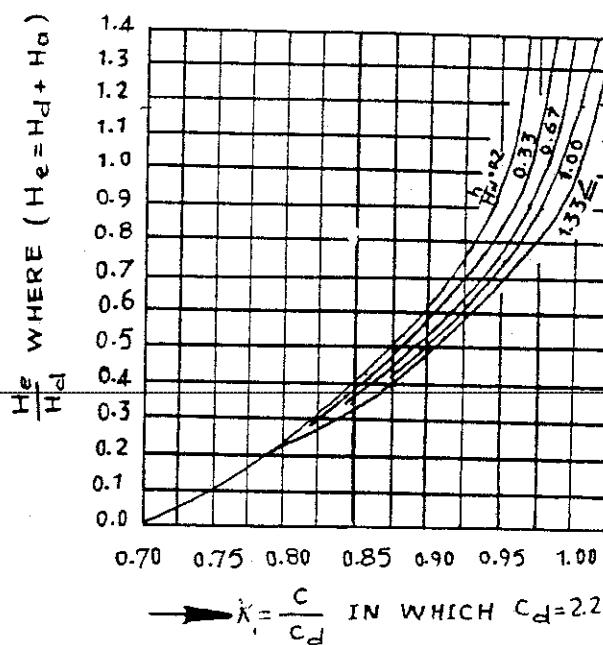
$H = \text{Energy Head } (h_a \approx 0)$

Francis  $\left\{ \begin{array}{l} C_d \approx 0.622 \\ H_3 = \frac{H_d}{(1 - 0.12)} \end{array} \right\}$  تصریح

WES  $Q = 2.2 L H_d^{3/2}$  : (SI)



در مورد سرریزهای کوتاه با  $h/H_d < 1.33$  سرعت ورود آب قبل از سرریزشدن تا شیر داشته و باید از منحنی های موجود در شکل (۹) استفاده نمود.



شکل (۹)  
منحنی تصویب  $K_1$  بر اساس  
امتداد سرعت ( $H_d$ )

شیب دیواره سرریز در قسمت بالا دست (2)

ضریب  $C$  همچنین به شیب دیواره سرریز در قسمت بالا دست بستگی دارد از روی

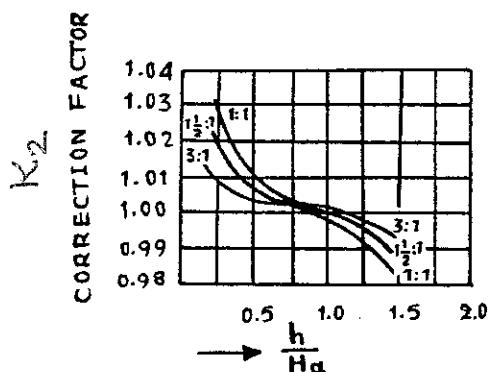
شکل (۱۰) می‌توان مقدار تصویب لازم را برای ضریب  $C$  بدست آورد.

9/11

ضریب سیب در مدل (۱۰)

( $H = \rho g V$ )

برای سیب مامن ریزیه بالا  $K_2 = 1.0$



شکل (۱۰)

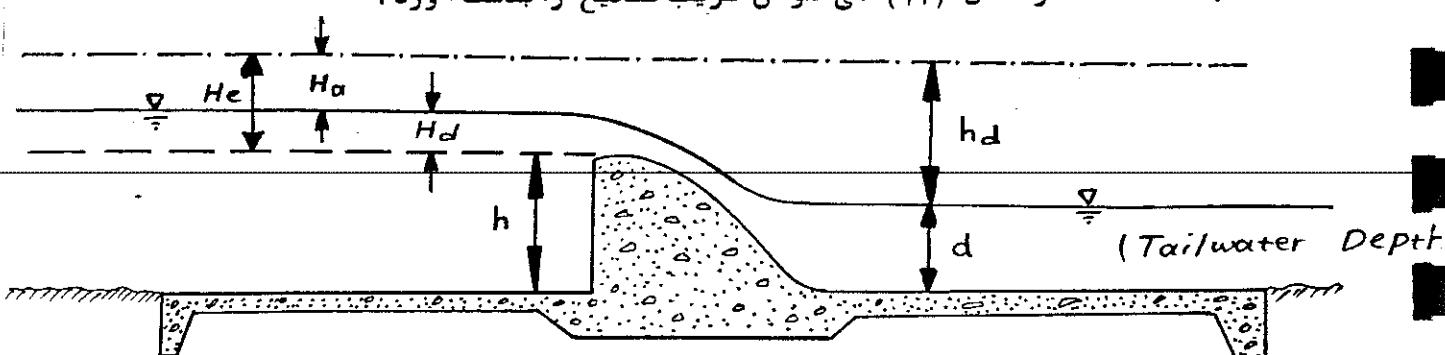
ضریب تصحیح  $K_2$  برای تأثیر  
سیب دیواره سرآب

(۳) - تأثیر پیش بند پائین دست و مستغرق شدن سریز

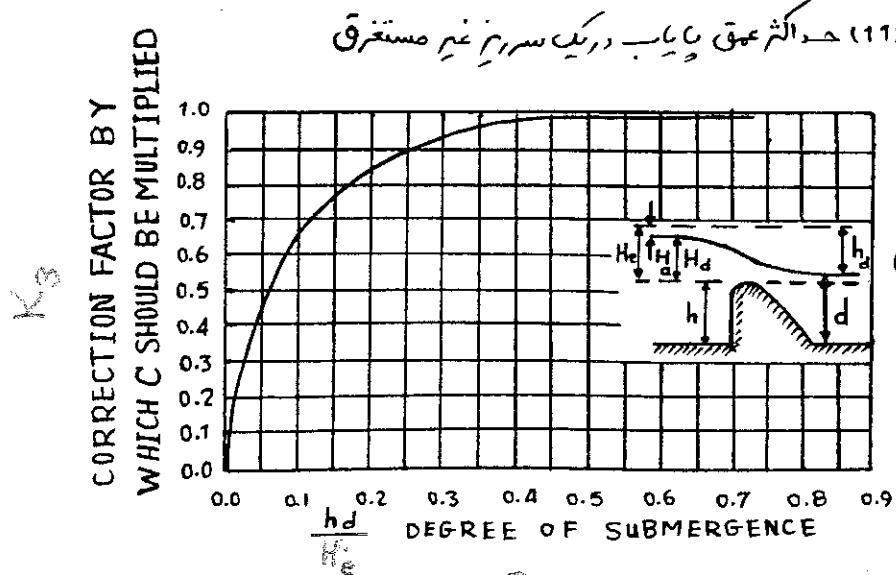
وقتیکه سطح آب در قسمت پائین دست بند با اندازه ای بالا باید که سریز را مستغرق نماید دیگر آب برای احتی از سریز عبور ننموده و در این حالت سریز را مستغرق گویند.

$\frac{hd + d}{He} > 1.7$  و قشی که  $\frac{h}{Hd} > 1.33$  در مورد سریزهای بلند باشد عمق پایاب تأثیری در مقدار C ندارد.

با استفاده از شکل (۱۲) می توان ضریب تصحیح را بدست آورد.



شکل (۱۱) حد اکثر عمق پایاب در کنترل سریز غیر مستغرق



شکل (۱۲) اثر مستغرق شدن

سریز زبردی ضریب C

ضریب تصحیح  $K_3$  برای  
تأثیر سریزهای جریان

۸۱

مسئله: تعیین ضریب  $C$  برای دی طراحی ماکزیم ( $Q_d$ ) و سطح آب مانزانی طراحی سرریز ( $H_d$ ):

$$\left\{ \begin{array}{l} C = (K_1 \cdot K_2 \cdot K_3) C_d \\ C_d = 2.2 \end{array} \right. \quad (\text{سیم ۸۲})$$

۳۷: همانگونه که قبلاً توضیح داده شد یک سرریز برای  $H_d$  حداقل یا ارتفاع طراحی در حالت ماقزیم  $Q_d$  طراحی میشود معمولاً "امکان عبور آب بیش از  $H_d$  از روی سرریز بسیار کم بوده لکن امکان عبور آب کمتر از  $H_d$  زیاد میباشد بنابراین از رابطه زیر مقدار تصحیح را برای ضریب  $C$  بدست آورد.

$$\frac{Q}{H} < \frac{Q_d}{H_d} \quad \text{یا} \quad H < H_d \quad \text{که در آن:}$$

$$C_d = C \left( \frac{H}{H_d} \right)^{0.12} < C$$

$H_d$ : Design head including velocity head

برای حالتی که ارتفاع آب روی سرریز برابر  $H_d$  است،  $C_d = 2.2$  یا  
بنابراین اگر ارتفاع آب بر روی سرریز نصف (50%) ارتفاع طراحی باشد ضریب

$$H = \frac{1}{2} H_d : \quad C_d = 2.2 \times \left( \frac{0.50 H_d}{H_d} \right)^{0.12} = 2.2 \times 0.92 = 2.02$$

عدد 0.92 از روی شکل ۲۵۰ صفحه ۳۷۸ که در کلائن ارائه گردید نیز مستقیماً "بدست

می آید.

طول موشر ( $L_e$ ) یک سرریز: مقدار  $L_e$  که باید در رابطه (۲) بکار رود از فرمول

$$L_e = L - 2 (K_p \cdot N + K_a) \cdot H_e \quad \text{زیر بدست می آید:}$$

$L$ : طول سرریز

$K_p$ : pier Contraction coefficient ضریب فشردنگی در اثرباره

$K_a$ : Abutment Contraction coefficient ضریب فشردنگی در اثرباره گاه یا کول

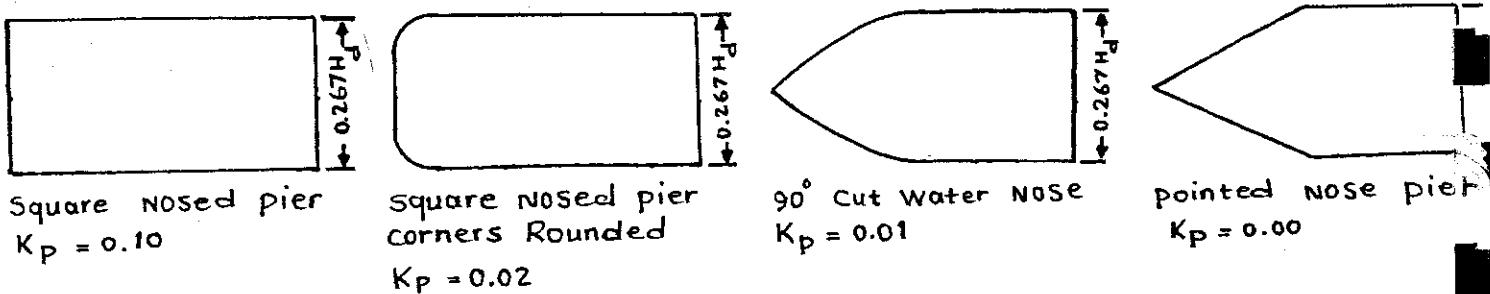
$N$ : Number of piers تعداد گاه ها

$$H_e = H_d + H_a$$

مقادیر  $K_p$  و  $K_a$  بستگی به فرم Pier و تکیه گاه دارد شکل (۱۳) همراه با جدول (۲) مقادیر  $K_p$  و  $K_a$  را برای اشکال مختلف نشان می دهد.

سیم ۸۳

شکل (۱۳) اشکال مختلف pier با ضرایب مربوط



shape of Abutment	شكل تکیه گاه	$K_a$
square abutment with head wall at $90^\circ$ to the direction of flow	تکیه گاه مربع شکل با دیواره آبلیزی مسدود بر جریان آب	0.20
Round abutment with head wall at $90^\circ$ to direction of flow	تکیه گاه مدور با دیواره آبلیزی مسدود بر جریان آب	0.10

مثال : یک سریز از نوع OGEE با شیب دیواره پائین دست برابر عمودی ۱.۰ به افقی ۰.۷۰ برای شرایط زیر طراحت نمایید :

الف : دبی ماکزیمم برابر ۸۰۰۰ مترمکعب در ثانیه

ب : ارتفاع نقطه C (تا جسریز) برابر ۲۰۴.۰ متر (ELC = 204.0m) و ارتفاع کف رودخانه برابر ۱۰۰.۰ متر (EL=100.0) کف رودخانه

ج : بر روی سریز ۵ پایه (pier) از نوع  $90^\circ$  cut water NOSe (pier) بضخامت

۲.۵ متر وجود دارد تکیه گاههای سریز از نوع مدور می باشند. فاصله بین

Pier ها برابر ۱۰.۰ متر است

(clear span = 10m)

د : دیواره سریز را در قسمت بالا دست عمودی در نظر بگیرید

$$Q = C \cdot L_e \cdot H_e^{3/2}$$

حل :

$$L_e = L - 2 \cdot [N \cdot K_p + K_a] \cdot H_e$$

ابتدا مقدار  $H_e$  را برای حالت  $L_e \approx L$  حساب می کنیم

$$L_e = 6 \times 10 = 60 \text{ m} \quad 8000 = 2.2 \times 60 \cdot (H_e)^{3/2} \Rightarrow H_e = 15.5 \text{ m}$$

$$h = 204 - 100 = 104 \text{ m}$$

$$\frac{h}{H_d} = \frac{104}{15.5} = 6.71 > 1.33 \quad \text{سریز بلند}$$

۹/۱۱

چون سریز بلند است از  $H_d$  یا با ر سرعت صرفنظر می گردد.

$$\frac{h_d + d}{H_e} = \frac{H_e + h}{H_e} = \frac{15.5 + 10.4}{15.5} = 7.71 > 1.7$$

همچنین چون

لذا ضریب  $C$  تحت تاثیر عمق پا یا ب قرار نمی گیرد.

شیب دیواره عمودی در قسمت بالا دست قائم در نظر گرفته می شود لکن در قسمت پائین شیب دیواره 10 عمودی؛ افقی 1 می باشد این عمل برای پایداری بیشتر انجام می گیرد و تاثیری بر روی ضرب  $C$  ندارد. (اگر ارتفاع سیب دار کتلر از  $\frac{1}{2} H_e$  باشد)

طول موثر  $L_e$  :

$$L_e = L - 2 \cdot [N \cdot K_p + K_a] \cdot H_e$$

با استفاده از شکل (۱۲) و جدول (۳) داریم  $K_p = 0.01$ ,  $K_a = 0.10$ ,  $N = 5$  بدل  $H_e = 15.5 m$  بدل  $L_e = 60 m$  بدست آمد فرض کنید مقدار واقعی  $H_e$  برابر قبلاً "بطور تقریب مقدار  $L_e = 60 - 2 \cdot [5 \cdot 0.01 + 0.10] \cdot 16.30 = 60 - 4.9 = 55.1$  متر" باشد

$$Q = 2.2 \times 55.1 \times H_e^{3/2} \Rightarrow H_e = 16.40 m \approx 16.30 m$$

لذا  $H_e$  فرض شده برای محاسبه  $L_e$  صحیح بوده و مقدار متر 40  $H_d = 16.40$  می باشد

توجه :  $H_a$  یا با ر سرعت را می توان بطريق زیر محاسبه نمود:

$$\text{velocity of approach} = V_a = \frac{8000}{(60 + 5 \times 2.5)(104 + 16.4)} = 0.917 \text{ m/sec}$$

$$H_a = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{(0.917)^2}{2 \times 9.81} = 0.043 \text{ m}$$

همانگونه که ملاحظه می شود مقدار  $H_a$  بسیار کم بوده و قبلاً "از آن صرفنظر شده است".

: (Downstream profile)

شكل سریز از نقطه C به سمت پائین دست

قبلاً توضیح داده شد که فرم منحنی سریز ها با دیوار قائم بالا دست براساس

فرمول W.E.S بشرح زیر است:

$$x^{1.85} = 2.0 \times H_d^{0.85} \cdot y^{0.85}$$

$$y = \frac{x^{1.85}}{2 \times (H_d)^{0.85}} = \frac{x^{1.85}}{2 \times (16.40)^{0.85}} \cdot \frac{x^{1.85}}{2 \times 10.80} \Rightarrow y = \frac{x^{1.85}}{21.60}$$

۱۰

قبل از آنکه نقاط مختلف منحنی را بدست آوریم ( مختصات هر نقطه را از فرمول فوق محاسبه نمائیم ) لازم است که مختصات نقطه تماس منحنی را با شیب دیواره پائین دست محاسبه نمائیم .

شیب دیواره پائین دست سرریز عبارت است از  $1 : 0.7$  ( عمودی : افقی )

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{0.70}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1.85 \cdot x^{0.85}}{21.60} = \frac{1}{0.70}$$

$$x = \frac{21.60}{1.85 \times 0.7} = 16.70$$

$$x = (16.70)^{\frac{1}{0.85}} = (16.70)^{\frac{1.176}{1.85}} = 27.40 \text{ m}$$

$$x = 27.4 \text{ m} \quad y = \frac{(27.40)^{1.85}}{21.60} = 21.15 \text{ m}$$

$$\left| \begin{array}{l} x = 27.40 \text{ m} \\ y = 21.15 \text{ m} \end{array} \right. \quad \text{مختصات نقطه تماس}$$

بنابراین منحنی فرم سرریز تفاصله ای برابر  $x = 22.40$  متر محاسبه می گردد

این محاسبات در جدول شماره (۴) نشان داده شده است .

شكل سرریز بین نقطه C تا دیوار بالا دست : ( upstream profile )

با استفاده از رابطه ۲ شکل منحنی در فاصله C تا دیوار بالا دست سرریز بدست می آید .

$$y = \frac{0.724(x + 0.27 \cdot H_d)^{1.85}}{H_d^{0.85}} + 0.126H_d - 0.4315H_d \times (x + 0.27 \cdot H_d)^{0.625}$$

$$y = \frac{0.724 \cdot (x + 0.27 \cdot 16.40)^{1.85}}{(16.40)^{0.85}} + 0.126 \cdot (16.40) - 0.4315 \cdot (16.40) \times (x + 0.27 \cdot 16.40)^{0.625}$$

W/R

$$y = 0.71 \cdot (x + 4.44)^{1.85} + 2.07 - 1.234(x + 4.432)^{0.625}$$

جدول (۴)

$x$	$y$
1	0.046
2	0.166
3	0.354
4	0.600
5	0.905
6	1.274
7	1.710
8	2.162
9	2.684
10	3.240
12	4.575
14	6.020
16	7.880
18	9.740
20	11.850
22	14.350
....	.....
....	.....
27.4	21.150

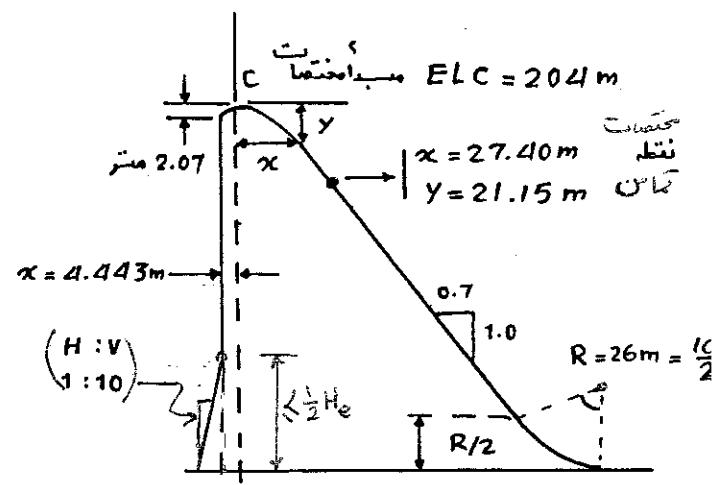
جدول (۵)

$x$	$y$
-0.5	0.020
-1.0	0.063
-2.0	0.270
-3.0	0.650
-4.0	1.340
-4.44	2.070

$$x = -0.27 \times (16.40) = -4.443 \text{ m} \quad \text{یا} \quad x = -0.27H_d \quad \text{این منحنی تابع اصلی}$$

ادامخواهد یافت . برای مقادیر مختلف مقادیر مربوطه در جدول شماره (۵) نشان داده شده است .

منحنی سریز در شکل (۱۴) نشان داده شده است



شکل ۱۴

منابع مورد استفاده :

- 1- Santosh Kumar Garg, "Irrigation Engineering and Hydraulic Structure" Khanna publishers Dehli, 1983
- 2- U.S.B.R "Design of Small Dams"
- 3- U.S.B.R "Design of Gravity Dams"



stream apron and is independent of any submergence effect from the tailwater. Figure 9-27 shows the effect of downstream apron conditions on the discharge coefficient. It should be noted that this curve plots, in a slightly different form, the same data represented by the vertical dashed lines on figure 9-26. As the downstream apron level nears the crest of the overflow,  $(h_d + d)/H_e$  approaches 1.0, and the discharge coefficient is about 77 percent of the coefficient for unretarded flow. On the basis of a coefficient of 4.0 for unretarded flow over a high weir, the coefficient when the weir is submerged will be about 3.08, which is virtually the coefficient for a broad-crested weir.

From figure 9-26, it can be seen that when  $(h_d + d)/H_e$  exceeds about 1.7, the downstream floor position has little effect on the coefficient, but there is a decrease in the coefficient caused by tailwater submergence. Figure 9-28 shows the ratio of the

~~discharge coefficient where affected by tailwater conditions to the coefficient for free flow conditions. This curve plots, in a slightly different form, the data represented by the horizontal dashed lines on figure 9-26. Where the dashed lines on figure 9-26 are curved, the decrease in the coefficient is the result of a combination of tailwater effects and downstream apron position.~~

### 9.13 Examples of Designs of Uncontrolled Ogee Crests.

The two examples cited below illustrate the methods of designing uncontrolled ogee crests, including the computation of approach channel losses and velocity head, the determination of the total length of the crest, and the correction of the discharge coefficient for various effects.

(a) *Example 1.*—Design an uncontrolled overflow ogee crest for a chute spillway that will discharge 2,000 ft<sup>3</sup>/s at a 5-foot head, and prepare a discharge-head curve. The upstream face of the

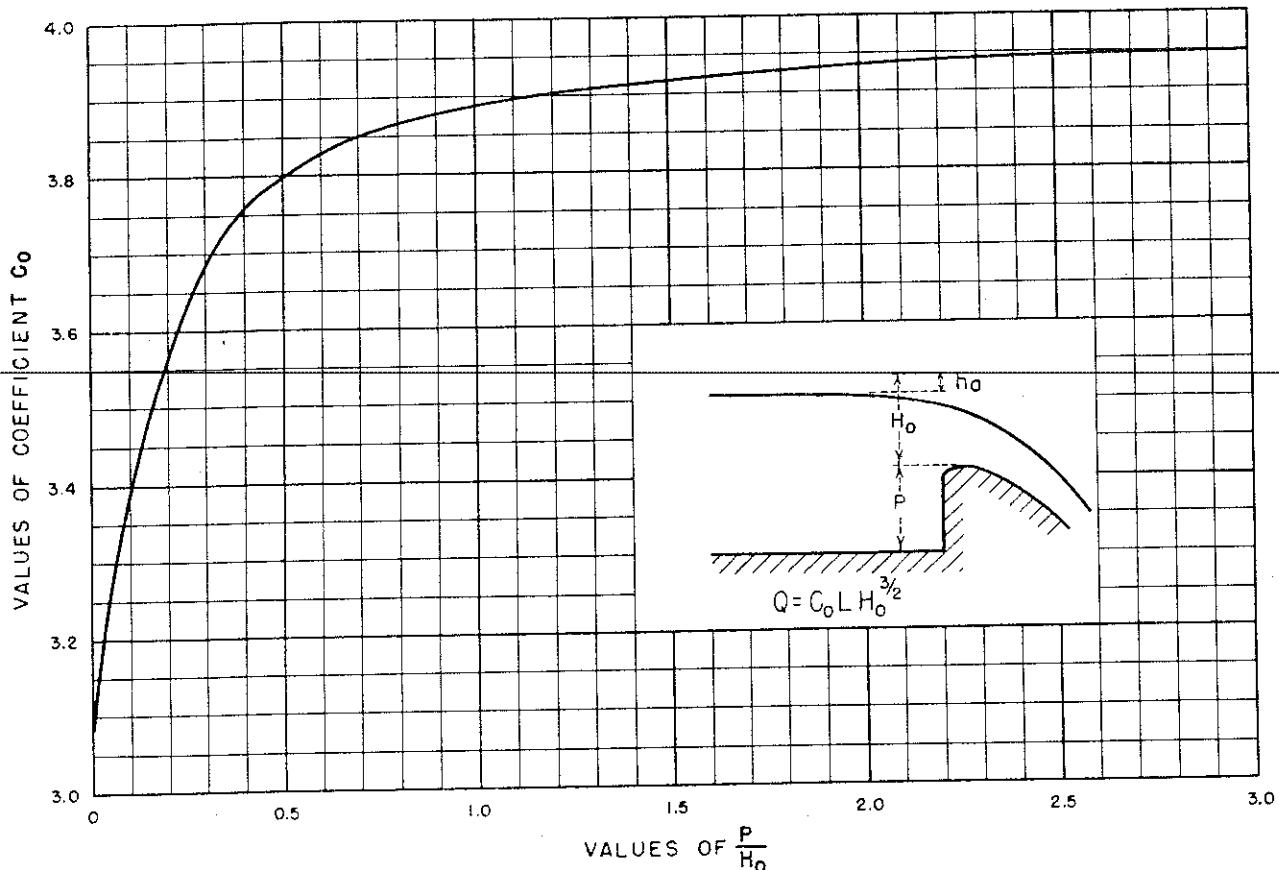


Figure 9-23.—Discharge coefficients for vertical-faced ogee crest. 288-D-2409.

$$\text{Q}_{\text{des}} \quad Q = C_o L H_o^{3/2}$$

SPILLWAYS

371

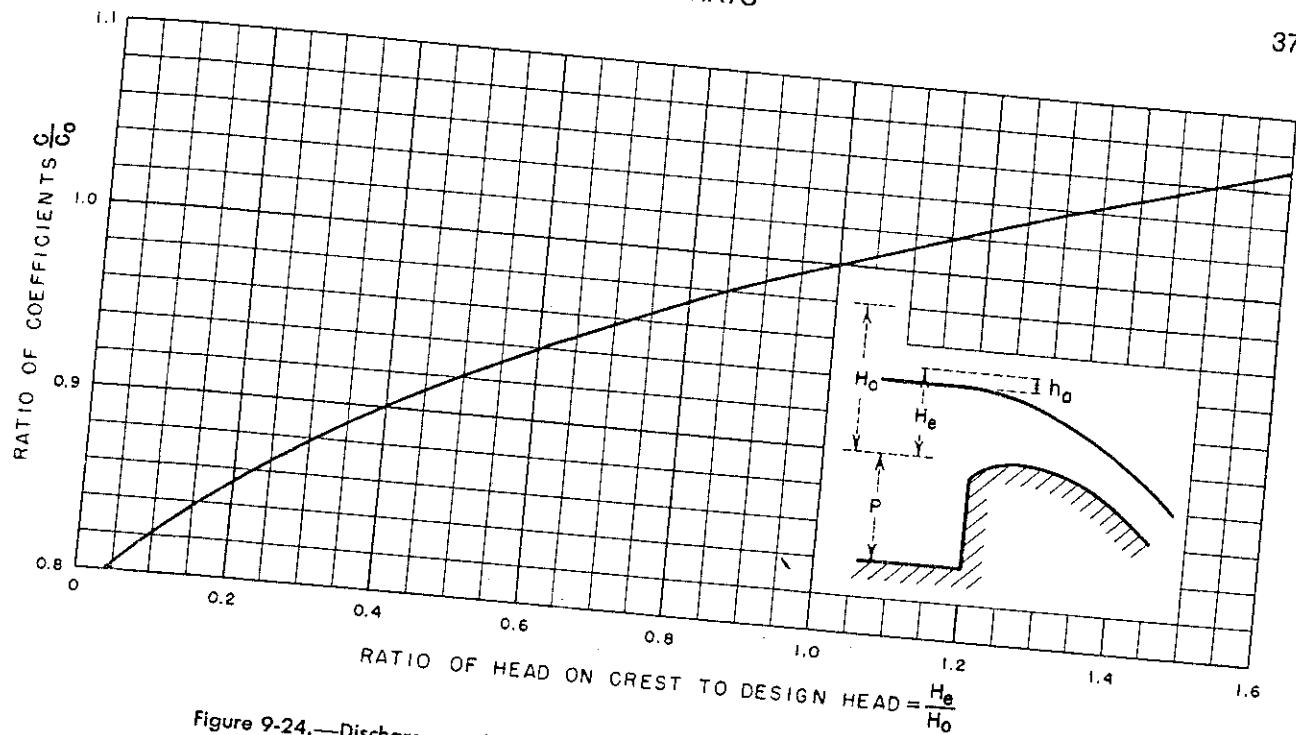


Figure 9-24.—Discharge coefficients for other than the design head. 288-D-2410.

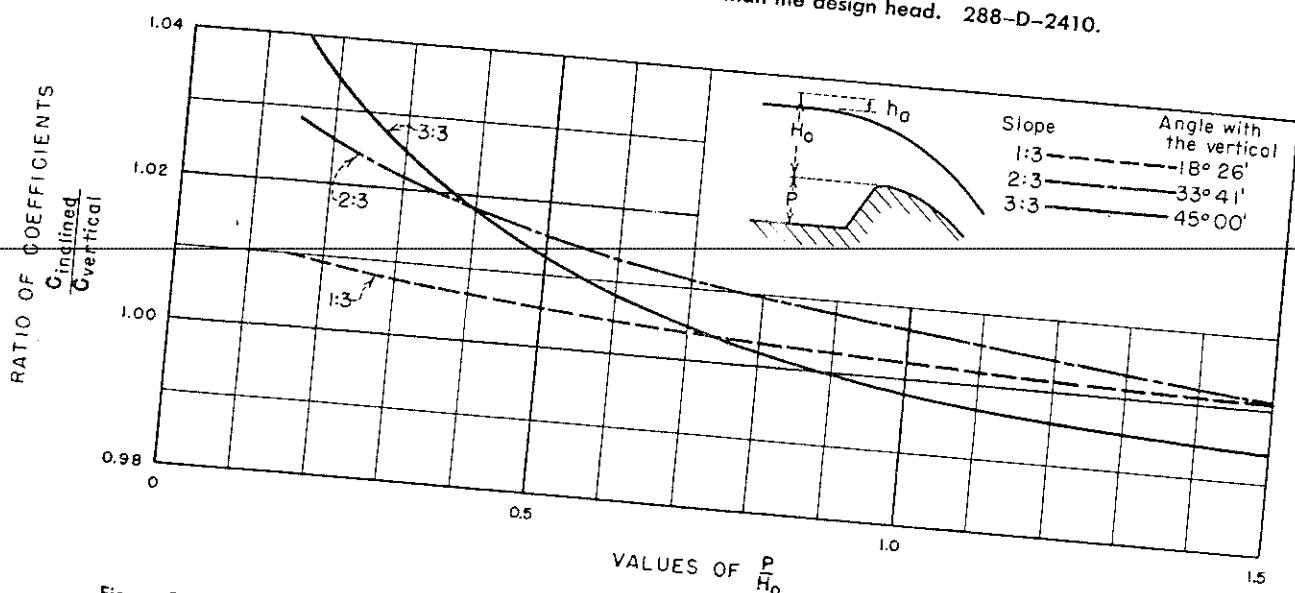


Figure 9-25.—Discharge coefficients for ogee-shaped crest with sloping upstream face. 288-D-2411.

crest is sloped 1:1, and the entrance channel is 100 feet long. A bridge is to span the crest, and 18-inch-wide bridge piers with rounded noses are to be provided. The bridge spans are not to exceed 20 feet. The abutment walls are rounded to a 5-foot radius, and the approach walls are to be placed at 30° with

the centerline of the spillway entrance.

To solve the problem, either the approach depth and apron position with respect to the crest must be selected and the appropriate coefficient determined, or an arbitrary coefficient must be selected and the appropriate dimensions determined. The

## DESIGN OF SMALL DAMS

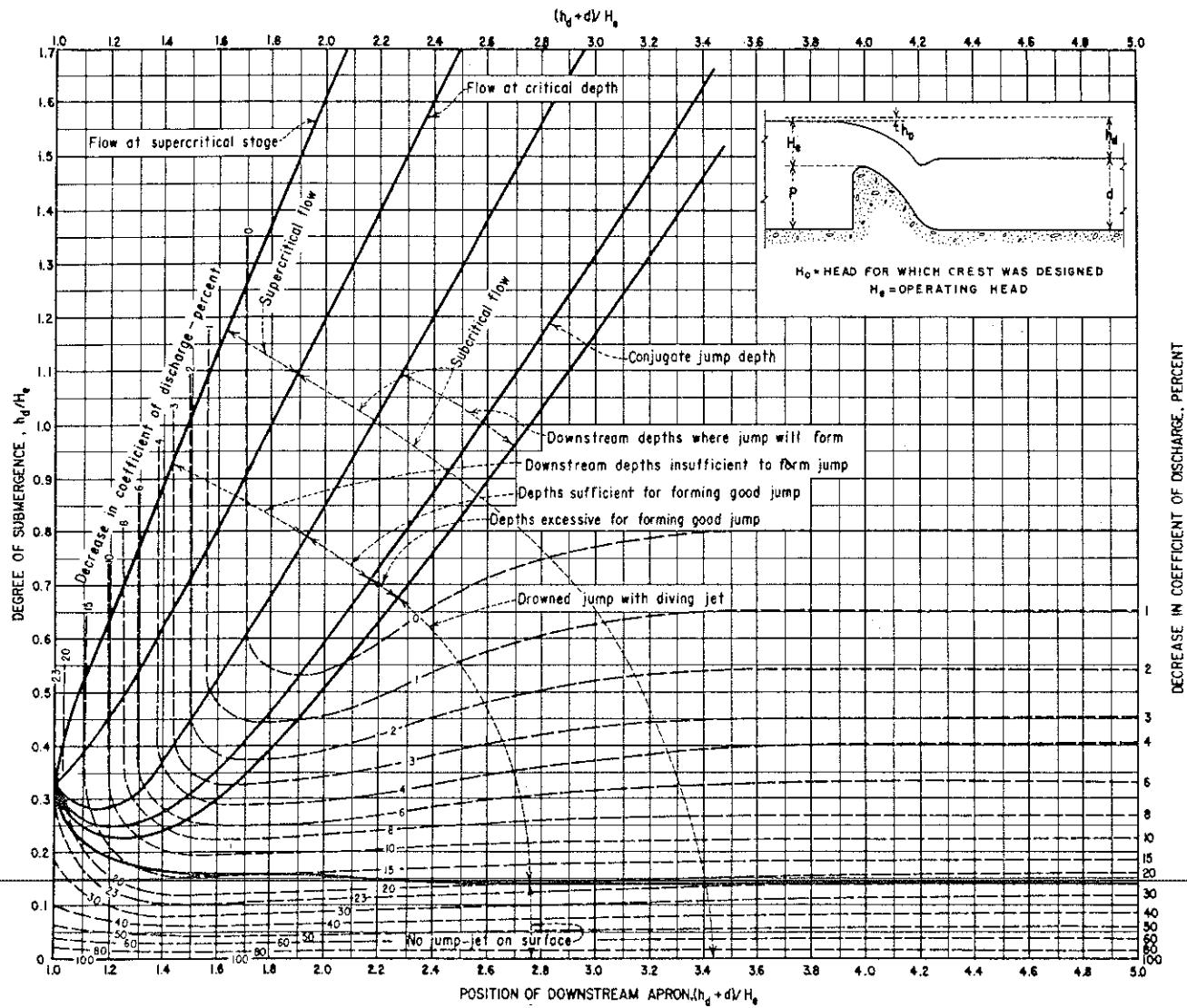


Figure 9-26.—Effects of downstream influences on flow over weir crests. 288-D-2412.

solutions will show both procedures.

(1) *Procedure 1.*—First, assume the position of the approach and downstream apron levels with respect to the crest level, say 2 feet below crest level. Then  $H_e + P$  is approximately 7 feet.

To evaluate the approach channel losses, assume a value of  $C$  to obtain an approximate approach velocity, say  $C = 3.7$ . Then the discharge per unit of crest length,  $q$ , is equal to  $CH_e^{3/2} = 3.7 \times 5^{3/2} = 41 \text{ ft}^3/\text{s}$ . Therefore, the velocity of approach  $v_a = q/(H_e + P) = 41/7 = 5.9 \text{ ft/s}$ , and the approach velocity head,  $h_a = v_a^2/2g = 5.9^2/64.4 = 0.5 \text{ feet}$ .

Assuming the friction coefficient in Manning's formula  $n = 0.0225$ , and assuming the hydraulic radius  $r = \text{the depth of approach}$ , then the friction slope is equal to:

$$s = \left( \frac{v_a n}{1.486 r^{2/3}} \right)^2 = \left( \frac{5.9 \times 0.0225}{1.486 \times 7^{2/3}} \right)^2 = 0.0006$$

Therefore, the total approach channel friction loss,  $h_f = 100 (0.0006) = 0.06 \text{ feet}$ . Assuming an entrance loss into the approach channel equal to  $0.1h_a$ , the total loss of head in the approach is approximately  $0.06 + (0.1 \times 0.5) = 0.11 \text{ feet}$ .

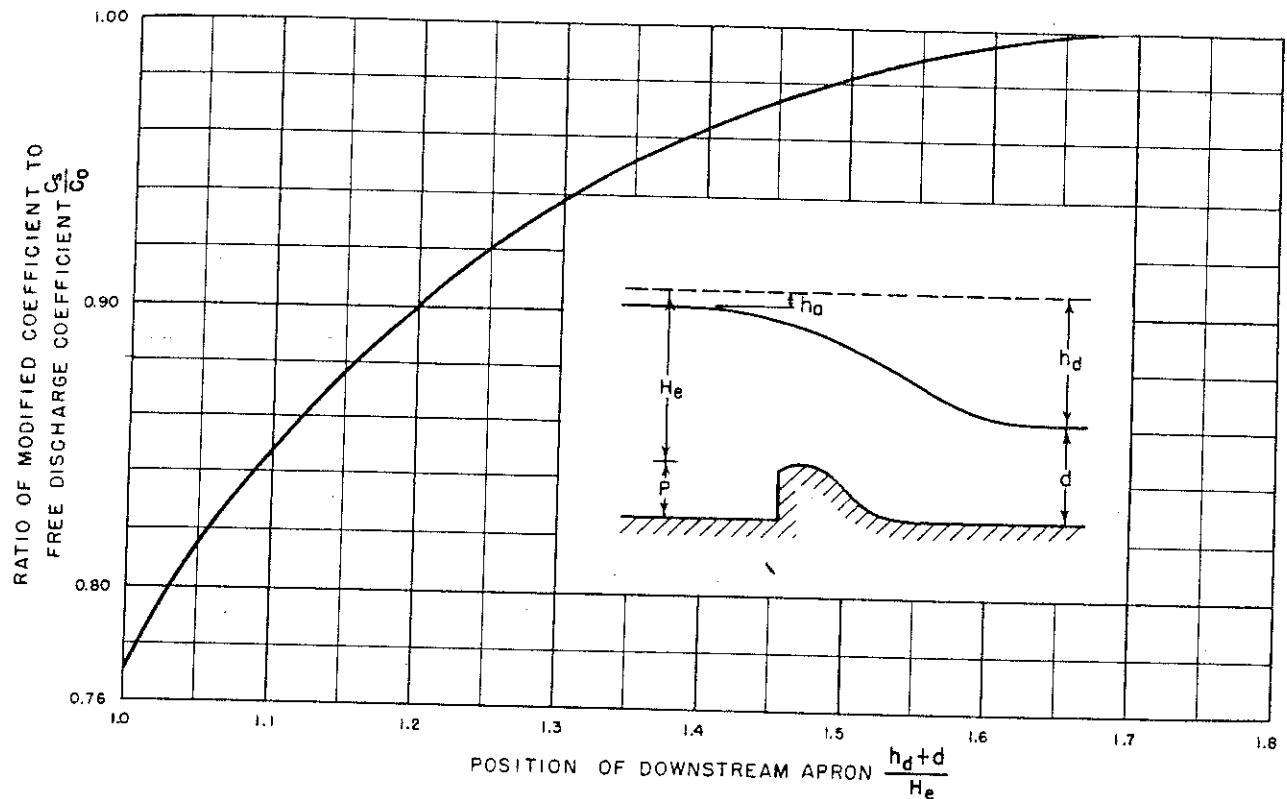


Figure 9-27.—Ratio of discharge coefficients resulting from apron effects. 288-D-2413.

The effective head,  $H_o = 5.0 - 0.11 = 4.89$  feet, and  $P/H_o = 2/4.89 = 0.41$ . From figure 9-23, if  $P/H_o = 0.41$ , then  $C_o = 3.77$ .

Figure 9-25 is used to correct the discharge coefficient for the inclined upstream slope. For a 1:1 slope and  $P/H_o = 0.41$ ,  $C_i/C_o = 1.018$ . Then,  $C_4 = 1.018(3.77) = 3.84$ .

Next, the relationships  $(h_d + d)/H_e$  and  $h_d/H_e$  are evaluated to determine the downstream effects. The value of  $(h_d + d)/H_e$  is approximately  $6.89/4.89 = 1.41$ . From figure 9-26, for  $(h_d + d)/H_e = 1.41$ ,  $h_d/H_e$  at supercritical flow = 0.91. If supercritical flow prevails,  $h_d$  should be equal to  $0.91H_e = 0.91(4.89) = 4.44$ , and  $d$  should be  $6.89 - 4.44 = 2.45$  feet. With the indicated unit discharge of approximately  $41 \text{ ft}^3/\text{s}$ , the downstream velocity will be approximately  $41/2.45 = 16.7 \text{ ft/s}$ , and the velocity head,  $h_v = 16.7^2/64.4 = 4.3$  feet. The closeness of  $h_d$  and  $h_v$  verifies that the flow is supercritical. From figure 9-26, it can be seen that the downstream effect is caused by apron influences only, and that the corrections shown on figure

9-27 will apply. The ratio of the modified  $C_s$  to the coefficient  $C_o$  for a downstream apron position determined by the  $(h_d + d)/H_e$  ratio of 1.41 is 96.6 percent. The coefficient has now been corrected for all influencing effects.

The next step is to determine the required crest length. For the design head  $H_o = 4.89$  feet, the required effective crest length is:

$$L = \frac{Q}{CH_o^{3/2}} = \frac{2,000}{3.71(4.89)^{3/2}} = 49.9 \text{ feet}$$

To correct for pier effects, the net length from equation (4) is:

$$L' = L + [2(NK_p + K_a)H_e]$$

If the bridge spans are not to exceed 20 feet, two piers will be required for the approximately 50-foot total span; therefore,  $N = 2$ . Therefore:

$$L' = 49.9 + [2(2[0.01] + 0)4.89] = 50.1 \text{ feet}$$

The foregoing procedure establishes a discharge coefficient for the design head. For computing a

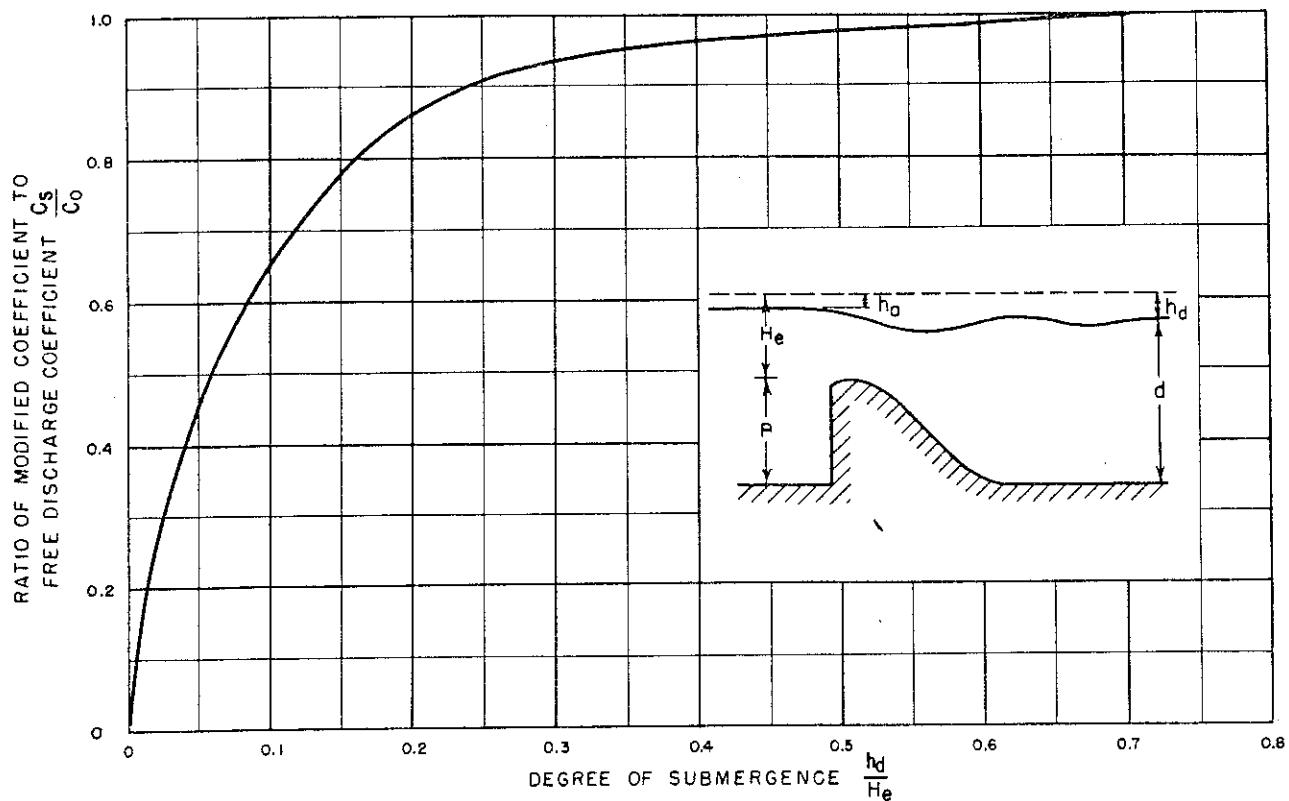


Figure 9-28.—Ratio of discharge coefficients caused by tailwater effects. 288-D-2414.

rating curve, coefficients for lesser heads must be obtained. Because the variations of the different corrections are not consistent, the procedure for correcting the coefficients must be repeated for each lesser head. The variables can be tabulated in a form similar to that used in table 9-2.

(2) *Procedure 2.*—First, assume an overall discharge coefficient, say 3.5. The discharge per unit length,  $q$ , is then equal to  $3.5H_e^{3/2} = 39.2 \text{ ft}^3/\text{s}$  for  $H_e = 5 \text{ feet}$ . Then the required effective length of the crest,  $L$ , is equal to  $Q/q = 2,000/39.2 = 51 \text{ feet}$ .

Next, the approach depth is approximated from figure 9-23; for  $C = 3.5$ ,  $P/H_o$  is approximately 0.2. Thus, the approach depth cannot be less than 1 foot. To allow for other factors that may reduce the coefficient, an approach depth of about 2 feet might reasonably be assumed.

With a 2-foot approach depth, the computation for approach losses is the same as in the procedure 1 solution, and the effective head  $H_o = 4.89 \text{ feet}$ . Similarly,  $C_i = 3.84$ .

Because the overall coefficient of 3.5 was

assumed for the 5-foot gross head, the corresponding coefficient,  $C_o$ , for the 4.89-foot effective head can be calculated from the equation  $C_o/C_g = H_g^{3/2}/H_e^{3/2}$ ; where the subscript  $g$  refers to gross head. Therefore,  $C_o = C_g (H_g/H_e)^{3/2} = 3.5(5.0/4.89)^{3/2} = 1.035(3.5) = 3.62$ .

Therefore, submergence ratio  $C_s/C_o = 3.62/3.84 = 0.94$ , and from figure 9-27,  $(h_d + d)/H_e = 1.3$ . Thus,  $h_d + d = 1.3(4.89) = 6.4 \text{ feet}$ . The downstream apron should therefore be placed 1.4 feet below the crest level.

Because it was demonstrated previously that pier and contraction effects are small, they can be neglected in this example, and the net crest length is, therefore, 51 feet. This crest length and downstream apron position can be varied by altering the assumptions of overall coefficient and approach depth.

The discharge rating curve may be developed by a process similar to that used in procedure 1.

(b) *Example 2.*—Design an uncontrolled overflow crest for a diversion dam to pass 2,000  $\text{ft}^3/\text{s}$

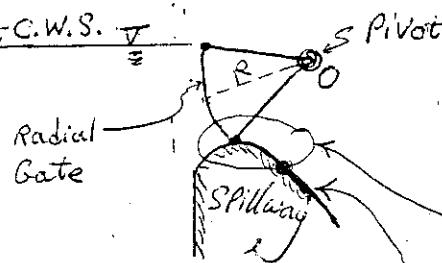
End of  
Ex. (1)



(۳) سریز کنگره نوع Ogee با دریچه لترل

(Gate-Controlled Ogee Crested Weirs)

G.W.S.



درین سرایط : جریان از روی سریز و زیر دریچه، مسایب حالت جریان از روزنه است.

خدام تابع سریز } مسایب خدمت جریان خروجی از روزنه دریچه است  
براساس خدمت سریز کنگره با جریان آزار (برون دریچه)

پرتوخانه تابع سریز : مشتمل به هندسه روزنه دارد.

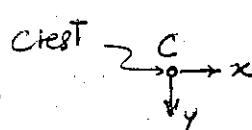
الف) روزنه تمام اوی تابع سریز ( $\theta = 0^\circ$ ) :

$H = \text{ارتفاع ازرس} - \text{ارتفاع روزنه باز دریچه}$

خدمت تابع سریز :

$$y = \frac{x^2}{4H}$$

ب) روزنه با زاویه  $\theta$  : استاد روزنه تمام نیست.



خدمت تابع سریز :

$$y = x \tan \theta + \frac{x^2}{4H G^2 \theta}$$

اگر ( $\theta = 0^\circ$ )  $\leftarrow$  شرایط روزنه تمام (الف)

نکات ۳۴ :

۱ - پرتوخانه تابع سریز در اینحالت، کمتر از سرایط برون دریچه است (A wider ogee).

۲ - در سرایط که دریچه کامل باز باشد و سرایط جریان آزار برروی سریز داشته باشند، ضریب رسوب (C) کمتر از حالتی است که سریز برون دریچه طراحی شود (زیرا توزیع نثار سیلان روی تابع سریز ایجاد سکندری).

۳ - مزایای این نوع سریز، کنترل ارتفاع سطح آب بالا داشت سریز تابع از زیست عبور (Q) است. در مواقع سیلان پذیر باز نمودن دریچه، ارتفاع سطح آب سیلان، کاهش ناچ ملاحظه ای می یابد.

۴ - معایب سریز، مزایای کارکرد دریچه ها در سرایط پردازی سیلان؛ و آسیب دیگر هندسه دریچه ها و ضریب نیزی که در بلند اجرا نشود است.

معادله حریق:

شکاف طبیعتی مسایل حریق لزید روزنه با بارگاه کم (Low Head Orifice)

دو نوع معادله:

$$Q = C D L_e \sqrt{2gH}$$

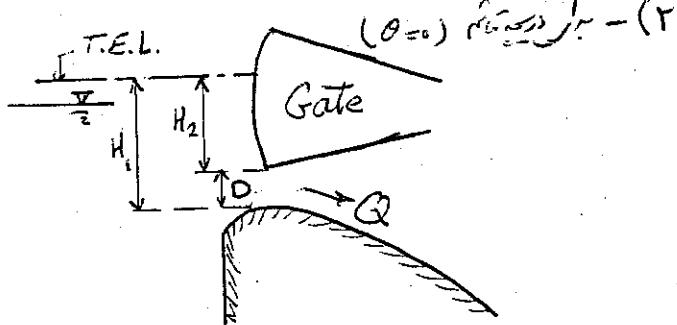
$D$  = ارتفاع روزنه دریچه

$L_e$  = طول محدود سریز

P.379 - FIG.(9-31) مطابق از مرکز بازدیدی دیکه مطابق (1) مراجعه شاهد (1).

مطابق سعنونق: صدیق زی تتوسط  $C = f(\theta^\circ)$

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C L_e (H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$$



$$C = f\left(\frac{D}{H_1}\right) \rightarrow \text{FIG. 257}$$

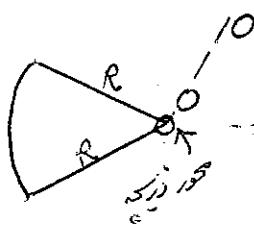
Mراجعه شاهد (1)

\* صدیق زی (C) تابعی است لز: - نوع و سلسله دریچه: - ضمایر سریز: شکاف طبیعتی بازدیدی دیکه لذا، برآورده لوله C سهی می باشد. (امکان استغاثه بسته است)

\* در مرحله صراحت اولیه: عموماً سریز نصبیت آزاد (بازدیدی) در تصریف روزنه سده در دیکه محاسبه میگردد. ولی سهی تحت تأثیر دورنایح سریز رئایه آن در ماضی صدیق C - مربوط به معادله سریز آزاد - باید در تصریف

\* صریعه ساز سیم از دایب رابط  $Q$  در طبقه پنجم.

برخی صفات صراحت:



$$R = \begin{cases} (1.2-1.5)H & \text{مطابق دریچه} \\ (1.5-2.5)H & \text{مطابق سطح آب بالاتر} \end{cases}$$

ارتفاع:  $(2-14) m$

عرض دریچه:  $(3-40) m$

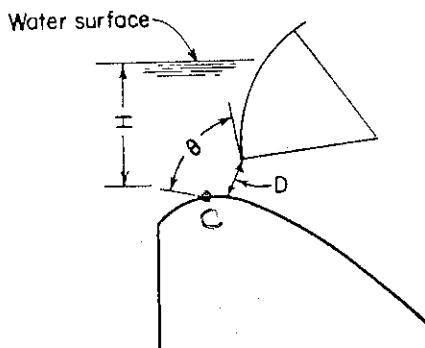
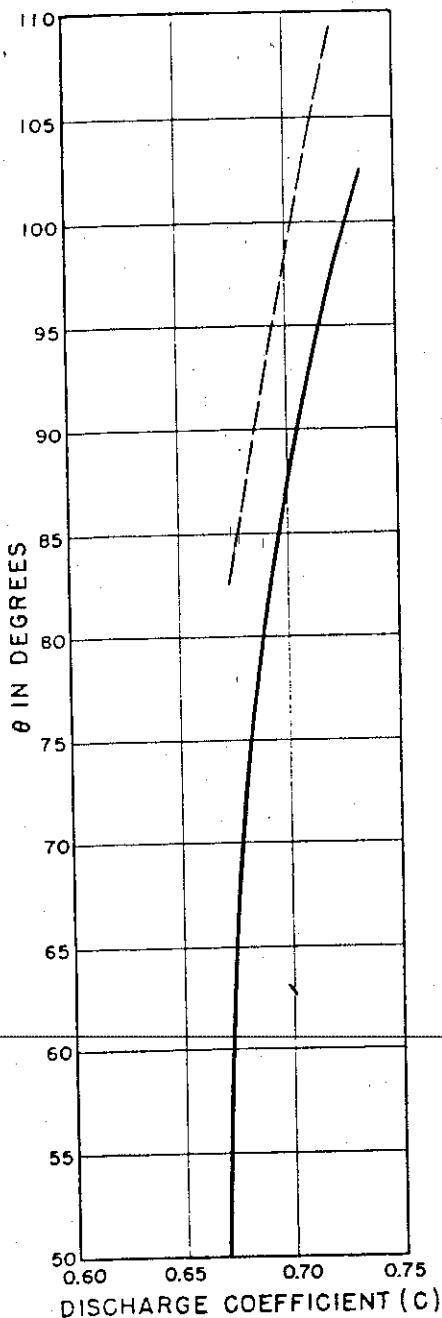
(ارتفاع عرض دریچه)  $\leq 300 m^2$

مبلغ: کتاب سازه های سفلی آب

دکتر سیدی احمد

## SPILLWAYS

379



## EQUATION FOR DISCHARGE

$$Q = CDL\sqrt{2gH}$$

D = Net gate opening

L = Crest width

H = Head to center of gate opening

For C, use dashed line when gate seats on crest and solid line when gate seats below crest.

## REFERENCE

U.S. Army  
Corps Of Engineers  
Hydraulic Design Criteria  
Design Chart 311-1

Figure 9-31.—Discharge coefficient for flow under gates. 103-D-1875.

Because both the incoming velocities and the channel velocities will be relatively slow, a fairly complete intermingling of the flows will occur, thereby producing a comparatively smooth flow in the side channel. Where the channel flow is at the supercritical stage, the channel velocities will be high,

and the intermixing of the high-energy transverse flow with the channel stream will be rough and turbulent. The transverse flows will tend to sweep the channel flow to the far side of the channel, producing violent wave action with attendant vibrations. Therefore, it is evident that flows should be

(C) COEFFICIENT OF DISCHARGE FOR ORIFICE FLOW

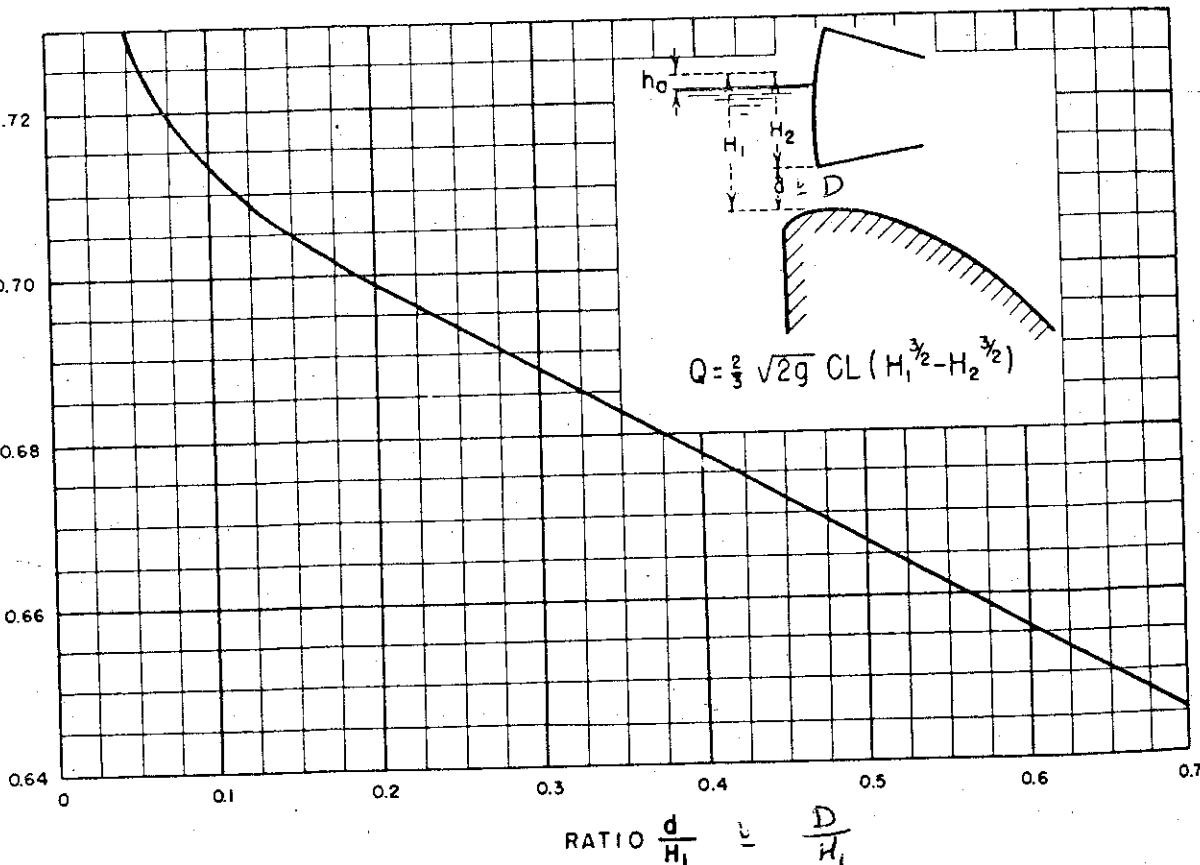


Figure 257. Coefficient of discharge for flow under gates. 288-D-2417.

is the inflow per foot of length of weir crest. The momenta<sup>8</sup> at the two sections therefore will be:

$$\text{Upstream, } M_u = \frac{Qv}{g} \quad (8)$$

$$\text{Downstream, } M_d = \frac{[Q + q(\Delta x)]}{g} [v + \Delta v] \quad (9)$$

Subtracting equation (8) from equation (9):

$$\frac{\Delta M}{\Delta x} = \frac{Q(\Delta v)}{g} + \frac{q(\Delta x)}{g} [v + \Delta v] \quad (10)$$

Dividing by  $\Delta x$ :

$$\frac{\Delta M}{\Delta x} = \frac{Q(\Delta v)}{g(\Delta x)} + \frac{q}{g} [v + \Delta v] \quad (11)$$

The rate of change of momentum with respect to time being  $v$  times the rate of change with respect to  $x$ , and considering the average velocity to be  $[v + \frac{1}{2}(\Delta v)]$ , equation (11) can be written:

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = \frac{Q(\Delta v)}{g(\Delta x)} \left[ v + \frac{1}{2}(\Delta v) \right] + \frac{q}{g} [v + \Delta v] \left[ v + \frac{1}{2}(\Delta v) \right] \quad (12)$$

As  $\frac{\Delta M}{\Delta t}$  is the accelerating force, which is equal to the slope of the water surface  $\frac{\Delta y}{\Delta x}$  times the average discharge, equation (12) becomes:

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} \left[ Q + \frac{1}{2}(\Delta Q) \right] = \frac{Q(\Delta v)}{g(\Delta x)} \left[ v + \frac{1}{2}(\Delta v) \right] + \frac{q}{g} [v + \Delta v] \left[ v + \frac{1}{2}(\Delta v) \right] \quad (13)$$

<sup>8</sup> The weight of 1 cubic foot of water is taken as a unit force to eliminate the necessity of multiplying all forces and momenta by 62.5 to convert them into pounds.

# Chapter 15

## Hydraulic Structures

J. Saldarriaga

### 15.1 Introduction

A variety of hydraulic structures are available to control water levels and regulate discharges for purposes of water supply, water storage, flood alleviation, irrigation, etc. These range from the weirs/slides of small channels to the overflow spillways of large dams. Many of these structures may also be used as discharge measuring devices (BS 3680, 1981). The present chapter mainly deals with the spillways and their associated energy dissipators, as examples of common hydraulic structures.

### 15.2 Spillways

A spillway is the overflow device of a dam project which is essential to evacuate excess of water, which otherwise may cause upstream flooding, dam overtopping and eventually dam failure. Basically there are three types of spillways – overspill (ogee or side channel), shaft (morning glory), and siphon. The overspill types are the most frequently encountered and which are described here in detail. The reader may refer to Novak *et al.* (1997)<sup>4</sup> for other types and further information.

#### (a) Overfall spillways

The basic shape of the overfall spillway (ogee spillway) is derived from the lower envelope of the overfall nappe (see fig. 15.1) flowing over a high vertical rectangular notch with an approaching velocity  $V_a$  close to zero and a fully aerated space beneath the nappe (see also Chapter 3, Section 3.17 (e)). For a notch of width  $b$ , head  $h$ , and discharge coefficient  $C_d'$  the discharge equation (see also equation 3.34) is:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} b C_d' \left[ \left( h + \frac{\alpha V_a^2}{2g} \right)^{3/2} - \left( \frac{\alpha V_a^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \quad (15.1)$$

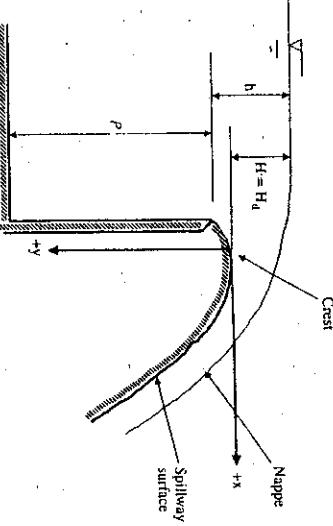


Figure 15.1 Crest of an ogee overfall spillway

which, for  $V_a = 0$ , reduces to:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2gb} C_d h^{3/2} \quad (15.2)$$

This coefficient  $C_d$  ( $= 0.62$ ) is valid for a rectangular sharp crested weir.

Scimemi (see USBR, 1987<sup>a</sup>) expressed the shape of the nappe in coordinates  $x$  and  $y$  measured from the highest point (at a distance  $0.282 H_d$  away from the sharp crested sill) of the water jet, for  $H/H_d = 1.0$  as:

$$y = Kx^n \quad (15.3)$$

with

$$K = 0.5; n = 1.85$$

For other values of  $H$  the nappes are similar and the equation can be rewritten as:

$$y/H = K(x/H)^n$$

or

$$y = Kx^n H^{1-n} = 0.5x^{1.85} H^{-0.85}$$

Towards upstream of the summit point the nappe has the shape of two circular arcs, one with a radius  $R = 0.5 H_d$  up to a distance of  $0.175 H_d$  and the other with a radius of  $R = 0.2 H_d$  up to the sharp sill (Novak *et al.*, 1997<sup>a</sup>).

In fig. 15.1 it is clear that the head  $H$  above the new crest is smaller than the head  $h$  above the crest of the sharp-edge notch from which the shape of the overfall spillway was derived. For an overfall spillway one can rewrite the discharge equation as:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2gb} C_d h^{3/2} \quad (15.4)$$

$$\text{or, if } V_a = 0: \\ Q = \frac{2}{3} \sqrt{2gb} C_{d_0} H_d^{3/2} \\ \text{In equation (15.4) } H_d \text{ is the design energy head given by:} \\ H_d = H_d + \alpha \frac{V_a^2}{2g} \quad (15.5)$$

$H_d$  being the design head and  $C_{d_0}$  being the design discharge coefficient equal to 0.745 for spillways of  $P/H_d > 3.0$ . For any other head ( $H$ ) the discharge coefficient varies suggesting for  $H/H_d < 1.0$ ,  $0.58 < C_d < 0.745$ , and for  $H/H_d > 1.0$ ,  $C_d > 0.745$  (see Figs 3.19 and 3.20).

### Negative pressures and cavitation

When  $H/H_d > 1.0$  negative pressure exists underside of the nappe which may lead to cavitation problems. In order to avoid this problem it is suggested that  $H < 1.65 H_d$ . To find the pressure under the downstream nappe one can use the Cassidy's (see USBR, 1987<sup>b</sup>) relation:

$$\frac{P_m}{\rho g} = -1.17H \left( \frac{H}{H_d} - 1 \right)$$

in which  $p_m$  is the gauge pressure under the nappe.

### Gated spillways

Gates are used in spillways to increase the reservoir capacity. For gated spillways, the placing of the sill by  $0.2H_d$  (see Novak *et al.*, 1997<sup>a</sup>) downstream of the crest substantially reduces the tendency towards negative pressures for outflow under partially raised gates. The discharge through partially raised gates can be calculated from:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2gb} C_d \left( H^{3/2} - H_1^{3/2} \right) \quad (15.6)$$

with  $C_d = 0.6$ , in which  $H$  is the distance from the spillway crest until the upstream (reservoir) water level and  $H_1$  is the distance from the lower gate lip until the same water level. Alternatively an equation (orifice) of the type,

$$Q = C_{d_0} b a (2gH_e)^{1/2} \quad (15.7)$$

where  $a$  is the distance of the gate lip from the spillway surface, and  $H_e$  is the effective head on the gated spillway, which is very similar to  $H$  could also be used.

~~water and head losses up to and including the vertical bend, and uniform flow at a depth of 75 percent with long-term tunnel roughness (assume Manning's  $n = 0.016$ ) in the flat-tunnel section downstream.~~

If the head is sufficient to produce a velocity of 25 to 30 m/s at the end of the vertical curve, an aeration ramp must be provided upstream of the curve. The location and geometry of the aeration ramp generally are determined by a physical model because of the circular shape of the tunnel.

### 17.9.3 Flat-Tunnel Section

The *flat-tunnel section* is generally situated as low as possible to minimize the tunnels size while maintaining the downstream end above the tailwater. If the downstream end is fixed—say, 3 meters above maximum tailwater—then the tunnel's size and slope are proportioned to produce a depth and velocity at the vertical bend that is consistent with headwater and energy losses in the entrance structure and the inclined shaft. In some cases, the length of the tunnel may be such that the downstream tunnel extends directly to the entrance structure without an inclined tunnel section. In such a case, the aeration ramp would be placed in the downstream tunnel if the velocity reaches approximately 25 to 30 m/s.

It is most convenient for hydraulics and construction if the tunnel section has a square bottom, which provides more flow area and simplifies the design of the aeration ramp. It also eliminates the transition from the downstream tunnel to the flip-bucket.

### 17.9.4 Flip-Bucket

The energy dissipator for a tunnel spillway will almost always be a *flip-bucket* because it is generally the most economical solution. Any transition from the tunnel to the flip-bucket must be gradual. The simplest flip-bucket is the straight cylindrical type that has the same width as does the tunnel. However, if the impact of the jet with the tailrace is not acceptable, a special bucket may be required. Such a bucket might turn or spread the flow, to limit or localize the plunge-pool scour. A special bucket generally requires a physical model. Because the tunnel spillway, as a general rule, will have special features, a physical model is usually recommended.

## 17.10 SPILLWAY CHUTE



### 17.10.1 Smooth Chute

The *spillway chute* connects the crest structure with an energy dissipator. In plan, it may be straight or curved, have a uniform width, or be tapered. The most common design is a straight chute with a gradual taper. More complex designs require physical model tests. In section, it can have a uniform slope or have more than one slope connected by vertical curves. The most common chute profile is a flat upper chute and a steep lower chute connected by a vertical curve. Chute friction losses are generally calculated assuming that the minimum Manning's  $n = 0.010$  (for energy dissipator design) and that the maximum Manning's  $n = 0.016$  (for wall heights).

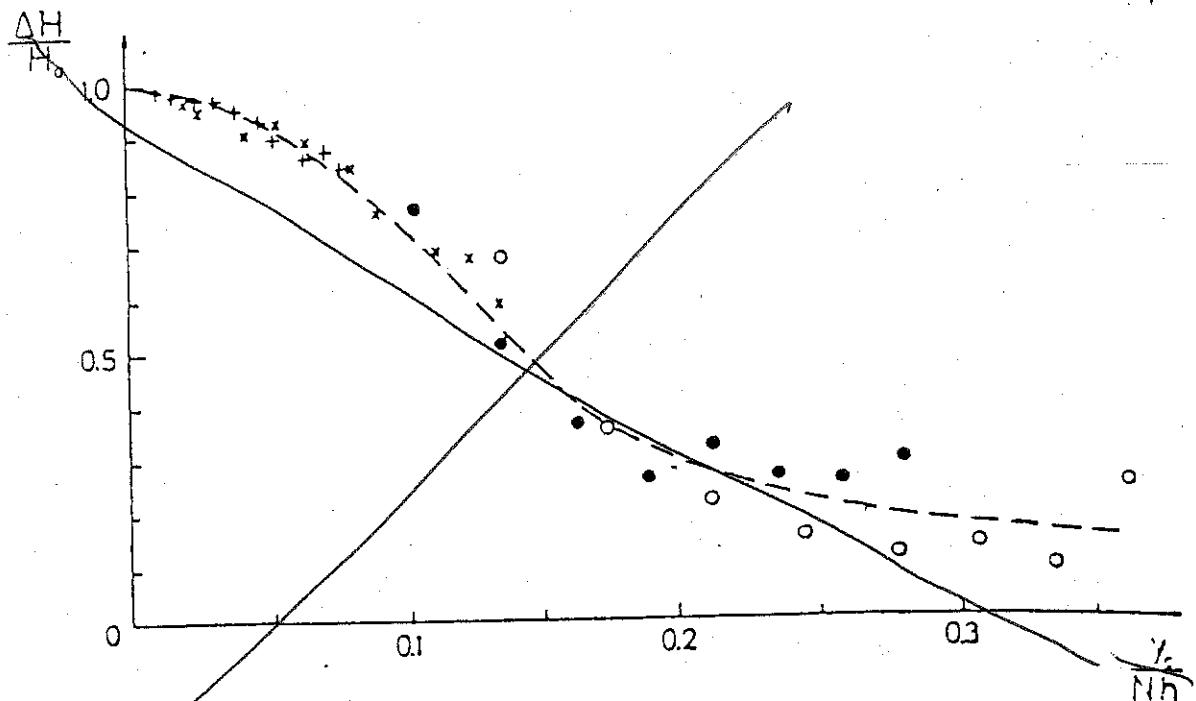


Figure 17.31 Relationship between head loss and critical depth for a stepped-chute spillway.  
(Christodoulou, 1993)

*Side-wall freeboard can be taken as 20% of the calculated depth for a straight chute and 30% of calculated depth for a gradually tapered chute (3° maximum, each wall). For curved chutes, model studies are required. When chutes are gated, without interior divide walls, models are required to check tide-up of the flow on walls from nonuniform gate operations. Interior divide walls are sometimes used to separate normal-release bays from flood-release bays. The divide walls are normally sized for some part-gate condition to limit their height and cost.*

### 17.10.2 Stepped Chutes

With the introduction of roller-compacted concrete dams, it has become convenient to leave steps on the downstream face of the spillway of a gravity dam. The steps not only save money on the chute but also dissipate energy that would remain to be dissipated by the stilling basin at the base of the dam (Zipparro and Hasen, 1993). Fig. 17.29 is a typical spillway section in a roller-compacted concrete dam. The design procedure for hydraulic design of the spillway is as follows:

1. Set the ungated crest length so that the maximum crest head is no more than 10 ft. (3 m).
2. Shape the ogee in accordance with Step 9 in Sec. 17.2.
3. Set the step height so that the ratio of critical depth at the crest over the step height is  $y_c/h < 4$  (Fig. 17.30).
4. Determine the head loss from headwater to stilling basin level based on Figs. 17.30 and 17.31. ( $N =$  number of steps).
5. Size the stilling basin in accordance with Chap. 18.

۸۱/۱۰/۲۳  
پاک

۱/۵

## نیمای طرح افزایش ارتفاع سد زرینه رود

### ۱- موقعیت جغرافیائی :

سد مخزنی زرینه رود در استان کردستان و در فاصله ۳۵ کیلومتری جنوب شرقی شهرستان بوکان واقع شده است. این سد در فاصله سالهای ۱۳۴۶ تا ۱۳۵۰ ساخته شده و از سال ۱۳۵۰ به بعد مورد بهره برداری قرار گرفته است.

### ۲- تاریخچه طرح :

موضوع افزایش ارتفاع سد مخزنی زرینه رود به منظور ذخیره حجم بیشتر آورد رودخانه زرینه رود که تقریباً ۴۰ درصد آن در حال حاضر در مخزن سد تنظیم میشود از سالهای دهه پنجاه مطرح گردیده است. در مکاتبی که در سال ۱۳۵۳ میلادی سازمان آب و برق آذربایجان و شرکت مهندسین مشاور جستین - کورتنی (طرح سد) صورت گرفته، مهندسین مشاور مذکور نصب دریچه هایی به ارتفاع ۴ متر را برروی سرریز پیشنهاد نموده است، لیکن پیشنهادات و ایده های مربوط به افزایش ارتفاع سد در سالهای قبل از انقلاب بطور جدی بی گیری نشده است، در مهرماه سال ۱۳۶۳ قرارداد مطالعات مرحله اول طرح افزایش ارتفاع سد زرینه رود و نیروگاه بر قابی بین سازمان آب منطقه ای آذربایجان شرقی و شرکت مهندسی مشاور مهاب قدس منعقد گردید، در آن زمان اهداف طرح تأمین آب کشاورزی اراضی دشت میاندوآب، تأمین آب شرب تبریز و طراحی نیروگاه در محل سد بود. پس از انجام مطالعات مرحله اول توسط مشاور وقفه نسبتاً طولانی بین این مطالعات و شروع مطالعات مرحله دوم بوجود آمد، بطوریکه قرارداد مطالعات مرحله دوم در سال ۱۳۷۸ بین شرکت سهامی آب منطقه ای آذربایجان غربی و شرکت مهاب قدس منعقد گردید، بر اساس مطالعات مرحله دوم، شرکت مهندسی مشاور مهاب قدس و اریانهای مختلفی را برای افزایش ارتفاع سد برسی نموده و به کار فرمای محترم پیشنهاد نمود که نهایتاً افزایش ارتفاع تاج سد به میزان  $\frac{2}{5}$  متر همراه با نصب ۱۰ عدد دریچه قطاعی بر روی سرریز به ارتفاع ۵ متر مورد تصویب کارفرما قرار گرفت، با این تغییرات بر روی بدنه و سرریز سد رقوم نرمال مخزن به میزان هشت (از تراز ۱۴۱۶ به تراز ۱۴۲۱) افزایش می یابد.

مشخصات کی سد مخزنی زرینه رود (نوکار) قبل از ترویش ارتفاع

۱/۵

آبیاری ۴۸۰۰ هکتار اراضی دشت زرینه رود و کنترل سیالاب  
۱۳۴۶-۱۳۵۰

هدف از احداث سد :

سال احداث :

طراح :

پیمانکار ساختمانی :

پیمانکار تجهیزات :

نوع سد :

ارتفاع از بی :

نوع بی :

رسوبات آبرفتی به ضخامت تا ۴۳ متر متشكل از شن و ماسه در زیر  
بدنه سد (سنگ پی بستر رودخانه ، جناحين سد و سازه های  
وابسته را گرانیت - گرانیس تشکیل می دهد)

طول تاج :

عرض تاج :

عرض خاکریز در امتداد رودخانه

رقوم تاج سد :

رقوم نرمال مخزن :

رقوم حداقل مخزن :

رقوم حداقل مخزن :

حجم مخزن در رقوم نرمال :

حجم مفید مخزن :

متوسط آبدھی سالیانه رودخانه :

وسعت حوضه آبریز :

وسعت دریاچه در تراز نرمال :

نوع سرریز :

عرض سرریز :

رقوم آستانه سرریز : ۷۰.۲ سرریز

حوضچه آرامش سرریز :

تأسیسات آبگیری :

سیستم آبگیری سد :

(ورودی تونلها)

سیستم آبیاری :

(خروجی تونلها)

بتنی - آزاد (در جناح راست)

۱۴۰ متر

(masl) ۱۴۱۶

تیپ USBRIII

دو رشته تونل به طول ۲۵۰ متر و قطر همترا (در جناح چپ)

برج بتنی به ارتفاع ۴۰ متر دارای آشغالگیر و دریچه های کشویی

راس

دو عدد شیر هاول بانگر + دو عدد شیر پروانه ای

## مشخصات این سد پس از افزایش ارتفاع

هدف :	افزایش حجم ذخیره آب در مخزن سد بمنظور تامین آب کشاورزی دشت زرینه رود، شرب تبریز و شهرهای پائین دست
رقوم تاج سد :	۱۴۲۶/۵ (masl)
نحوه افزایش ارتفاع :	خاکریزی برروی تاج سد شامل اجرای هسته، فیلتر و پوسته
عرض تاج :	۵ متر
سرریز :	برروی سرریز ۱۰ عدد دریچه قطاعی به ارتفاع ۵ متر نصب می شود
رقوم نرمال جدید :	(masl) ۱۴۲۱
رقوم آبدرحداکثر سیل محتمل :	(masl) ۱۴۲۴/۹۶
حجم نرمال جدید :	۷۶۲ میلیون مترمکعب
آب بندی :	اجرای عملیات پرده تزریق در جلو سرریز و تکیه گاهها
سیستم آبگیری سد :	احداث دو دهنه آبگیر جدید برروی تونلهای موجود سد
سیستم آبیاری :	برداشتن شیرهای موجود و اجرای سیستم اتصال نیروگاه و نصب دریچه
نیروگاه :	نصب دو واحد نیروگاه ۱۰ مگاواتی در پائین دست تونلهای آبگیر فعلی سد
نوع توربین ها :	فرانسیس یا محور عمودی هریک به قدرت ۱۰/۲ مگا وات

توضیح: کارهای ساختمانی مربوط به تونلهای احداث نیروگاه هنوز به مناقصه نرفته است.

مجمع عجمی سد خالی بہان (رینہ اور)

ارتفاع سد جبیر : ۵۰ ستر  
ارسال سد جبیر :  $\frac{1}{15}$  متر اسٹریلی ارتفاع

عملی جبیر سد : ۵.۰ م

ارتفاع جبیر سد : ۱۴۲۶.۵۰ م

1450.0  
1440.0  
1430.0  
1420.0  
1410.0  
1400.0  
1390.0  
1380.0  
1370.0  
1360.0  
1350.0  
1340.0

EL. 1416.0  
NOMINAL DAM CREST EL. 1424.0  
NOMINAL CORE CREST EL. 1422.7  
EL. VAR.  
EL. 1394.0  
GROUND LINE  
RELIEF WELL  
1374.0

10.0  
9.0  
8.0  
7.0  
6.0  
5.0  
4.0  
3.0  
2.0  
1.0

CL.

DUMPED  
RIP-RAP

EL. 1416.0  
DUMPED  
RIP-RAP

1:2.5  
TRANSITION

1:0.5  
CORE  
FINE FILTER

1:0.5  
RANDOMFILL

1:0.5  
ROCKFILL

## TYPICAL CROSS SECTION

SCALE 1:1000

1450.0  
1440.0  
1430.0  
1420.0  
1410.0  
1400.0  
1390.0  
1380.0  
1370.0  
1360.0  
1350.0  
1340.0

ELEVATION IN m.a.s.

ماریں : آکرفت سیڑھا

گروٹ کیسٹر (کلائیٹ - گلائیٹ)

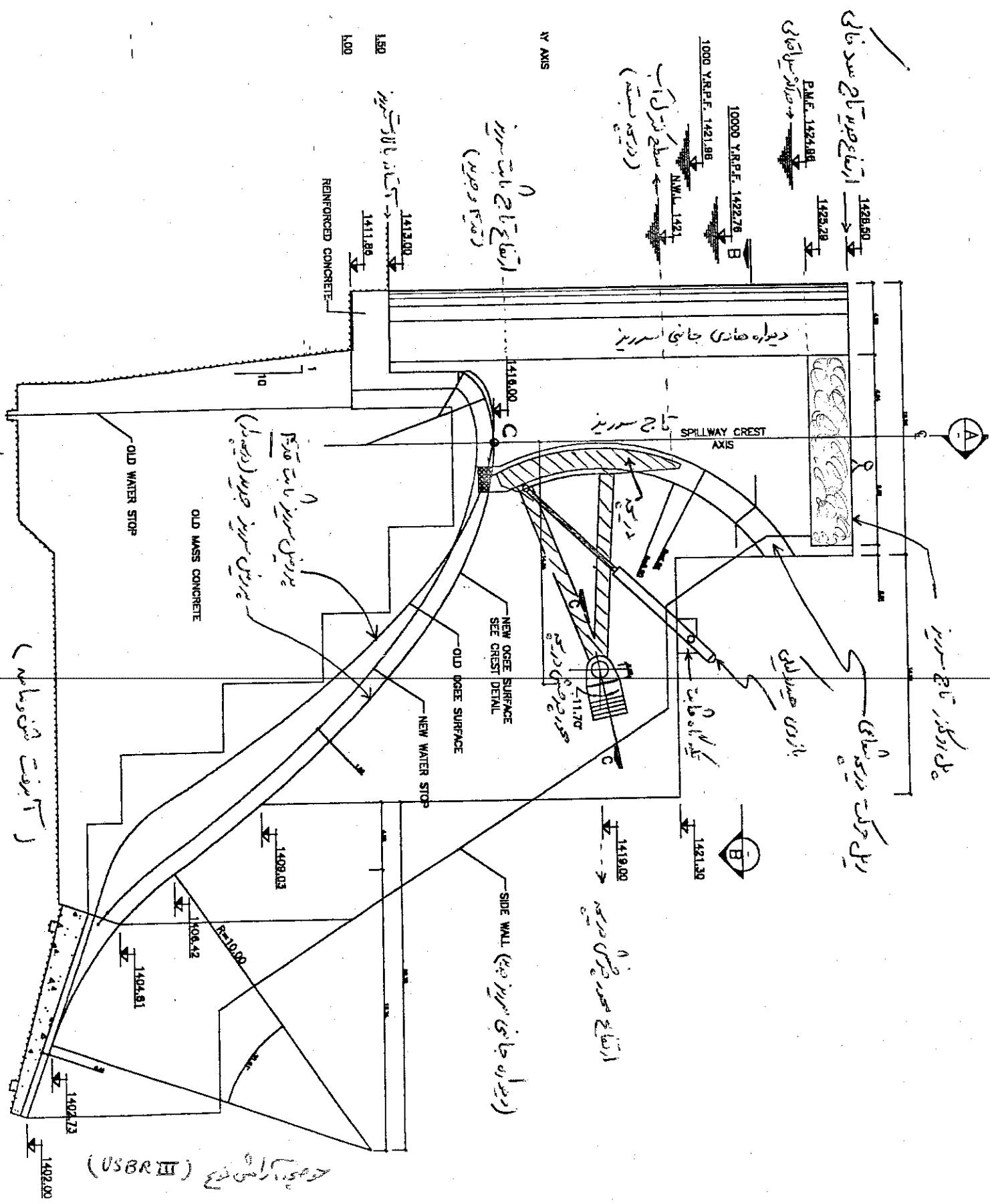
گروٹ کیسٹر (بیوہ - بیوہ)

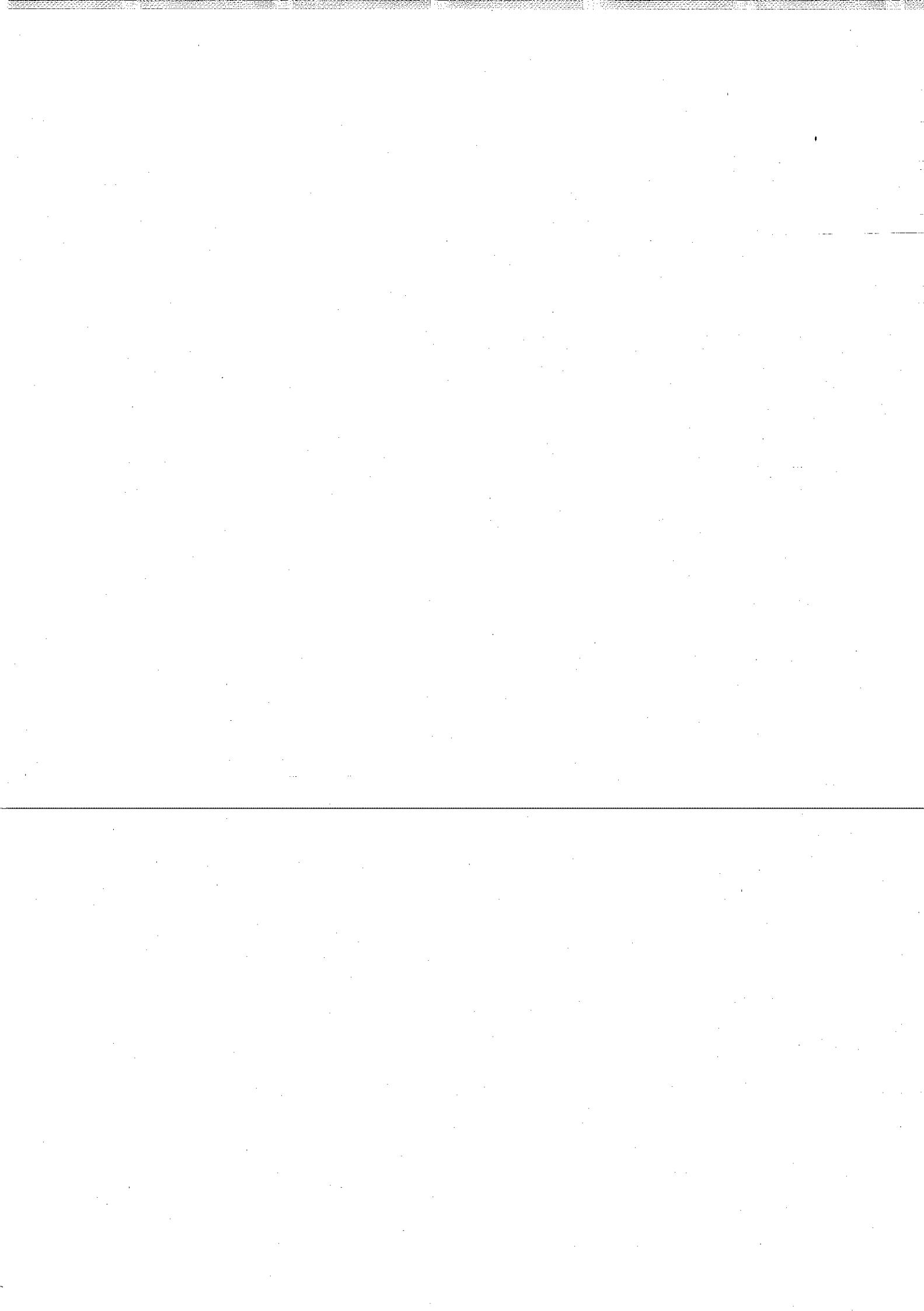
J-1  
N.I.I.C  
4/10

## سقفع عرضی سریز سد محرن جوان (اوخارانه زرینه اور) ظاہر

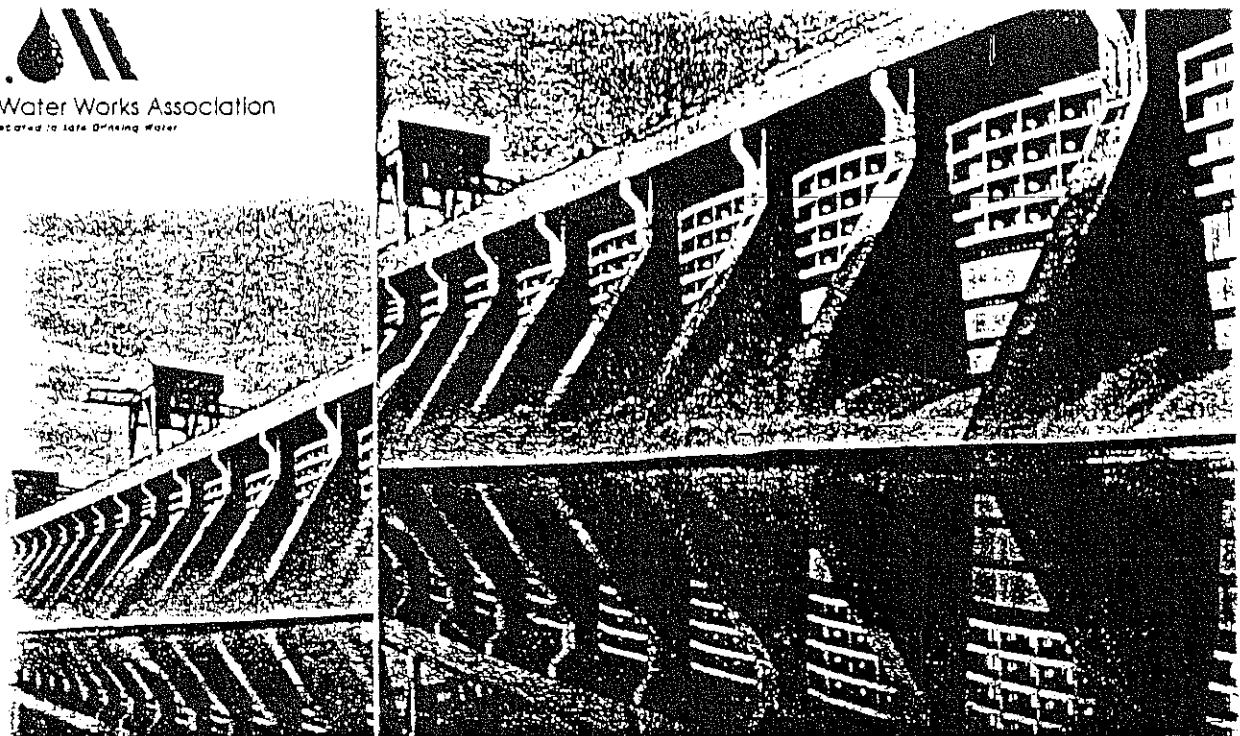
四

→ سریز جدید: خوی اوچ - آزاد Ogee - با دیگه کنترل (نیازکی به عرض و ارتفاع کم است)





American Water Works Association  
Dedicated to Safe Drinking Water



# HYDRAULIC DESIGN HANDBOOK

LARRY W. MAYS

AWWS, McGraw-Hill Co., 1999

Library of Congress Cataloging-in-Publication Data  
Hydraulic design handbook/Larry W. Mays, editor-in-chief.

p. cm.

Includes bibliographical references and index.

ISBN 0-07-041152-2

1. Hydraulic structures—Design and construction Handbooks,  
manuals, etc. I. Mays, Larry W.

TC180.H94 1999

627—dc21 99-20240

CIP

*McGraw-Hill*



A Division of The McGraw-Hill Companies

Copyright (C) 1999 by The McGraw-Hill Companies, Inc. All rights reserved. Printed in the United States of America. Except as permitted under the United States Copyright Act of 1976, no part of this publication may be reproduced or distributed in any form or by any means, or stored in a data base or retrieval system, without the prior written permission of the publisher.

3 4 5 6 7 8 9 0 DOC/DOC 0 4 3 2 1 0

ISBN 0-07-041152-2

The sponsoring editor for this book was Larry Hager and the production supervisor was Pamela A. Pelton. It was set in Times Roman by Compuvision.

Printed and bound by R. R. Donnelley & Sons Company.

This book was printed on acid-free paper.

McGraw-Hill books are available at special quantity discounts to use as premiums and sales promotions, or for use in corporate training programs. For more information, please write to the Director of Special Sales, McGraw-Hill, Inc. Two Penn Plaza, New York, NY 10121-2298. Or contact your local bookstore.

Information contained in this work has been obtained by The McGraw-Hill Companies, Inc. ("McGraw-Hill") from sources believed to be reliable. However, neither McGraw-Hill nor its authors guarantee the accuracy or completeness of any information published herein, and neither McGraw-Hill nor its authors shall be responsible for any errors, omissions, or damages arising out of use of this information. This work is published with the understanding that McGraw-Hill and its authors are supplying information but are not attempting to render engineering or other professional services. If such services are required, the assistance of an appropriate professional should be sought.

# CHAPTER 17

## HYDRAULIC DESIGN OF SPILLWAYS

H. Wayne Coleman

C. Y. Wei

James E. Lindell

*Harza Engineering Company*

*Chicago, Illinois*

### 17.1 INTRODUCTION

The spillway is among the most important structures of a dam project. It provides the project with the ability to release excess or flood water in a controlled or uncontrolled manner to ensure the safety of the project. It is of paramount importance for the spillway facilities to be designed with sufficient capacity to avoid overtopping of the dam, especially when an earthfill or rockfill type of dam is selected for the project. In cases where safety of the inhabitants downstream is a key consideration during development of the project, the spillway should be designed to accommodate the probable maximum flood. Many types of spillways can be considered with respect to cost, topographic conditions, dam height, foundation geology, and hydrology. The spillways discussed in this chapter include overflow, overfall, side-channel, orifice, morning-glory, labyrinth, siphon, tunnel, and chute spillways. A section on design of spillways that considers cavitation and aeration also is included.

### 17.2 OVERFLOW SPILLWAY

An overflow spillway can be gated or ungated, and it normally provides for flow over a gravity dam section. The flow remains in contact with the spillways surface (except for possible aeration ramps) from the crest of the dam to the vicinity of its base. The hydraulic characteristics are defined as follows:

1. Determine design head  $H_o$ . Normally,  $H_o$  is 75 to 80% of maximum head  $H_{max}$ .
2. Use the depth from the crest to ground surface  $P$  to find the basic discharge coefficient  $C_o$  from Fig. 17.1.
3. Find discharge coefficient  $C$  for the full range of heads from Fig. 17.2.

## 17.2 Chapter Seventeen

4. Correct discharge coefficient  $C$  for the sloping upstream face from Fig. 17.3. The sloping upstream face is normally for structural stability, not hydraulic efficiency.
5. Correct discharge coefficient  $C$  for the downstream apron from Fig. 17.4.
6. Correct discharge coefficient  $C$  for tailwater submergence from Fig. 17.5
7. Define the shape of the pier nose. Normally, use Type 3 or 3A from Fig. 17.6.
8. Check the minimum crest pressure from Fig. 17.7 or 17.8. If the minimum pressure is below  $-1/2$  atmosphere, increase  $H_o$  and start over.
9. Define the crest shape from Fig. 17.9(a) and (b).
10. Determine the effective crest length for the full range of heads from

$$L = L' - 2(NK_p + K_a) H_e \quad (17.1)$$

where:  $L$  = effective length of crest,  $L'$  = net length of crest,  $N$  = number of piers,  $K_p$  = pier contraction coefficient,  $K_a$  = abutment contraction coefficient, and  $H_e$  = total head on crest.

The following are values of the pier contraction coefficient

	$K_p$
For square-nosed piers with corners rounded on a radius equal to approximately 0.1 of the pier thickness	0.02
for round-nosed piers	0.01
for pointed-nose piers	0.00

The following are values of the abutment contraction coefficient

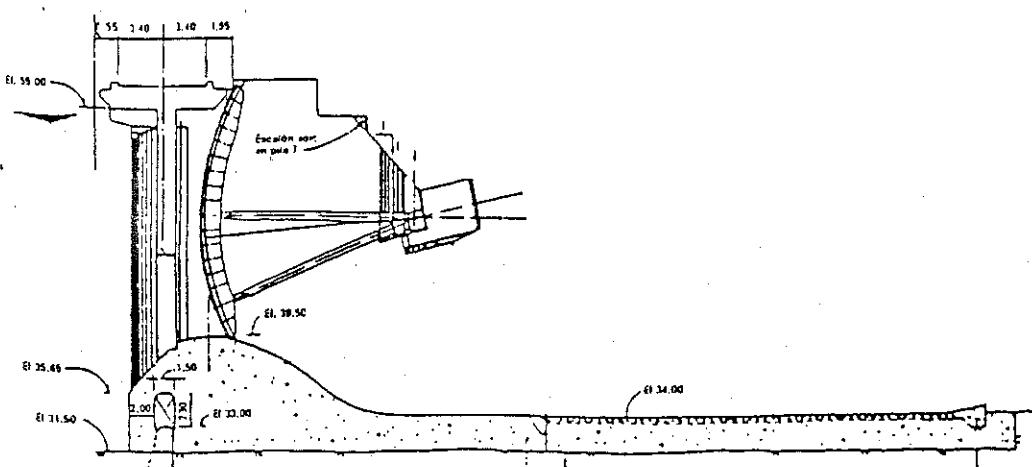
	$K_a$
for square abutments with headwall at $90^\circ$ to the direction of flow	0.20
for rounded abutments with headwall at $90^\circ$ to the direction of flow when $0.5H_o > r > 0.15H_o$	0.10
for rounded abutments, where $r > 0.5H_o$ and the headwall is placed no more than $45^\circ$ to the direction of flow, where $r$ = radius of the abutment rounding.	0.00

11. Determine the discharge rating curve from

$$Q = C L H_e^{3/2} \quad (17.2)$$

Exhibits 17.1 and 17.2 illustrate overflow spillways for hydroelectric projects.

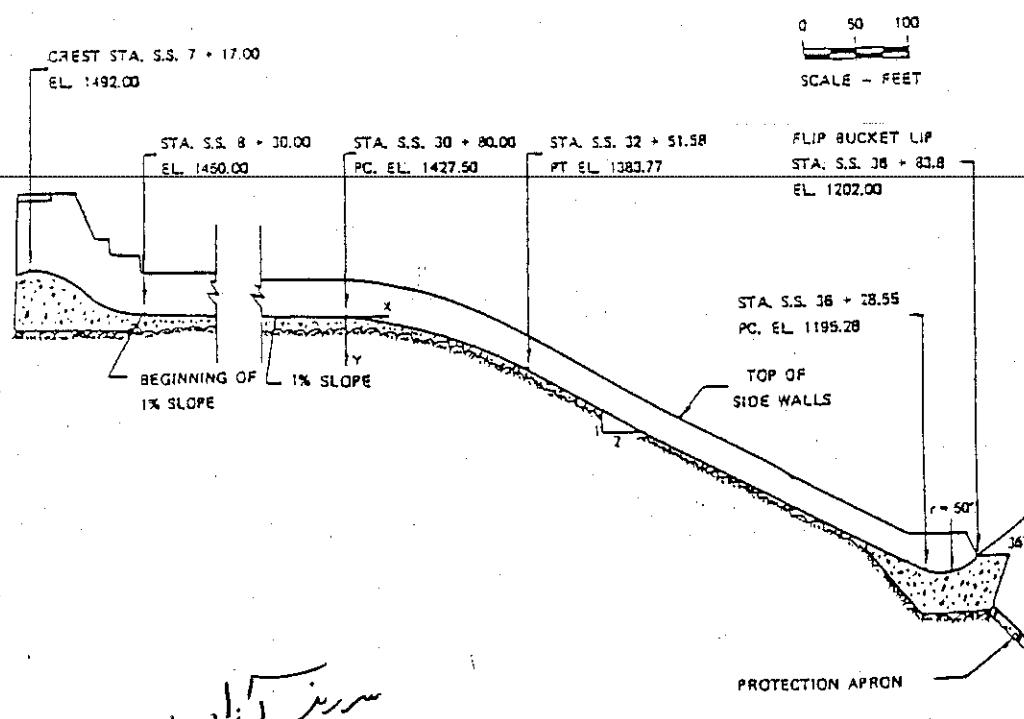
7/9



(a)

Exhibit 17.1 :

تاربلا ہاؤس پریس نیل



(b)

Exhibit 17.2 Tarbela Hydroelectric Project, Pakistan (Courtesy Water and Power Development Authority, Pakistan)  
(a) General view of the spillway in operation.  
(b) Profile of the spillway including the flip bucket.

415

### 17.3 OVERFALL SPILLWAY

*Fig 17.3*

An overfall spillway can be gated or ungated and provide for flow over an arch or arch-buttress dam, wherein the flow free-falls some distance before entering a plunge-pool energy dissipator in the tailrace. The hydraulic characteristics are defined as follows:

- 1. The crest structure and discharge rating are similar to those for the overflow spill-way.
- 2. The flow normally leaves this structure shortly below the crest. The exit structure is normally some variation of a flip-bucket.
- 3. The flip-bucket radius for an overfall spillway is normally smaller than the ideal, which is at least  $5d$ , where  $d$  is the flow depth at the bottom of the bucket. The radius is usually undersized to minimize the size of the overhang, which can destabilize the top of a thin-arch dam. However, the radius should be sufficient to fully deflect a significant flood say, the 100-year event.  $R \geq 5d$
- 4. The bucket exit angle is selected to throw the jet to a suitable location in the tailrace. The trajectory can be estimated by

$$y = x \tan \theta - \frac{x^2}{3.6H \cos^2 \theta} \quad (17.3)$$

where:  $y$  = vertical distance from the bucket lip,  $x$  = horizontal distance from the bucket lip,  $\theta$  = bucket exit angle, and  $H$  = depth + velocity head at the bucket lip.

- 5. The trajectory can be estimated from Step 4 as long as the bucket radius exceeds  $5d$ . For larger depths, the flow overides the bucket and will fall short of the maximum trajectory. The trajectory in this range is determined best by a physical model.
- 6. Pressure load on the bucket can be estimated from Fig. 17.10. For larger floods, where  $d > R/5$ , this load is determined best by a physical model.
- 7. The energy from an overfall spillway is normally dissipated by a plunge pool, which can be lined or unlined. If unlined, the scour and the scour rate will be based on both flow and geology. The scour hole development is usually indeterminate. However, the terminal scour depth for a uniformly erodible material can be estimated from the following empirical formula and from Fig. 17.11 (Coleman, 1982; USBR, 1987)

$$y_s = d_s \sin \alpha = \text{terminal vertical scour depth} \quad (17.4)$$

and

$$d_s = C_s H^{0.225} q^{0.54} \quad (17.5)$$

where  $C_s = 1.32$  (for units in ft and cfs/ft)  $1.90$  (for units in m and cms/m),  $H$  = effective head at tailwater level,  $q$  = unit discharge =  $Q/B$ ,  $B$  = width of the bucket, and  $\alpha$  = average jet entry angle.

The extent of the scour hole is based on judgment of stable slope of material surrounding the deepest hole. A physical model is normally used where topography is complex and where scour can endanger project structures.

8. As the jet plunges into the pool, it diffuses almost linearly and entrains air at the surface of the pool and the water from the pool at the boundary of the jet. The behavior of the plunging jet, including dynamic pressures, can be approximated (Hinchliff and Houston, 1984) using Fig. 17.12 and Table 17.1 for both rectangular and circular jets.
  9. If the plunge pool is lined because the scour would be unpredictable and unacceptable, the lining must be designed for pressure pulsations from the jet's impact.

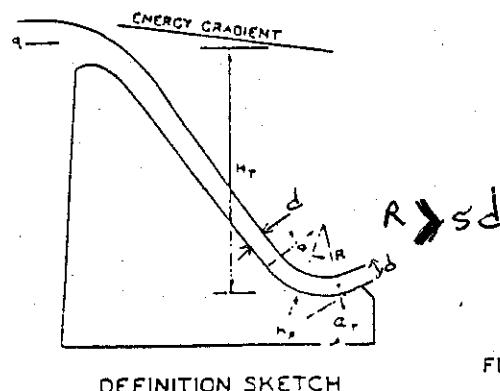
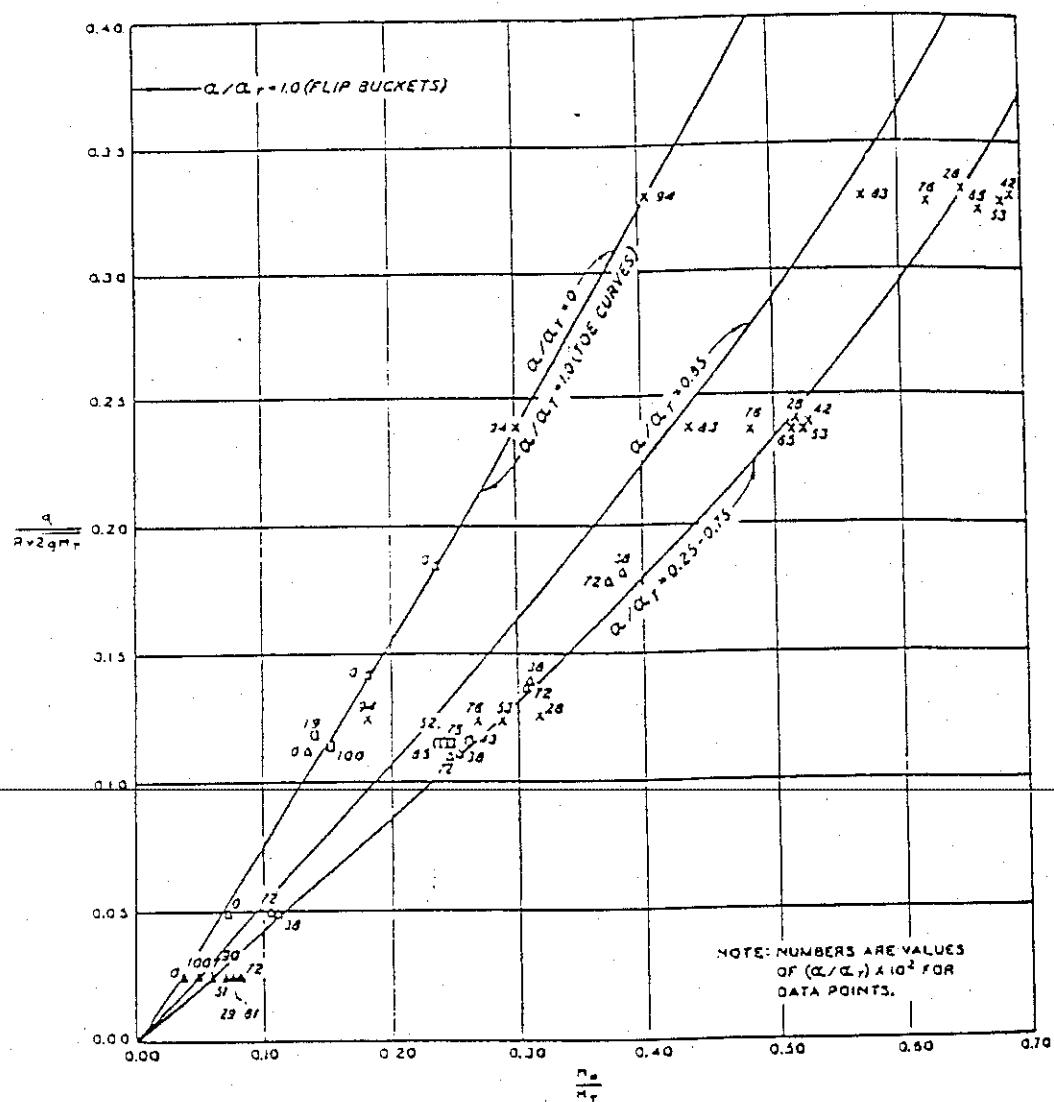


FIGURE 11.10 Pressures for flip-buckets and toe curves of an overflow spillway.

HIGH OVERFLOW DAMS  
ENERGY DISSIPATORS  
FLIP BUCKET AND TOE CURVE PRESSURES

## **HYDRAULIC DESIGN CHART II 2 - 7**

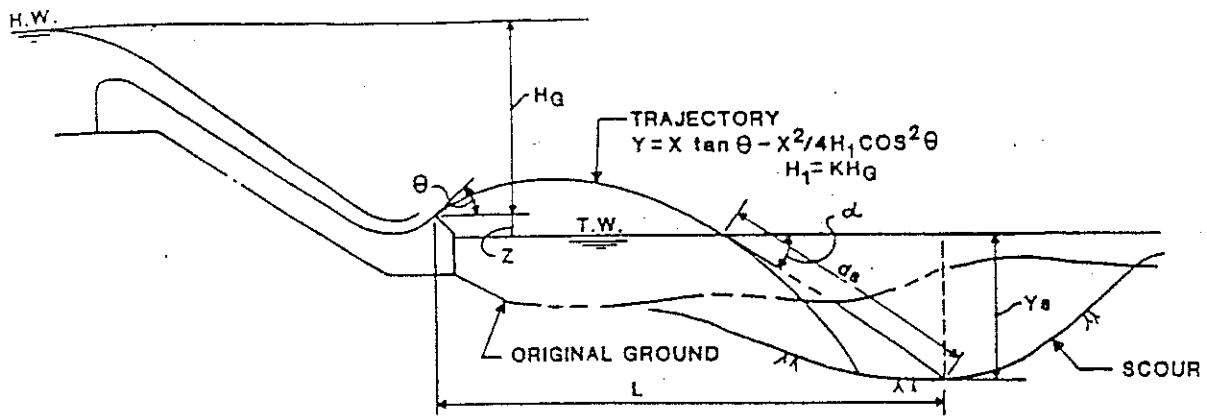


FIGURE 17.11 Definition sketch of free-jet trajectory and scour depth of an overflow spillway.  
(Coleman, 1982)

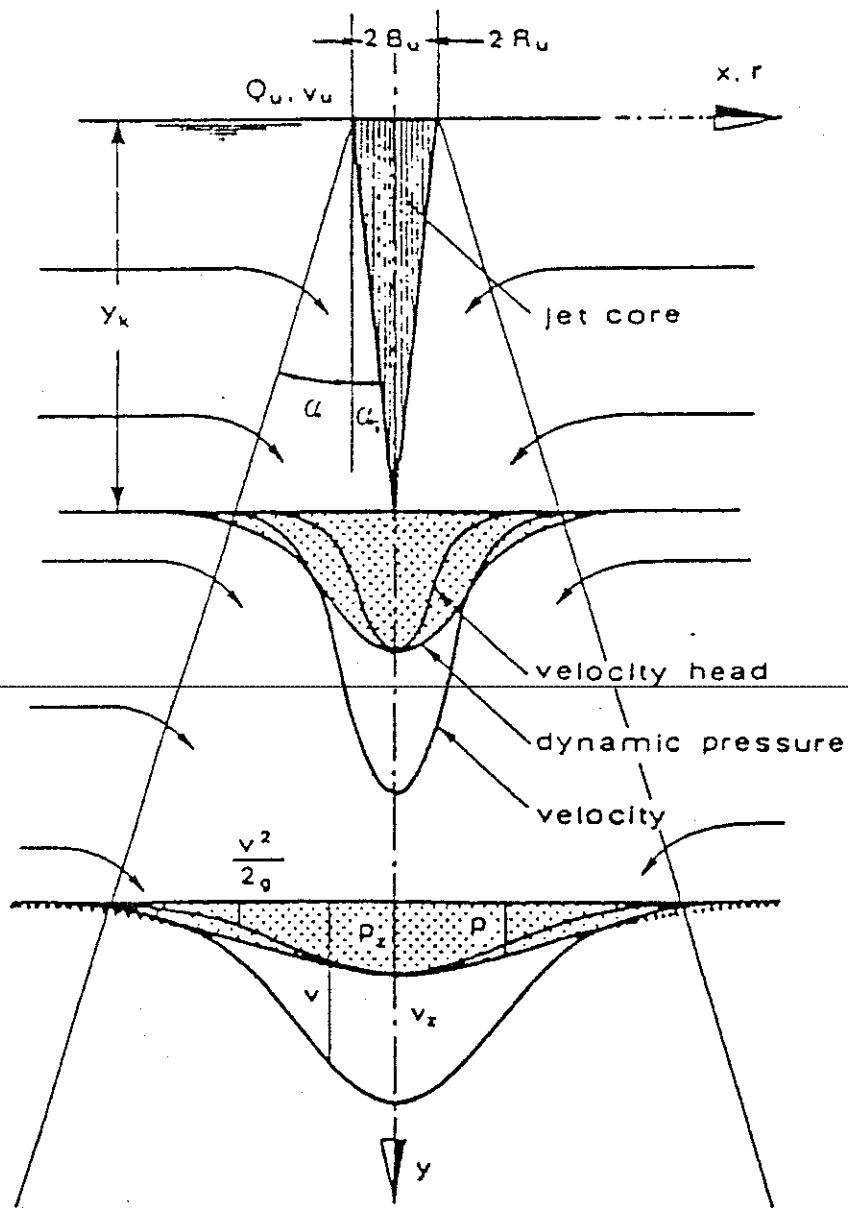


FIGURE 17.12 Schematic diagram of a diffusing plunging jet.  
(Vischer and Hager, 1995).

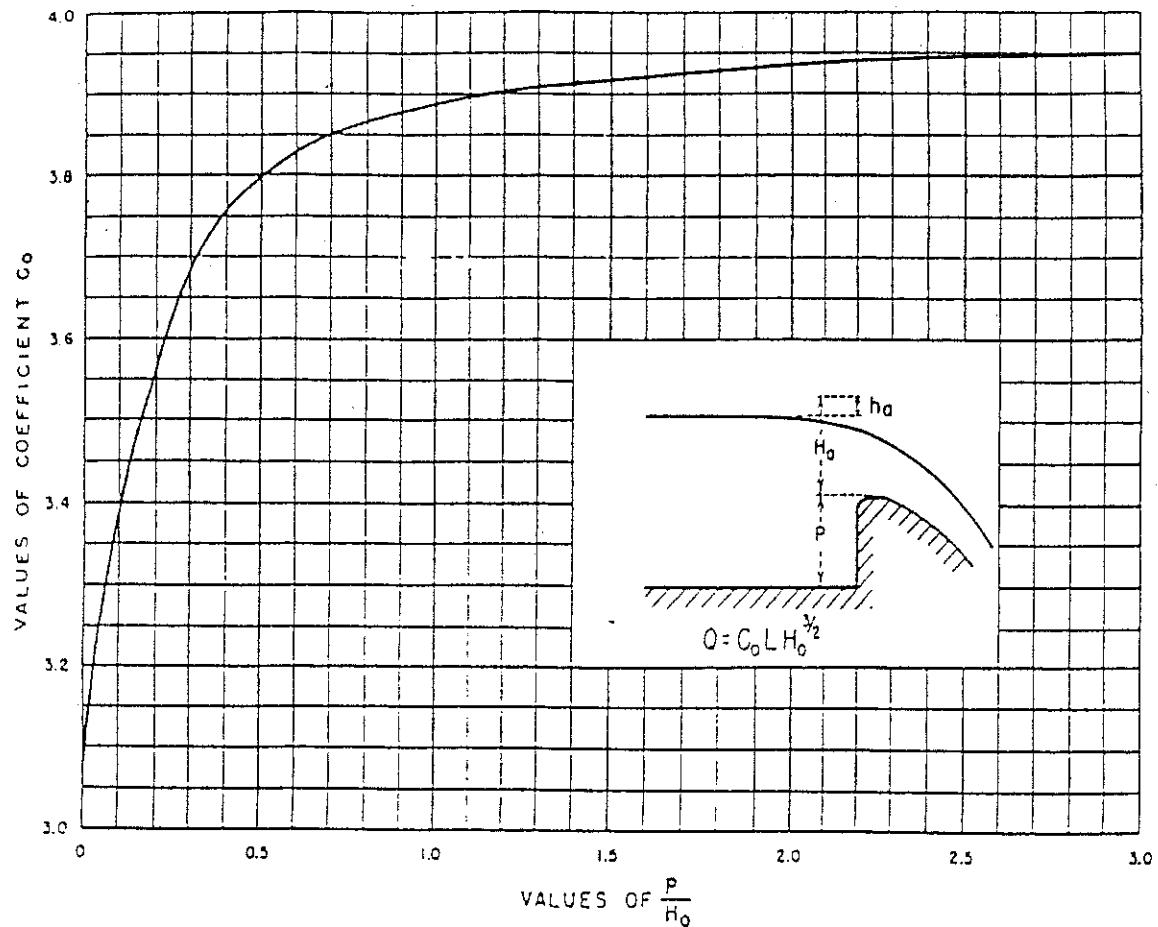


FIGURE 17.1 Discharge coefficients for a vertical-faced ogee crest. (USBR, 1987).

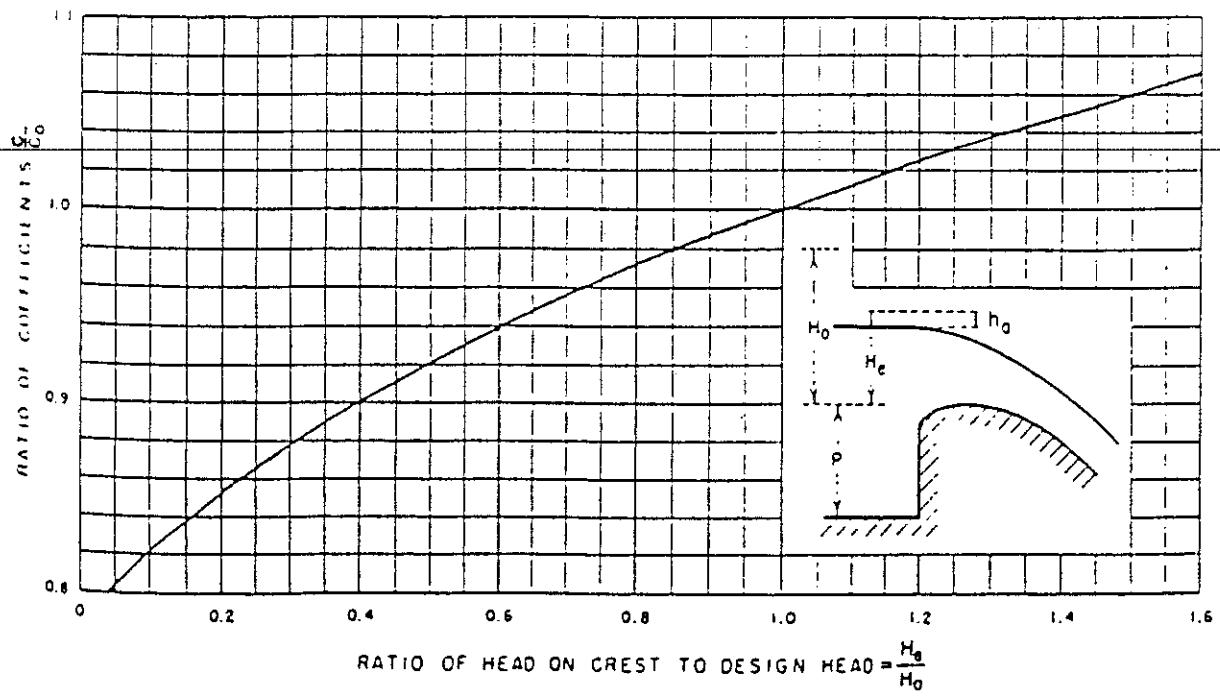


FIGURE 17.2 Coefficient of discharge for other than the design head. (USBR, 1987).

## 17.4 Chapter Seventeen

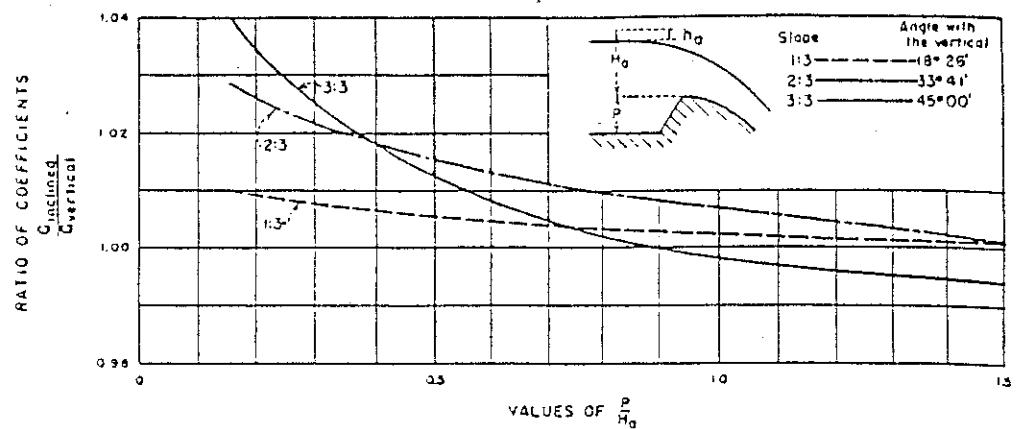


FIGURE 17.3 Coefficient of discharge for an ogee-shaped crest with a sloping upstream face. (USBR, 1987)

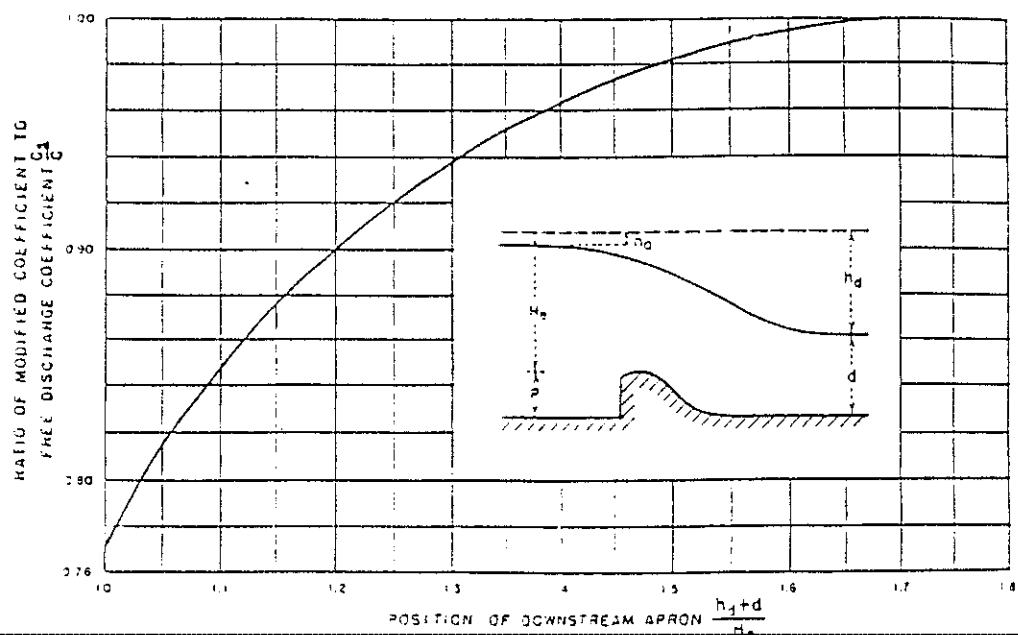


FIGURE 17.4 Ratio of discharge coefficients associated with the apron effect. (USBR, 1987).

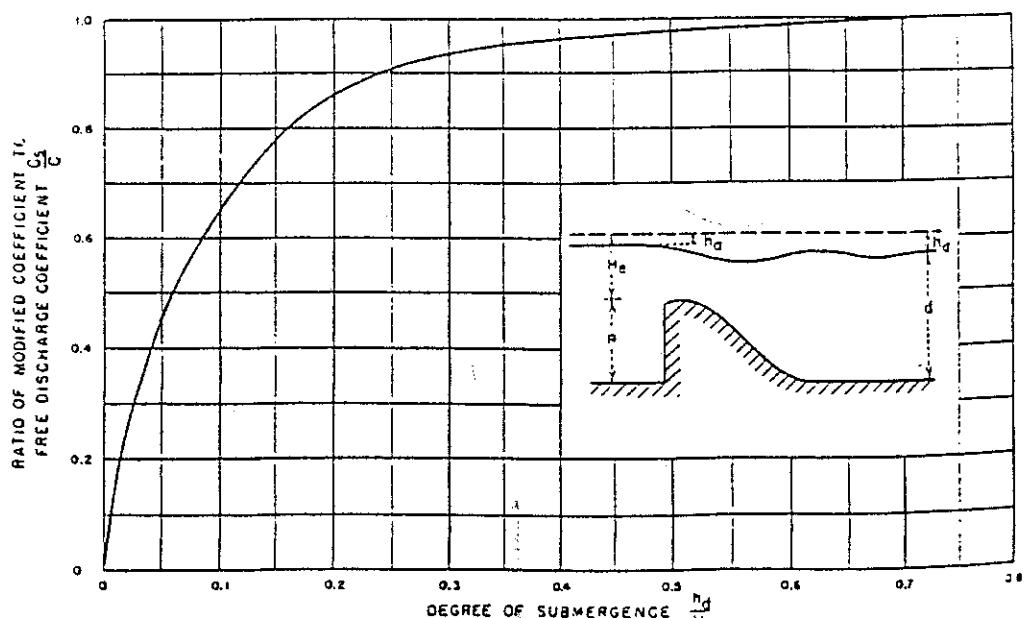
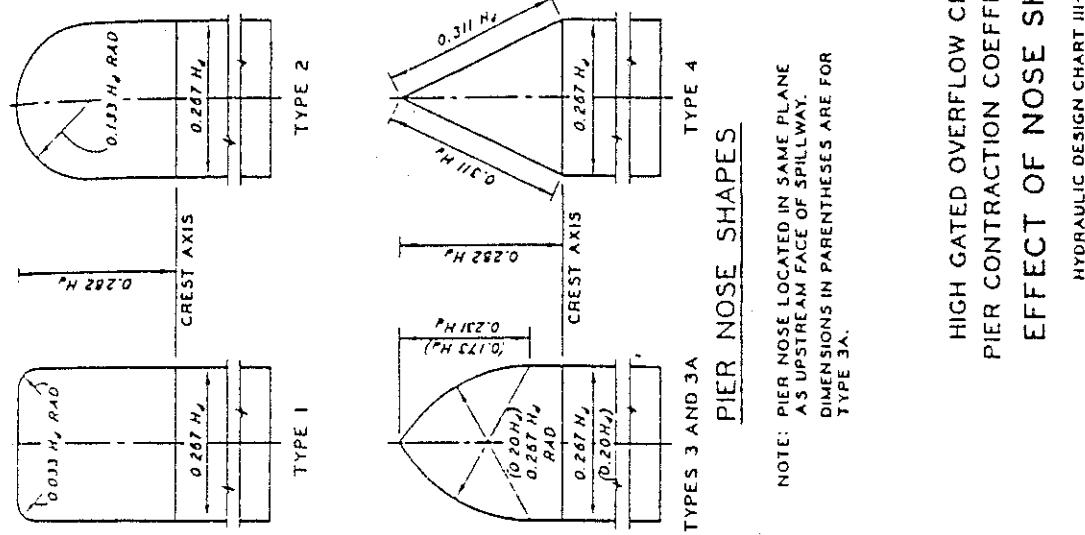
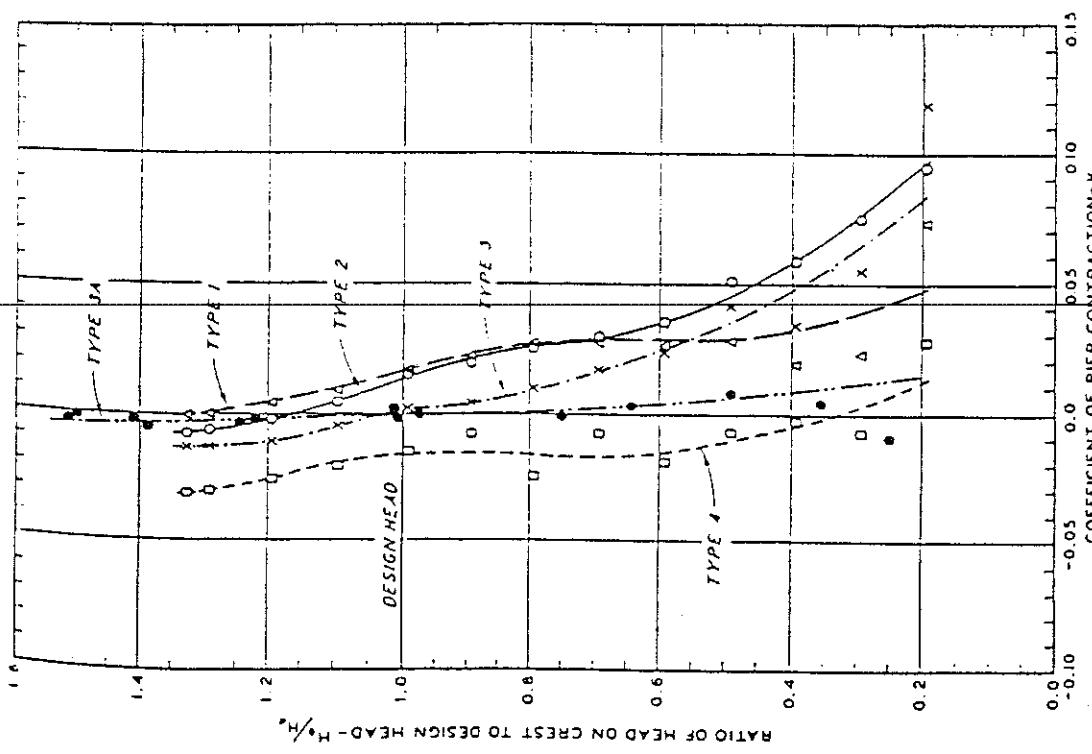


FIGURE 17.5 Ratio of discharge coefficients associated with the tailwater effect. (USBR, 1987)



HIGH GATED OVERFLOW CRESTS  
PIER CONTRACTION COEFFICIENTS  
EFFECT OF NOSE SHAPE  
HYDRAULIC DESIGN CHART III-5

NOTE: PIER NOSE LOCATED IN SAME PLANE AS UPSTREAM FACE OF SPILLWAY.  
DIMENSIONS IN PARENTHESES ARE FOR TYPE 3A.

FIGURE 17.6 Pier-contraction coefficients for high-gated overflow crests. (USACE, 1988)

## 17.6 Chapter Seventeen

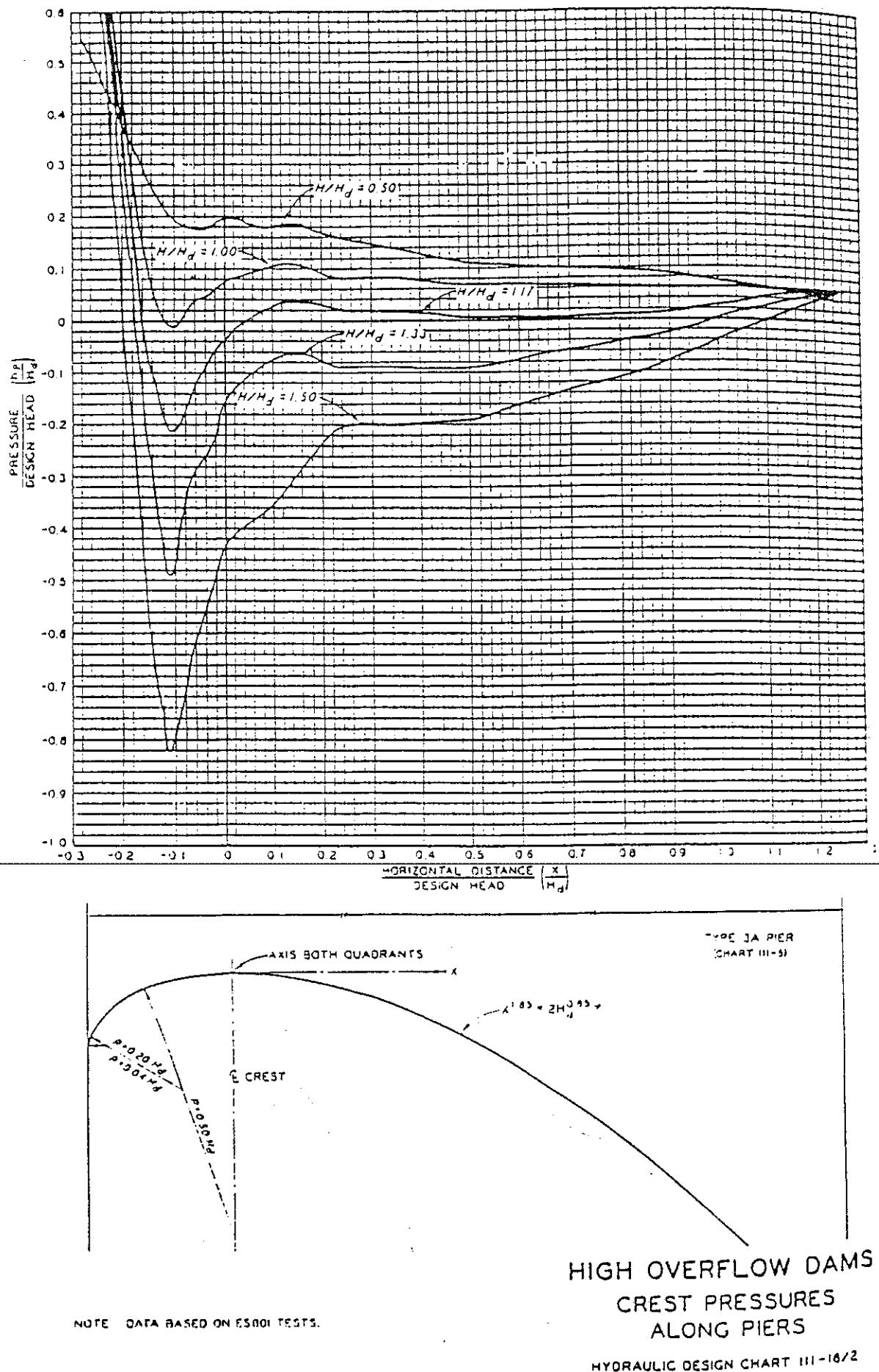
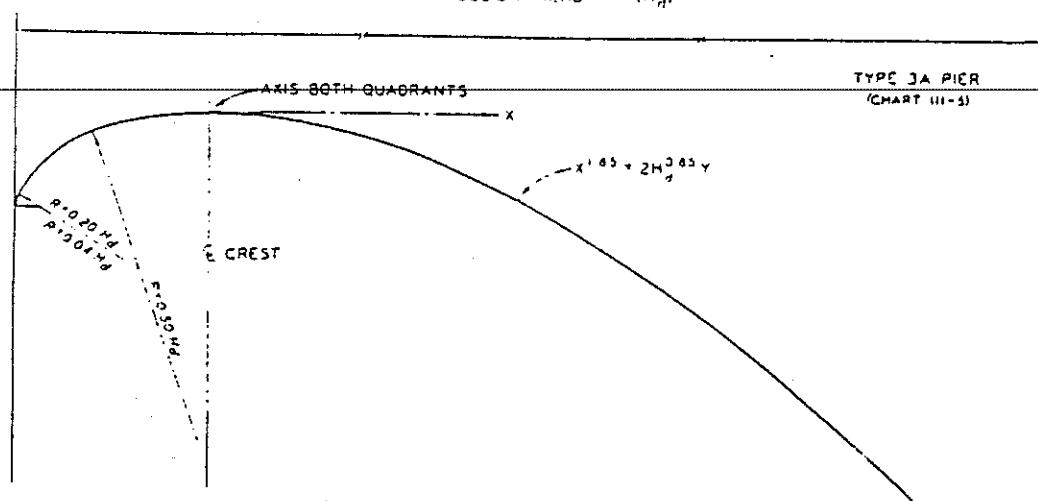
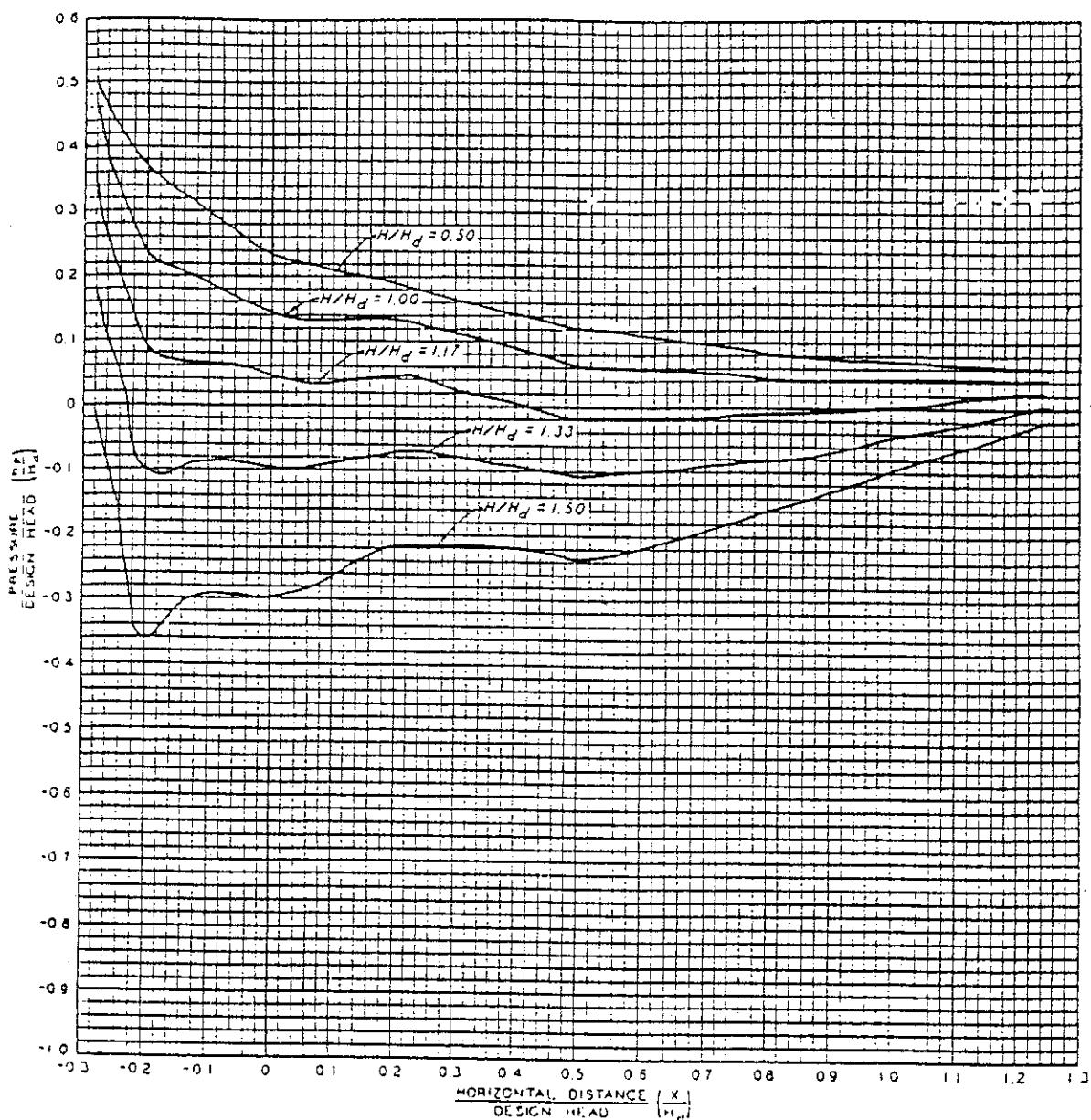


FIGURE 17.7 Crest pressures along piers (Type 3A) for high-overflow dams. (USACE, 1988)

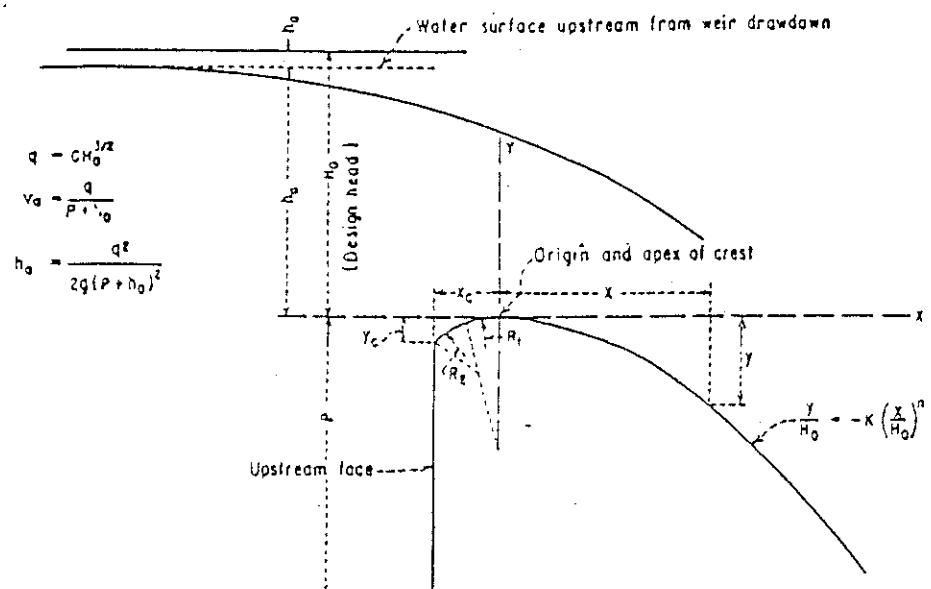


HIGH OVERFLOW DAMS  
CREST PRESSURES  
CENTER LINE OF PIER BAY

HYDRAULIC DESIGN CHART III-16/1

FIGURE 17.8 Crest pressures along the centerline of a pier (Type 3A) bay. (USACE, 1988)

## 17.8 Chapter Seventeen



(A) ELEMENTS OF NAPPE-SHAPED CREST PROFILES

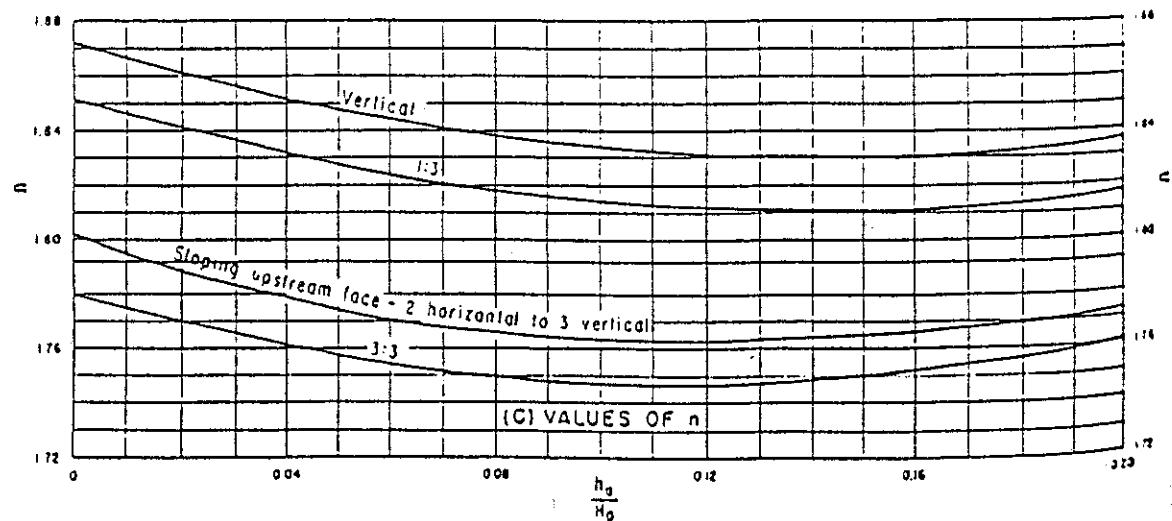
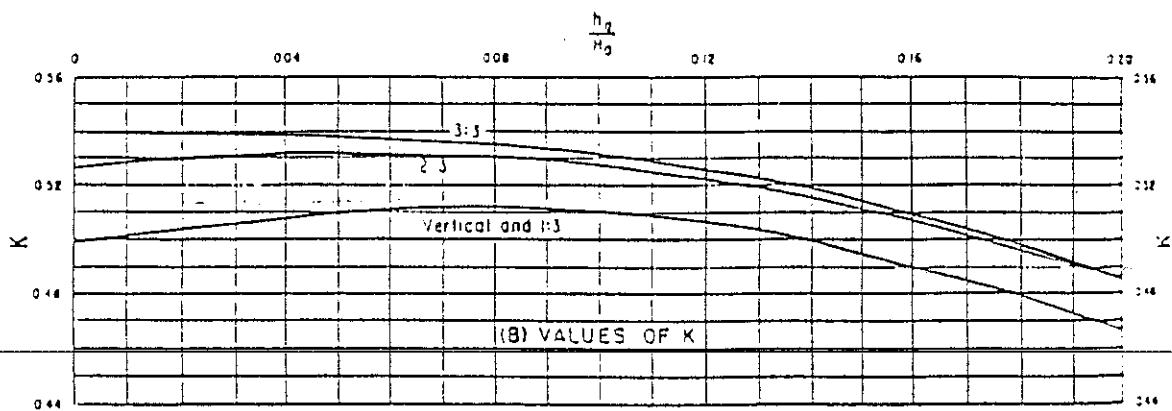


FIGURE 17.9 (a) Factors for the definition of nappe-shaped crest profiles (USBR, 1987)

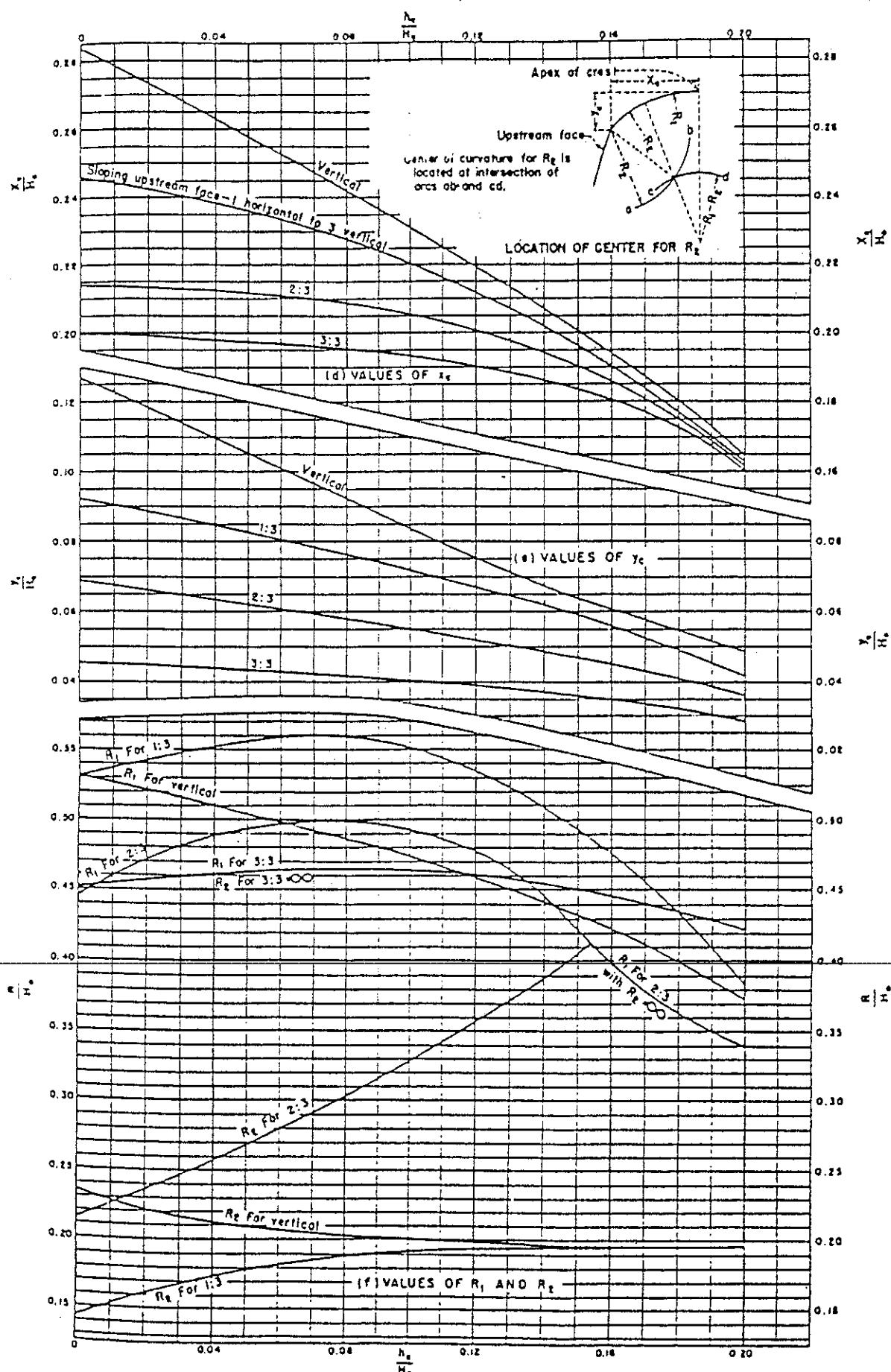


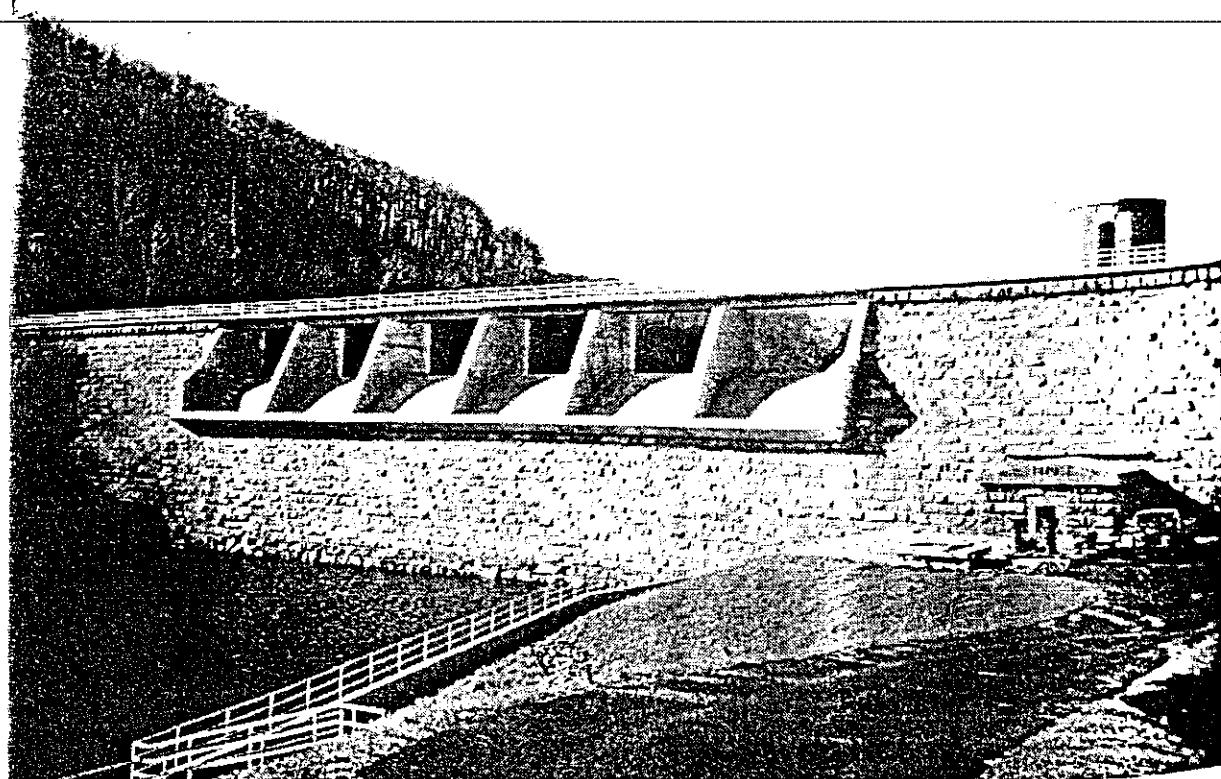
FIGURE 17.9(b) Factors ( $x_c$ ,  $y_c$ ,  $R_1$ , and  $R_2$ ) for definition of nappe-shaped crest profiles.(USBR, 1987)

17.16 Chapter Seventeen

TABLE 17.1 Plunging Jet Characteristics (Whittaker and Schleiss, 1984)

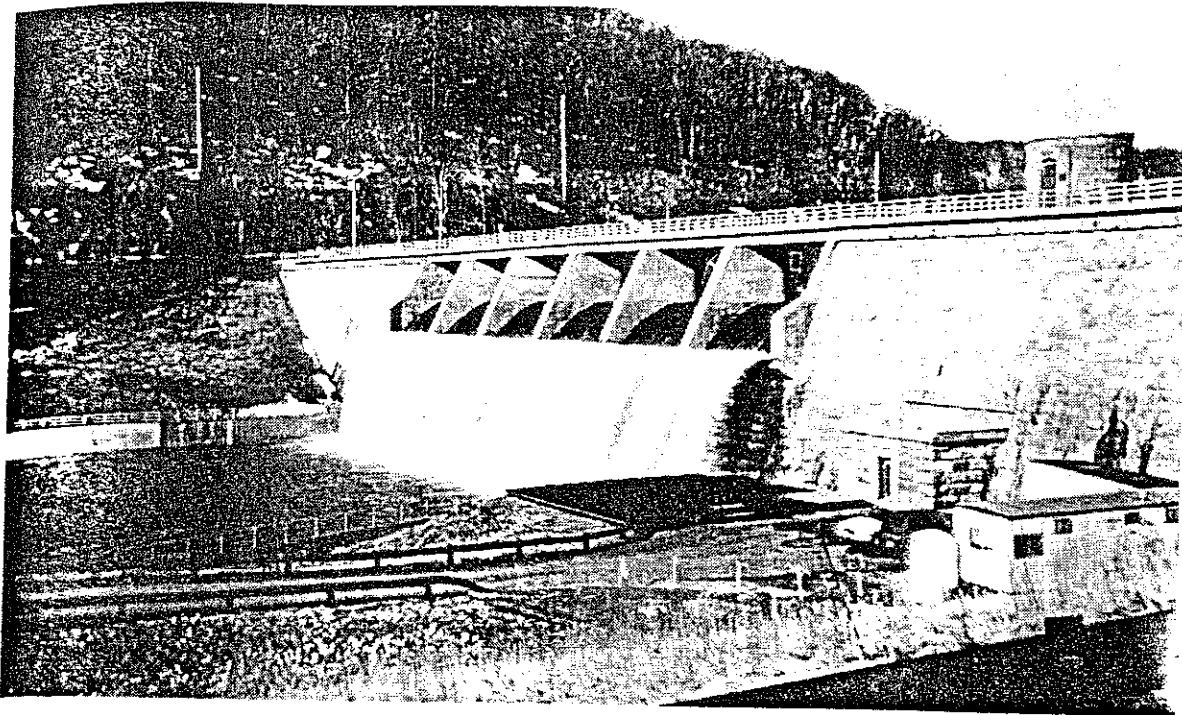
	Rectangular jet	Circular jet
$\frac{v_z}{v_u}$	1	1
$\frac{p_z}{p_u}$	1	1
$\frac{Q}{Q_u}$	$1 + 0.414 y/y_k$	$1 + 0.507 y/y_k + 0.500 (y/y_k)^2$
$y \leq y_k$	$\frac{E}{E_u}$	$1 - 0.184 y/y_k$
	$\frac{v}{v_z}$	$e^{-\pi/8(1 + x/B_u \cdot y/y_k - y_k/y)^2}$
	$\frac{p}{p_z}$	$e^{-\pi/16(x/B_u)^2}$
$y \geq y_k$	$\frac{v_z}{v_u}$	$\sqrt{y_k/y}$
	$\frac{p_z}{p_u}$	$y_k/y$
	$\frac{Q}{Q_u}$	$(y_k/y)^2$
	$\frac{e}{E_u}$	$1.414 \sqrt{y/y_k}$
	$\frac{v}{v_z}$	$2y/y_k$
	$\frac{p}{p_z}$	$0.816 \sqrt{y/y_k}$
		$0.667 y_k/y$
		$e^{-\pi/8(x/B_u \cdot y_k/y)^2}$
		$e^{-1/2(r/R_u \cdot y_k/y)^2}$
		$e^{-\pi/16(x/B_u \cdot y_k/y)^2}$
		$e^{-1/4(r/R_u \cdot y_k/y)^2}$

Source: Whittaker and Schleiss (1984).

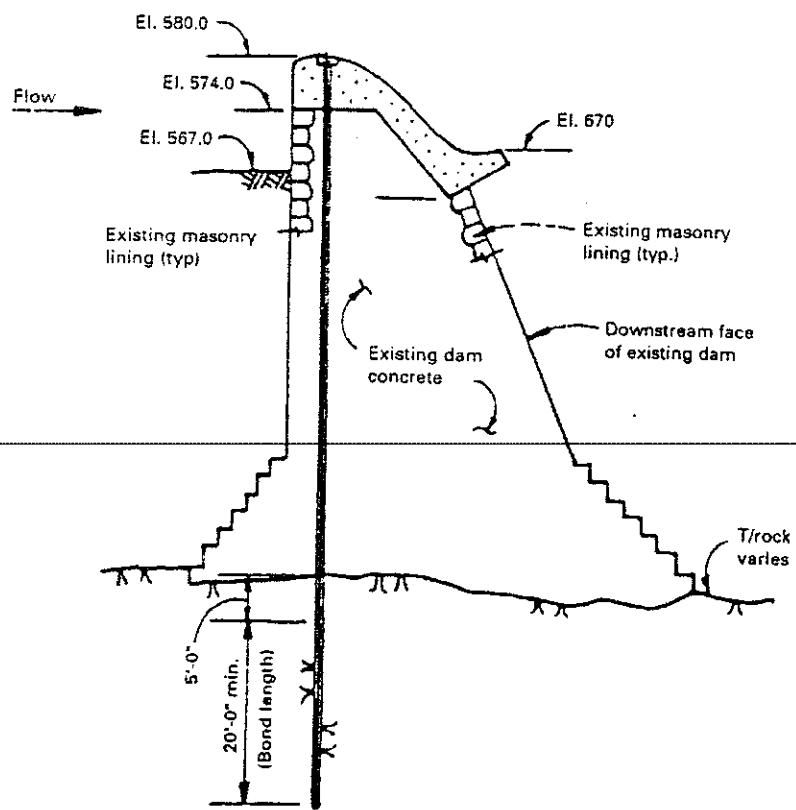


(a)

Exhibit 17.3 Boyd's Corner Dam Project, New York.



(b)



(c)

**Exhibit 17.3 Boyd's corner dam project, New York (Continued).**

(b) A view of the overall spillway in operation.

(c) Profile of the spillway including the flip bucket.

$$C_x = C_o e^{-K(L_x - L_i)}$$

(17.14)

where  $C_x$  = mean air concentration at distance  $X$ ,  $C_o$  = mean air concentration at beginning of aeration,  $L_x$  = slope distance downstream from aerator,  $L_i$  = slope distance downstream from aerator to beginning of aeration, and  $K = 0.017$  = dimensional constant per meter (i.e.,  $0.017 \text{ m}^{-1}$ ). On a straight section, the concentration of air decreases approximately 0.15 to 0.20% per meter (Falvey, 1990).

11. Install the ramp design from Step 7, in a physical model, if necessary. The model scale should be 1:20 or larger and should include all geometric details that could reduce the effective jet trajectory. The ramp design might need adjustment as a result of the model studies. In the model, air flow will be reduced because of scale effects. Therefore, use the ramp underpressure as input in the computer model to confirm the jet trajectory.

Note that the above procedure is a rule-of-thumb approach based on experience over the past 30 years or so. Design of ramps over this period has varied significantly within the United States and around the world. Although considerable model information is available, prototype data are limited. The most critical piece of data relates air concentration at the chute's surface to distance downstream of the ramp. This determines the required spacing of ramps.

The other important criterion is how much air should be input at each ramp. Current thinking is that the concentration of air just downstream of the ramp should not exceed approximately 50% in the bottom flow layer. The guidelines above assume that the bottom 10% of depth should be equal parts of air and water.

Exhibit 17.7 illustrates a spillway aeration ramp.

## 17.12 SAMPLE DESIGN

(continued)

Determine the geometry of the spillway crest and the discharge rating curve for an ungated overflow spillway. A bridge over the spillway will be supported on piers 1.8 m thick, with a maximum span width of 12 m between the centerline of piers. The reservoir and flood data are as follows:

Maximum flood discharge	=	2800 m <sup>3</sup> /sec
Maximum flood pool elevation	=	110 m
Maximum normal pool elevation	=	100 m
Approach channel invert elevation	=	80 m
Downstream channel elevation	=	20 m
Maximum flood tailwater elevation	=	40 m

## 17.50 Chapter Seventeen

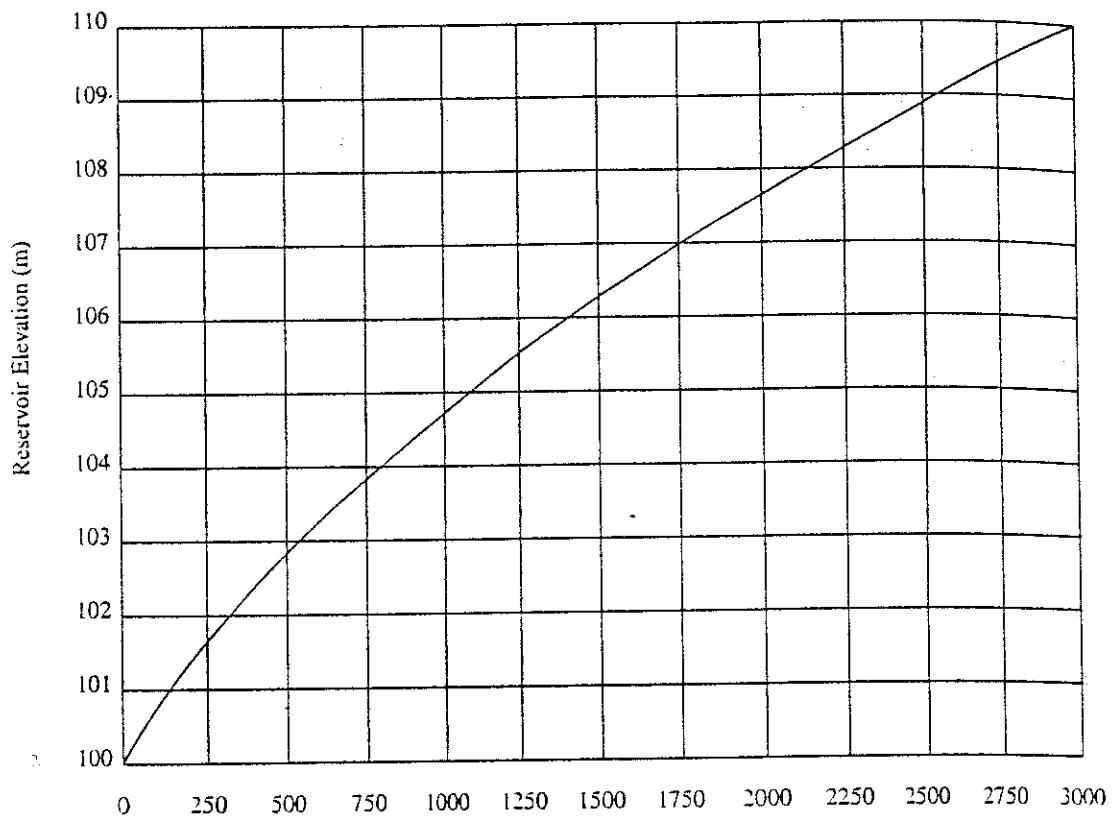


FIGURE 17.36 Spillway discharge rating curve.

Assume that the overflow crest becomes tangent to a spillway chute that is sloped at 1*h*:1*v*.

### 17.12.1 Design Head

In this example, the spillway crest elevation is the same as the normal maximum pool elevation, and the maximum head available to pass the maximum flood discharge is  $H_{\text{MAX}} = 110 - 100 = 10 \text{ m}$ . The design head  $H_0$  will be selected as  $H_0 = 0.8H_{\text{MAX}} = 8 \text{ m}$ . By selecting a design head that is less than the maximum head, there will be a region of negative pressure on the spillway crest during the maximum discharge, which results in an increased discharge coefficient. Negative pressure is acceptable during maximum discharge provided that it does not exceed one-half atmosphere.

### 17.12.2 Discharge Coefficient

The basic discharge coefficient  $C_0$  is determined using Fig. 17.1.

$$P = 100 - 80 = 20 \text{ m}$$

$$P/H_0 = 20/8 = 2.5$$

$$C_0 = (0.552)(3.945) = 2.178$$

Figure 17.2 is used to determine discharge coefficients for a range of heads to complete the discharge rating curve (Fig. 17.36).

This spillway will have a vertical upstream face. Since the maximum tailwater elevation is well below the spillway crest, there will be no tailwater effect and no apron effect. No further corrections to the discharge coefficient will be required.

### 17.12.3 Crest Length

Pier nose shape Type 3A from Fig. 17.6 is selected for the bridge piers. The pier contraction coefficient  $K_p$  can be assumed to be 0.0. The headwall will be  $90^\circ$  to the direction of flow with rounded abutments.  $K_a = 0.1$

$$H_{MAX}/H_0 = 1.25$$

$$C_{MAX}/C_0 = 1.03 \text{ (Fig. 17.2)}$$

$$C_{MAX} = (1.03)(2.178) = 2.243$$

$$Q_{MAX} = C_{MAX} L H_{MAX}^{3/2} = (2.243)L(10)^{3/2} = 2800 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 39.48 \text{ m}$$

Three piers will be required to support the bridge. The net length of the crest  $L'$  is determined from  $L = L' - 2(0.1)(10) = 39.48 \text{ m}$   $L' = 41.48 \text{ m}$  (use four bays at 10.5 m each). The total spillway crest length, including three piers at 1.8 m thickness, is 47.4 m.

### 17.12.4 Checking Minimum Pressure on the Crest

From Figs. 17.7 and 17.8 the minimum pressure at maximum discharge ( $H/H_d = 1.25$ ) occurs along the pier and is about  $-2.8 \text{ m}$ , which is less than one-half atmosphere or 5 m head. This is acceptable.

### 17.12.5 Discharge Rating Curve

The discharge rating curve is developed in the following table:

Elevation	$H_e$	$H/H_0$	$C/C_0$	$C$	$L$	$Q$
100.0	0.0	0.0	0.78	1.70	42.0	0
101.0	1.0	0.125	0.83	1.81	41.8	76
102.0	2.0	0.250	0.87	1.89	41.6	223
103.0	3.0	0.375	0.89	1.94	41.4	417
104.0	4.0	0.5	0.92	2.00	41.2	660
105.0	5.0	0.625	0.95	2.07	41.0	948
106.0	6.0	0.75	0.97	2.11	40.8	1267
107.0	7.0	0.825	0.99	2.16	40.6	1621
108.0	8.0	1.0	1.00	2.18	40.4	1991
109.0	9.0	1.125	1.02	2.22	40.2	2411
110.0	10.0	1.25	1.03	2.24	40.0	2838

Source: Plot of Discharge Rating Curve

## 17.52 Chapter Seventeen

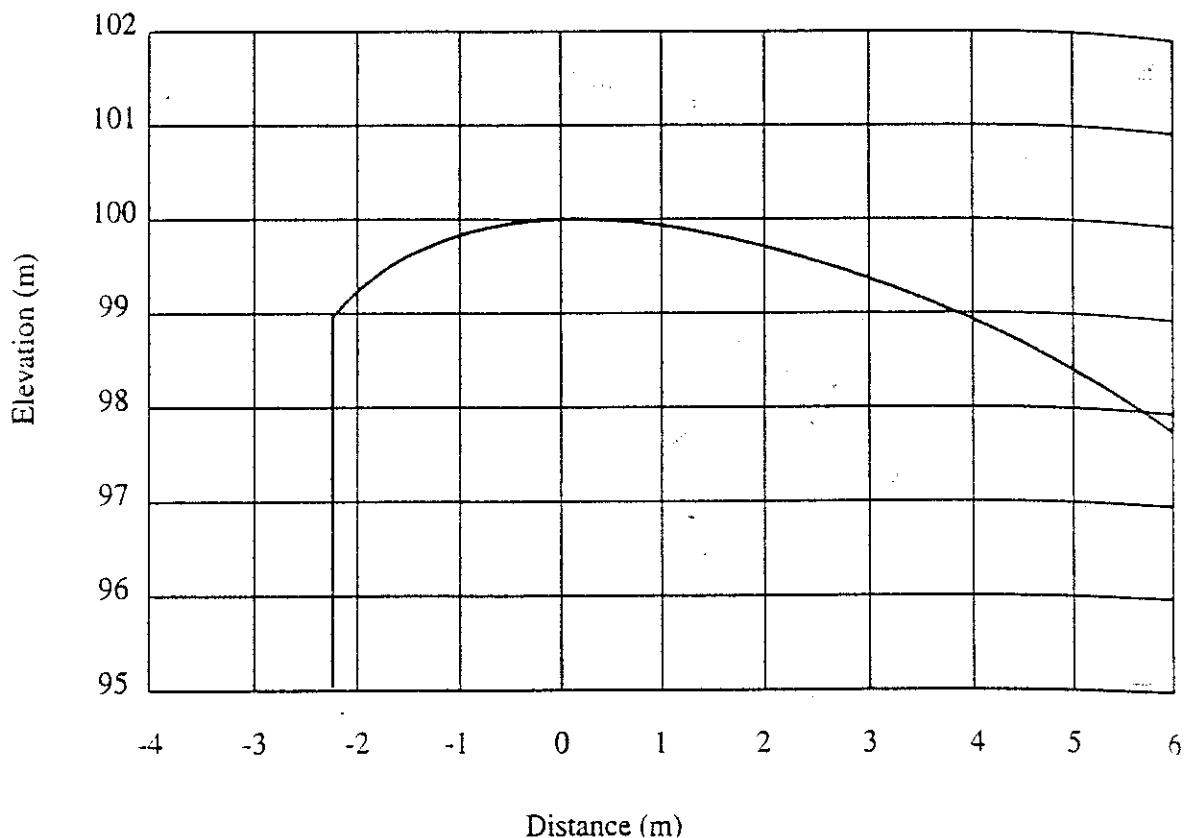


FIGURE 17.37 Crest Shape

### 17.12.6 Crest Geometry

Unit discharge approaching crest at design head  $H_0 = 8\text{m}$ :

$$q = 1991/47.4 = 42 \text{ m}^3/\text{s/m.}$$

Approach velocity:

$$V_a = q/(P + H_0) = 42/28 = 1.5 \text{ m/s.}$$

Approach velocity head:

$$h_a = 0.115 \text{ m}$$

$$\text{and } h_a/H_0 = 0.014.$$

Parameters for the crest geometry are determined from Fig. 17.9.

$$K = 0.503$$

$$N = 1.865$$

$$X_c/H_0 = 0.277$$

$$Y_c/H_0 = 0.12$$

$$R_t/H_0 = 0.525$$

$$R_2/H_0 = 0.225$$

The origin of the X-Y axis is at the crest of the spillway, and  $X_c$  is the distance from the upstream face to the crest.

Upstream of the origin:

$$X_c = 2.216 \text{ m},$$

$$Y_c = 0.960 \text{ m},$$

$$R_1 = 4.200 \text{ m, and}$$

$$R_2 = 1.800 \text{ m.}$$

Downstream of the origin:

$$Y = -0.08325 X^{1.865}$$

Location of the tangent point is determined by

$$Y' = -0.08325(1.865)X^{0.865} = -1.0$$

$$X_t = 8.614$$

$$Y_t = 4.619$$

The crest geometry is plotted on Fig. 17.37.

## REFERENCES

---

- Ackers, P., and A. R. Thomas, "Design and Operation of Air-Regulated Siphons for Reservoir and Head-Water Control," *Proceedings of the Symposium on Design and Operation of Siphons and Siphon Spillways*, London, UK, May 1975.
- Brater, E. F., H. W. King, J. E. Lindell, and C. Y. Wei. *Handbook of Hydraulics*, 7th ed., McGraw-Hill, New York, 1996.
- Chow, V. T., *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York, 1966.
- Christodoulou, G. C., "Energy Dissipation on Stepped Spillways," *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 119, (5): May 1993.
- Coleman, H. W., "Prediction of Scour Depth from Free Falling Jets." *Proceedings, of the ASCE Hydraulics Division Conference on Applying Research to Hydraulic Practice*, Jackson, Ms, 1982,
- DeFazio F. G., and C. Y. Wei, "Design of Aeration Devices on Hydraulic Structures." *Frontiers in Hydraulic Engineering*, American Society of Civil Engineers, New York, 1983.
- Falvey, H. T., *Cavitation in Chutes and Spillways*, USBR Engineering Monograph No. 42, USBR, 1990.
- Harza Engineering Co., Internal Report, July 1996.
- Hinchliff D. L., and K. L. Houston, *Hydraulic Design and Application of Labyrinth Spillways*, Research Engineering and Research Center, U.S. Bureau of Reclamation, 1984.
- ICOLD, *Spillways, Shockwaves and Air Entrainment—Review and Recommendations*, Bulletin No. 81, ICOLD, Paris, 1992.
- ICOLD, "Spillways for Dams," Bulletin No. 58, ICOLD, Paris, 1987.
- Institute of Civil Engineers, "Mangla," *Proceedings of the Institute of Civil Engineers*, Binnie & Partners, Westminster, 1968.
- Tacail, F. G., B. Evans, and A. Babb, "Case Study of a Labyrinth Weir Spillway," *Canadian Journal of Civil Engineering*, 17, 1990.

## 17.54 Chapter Seventeen

- Tullis, J. P., N. Amanian, and D. Waldron, "Design of Labyrinth Spillways," *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE* 121 (3); March 1995.
- USACE, *Hydraulic Design of Spillways*, U.S. Army Corps of Engineers, No. EM 1110-2-1603, American Society of Civil Engineers, New York, 1995.
- USACE, *Hydraulic Design Criteria*, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Ms, 1988.
- USBR, *Design of Small Dams*, U. S. Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1987.
- Vischer, D. L., and W. H. Hager, Energy Dissipators—Hydraulic Design Considerations, IAHR Hydraulic Structures Design Manual No. 9, A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1995.
- Wei, C. Y., and F. G. DeFazio, "Simulation of Free Jet Trajectories for the Design of Aeration Devices on Hydraulic Structures," *Proceedings of the 4th International Conference on Finite Elements in Water Resources*, Hannover, Germany, June 1982.
- Whittaker, J. G., and A. Schleiss, "Scour Related to Energy Dissipators for High Head Structures," Nr. 73, Mitteilungen der Versuchsanstalt fur Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Zurich, 1984
- Zipparro, V. J., and H. Hasen, *Davis' Handbook of Applied Hydraulics*, 4th ed., McGraw-Hill, New York, 1993.

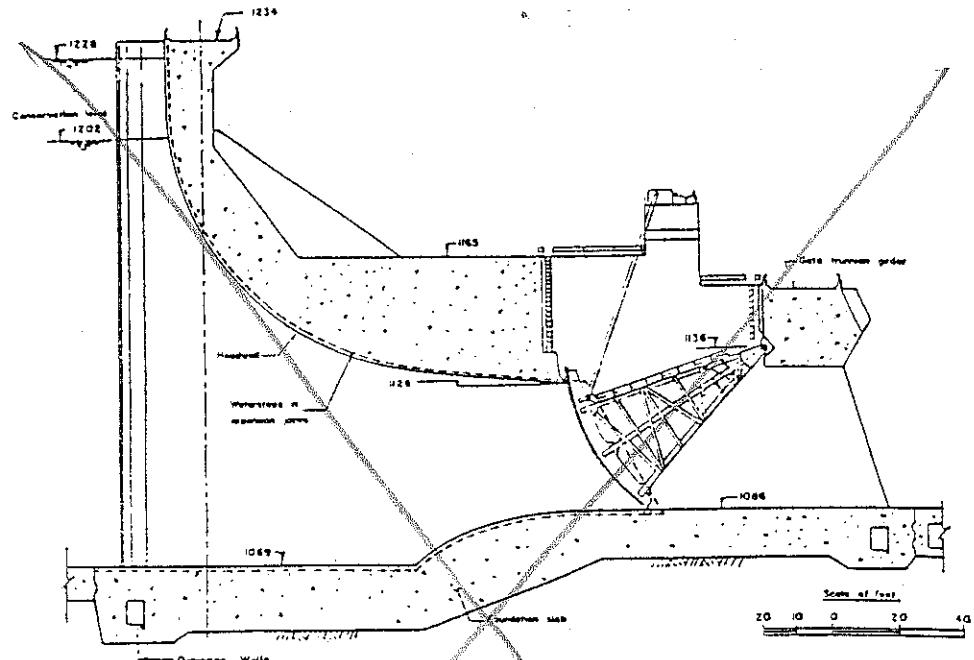


FIGURE 17.15 Typical arrangement of an orifice spillway control structure.  
(Institute of Civil Engineers, 1968)

3. The floor curve is less critical; however, for the design in Figs. 17.14 and 17.15 the curve radius was 150 ft.
4. Potential formation of vortex is a special concern for orifice spillways. A vortex suppressor will generally be required and can be determined by a physical model.
5. The spillway downstream of the gate structure changes to a chute that may lead to a stilling basin (see Figs. 17.14 and 17.15) or a flip-bucket.

## 17.6 MORNING GLORY SPILLWAY

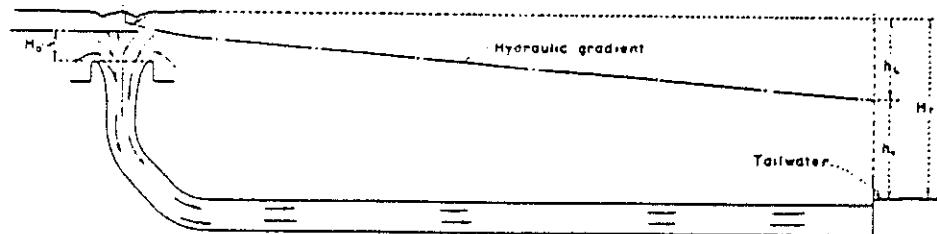
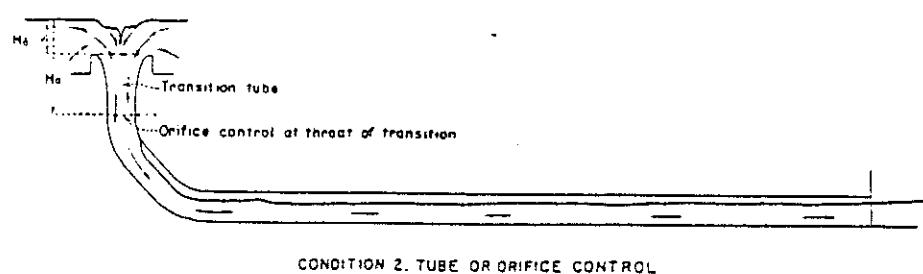
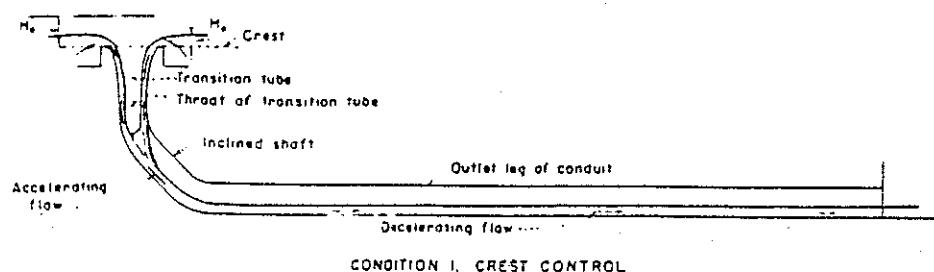
The *morning glory* spillway is normally used in conjunction with a tunnel spillway when the intake is a vertical shaft. Also, because of flow entry from the entire periphery, the crest capacity is relatively high. Crest gates are not normally used because of access and cost considerations as well as poor hydraulic conditions in the shaft with partially open gates. Exhibit 17.6 illustrates a morning glory spillway. Figures 17.16 and 17.17 show the range of possible flow conditions in the crest area for a morning-glory spillway (USBR, 1987). The design procedure is as follows:

1. By trial and error, determine the required design head  $H_o$  and the crest radius from Fig. 17.18;  $H_o/R_s = 0.3$  is recommended. Note that in Fig. 17.18, the discharge coefficient  $C_o$  is for English units. For metric units, the coefficient should be multiplied by a conversion factor of 0.552.
2. Determine the discharge rating curve for the full range of heads from Fig. 17.19.
3. Determine the lower nappe profile from Figs. 17.17 and 17.20 and Tables 17.2, 17.3, and 17.4.

4. Check for throat control in the shaft using the following:

$$R = C_R \frac{Q^{1/2}}{H_a^{1/4}} \quad (17.7)$$

where:  $C_R = 0.275$  for units in m and  $\text{m}^3/\text{sec}$ ,  $= 0.204$  for units in ft and  $\text{ft}^3/\text{sec}$ ,  $R =$



Condition 3. FULL PIPE FLOW

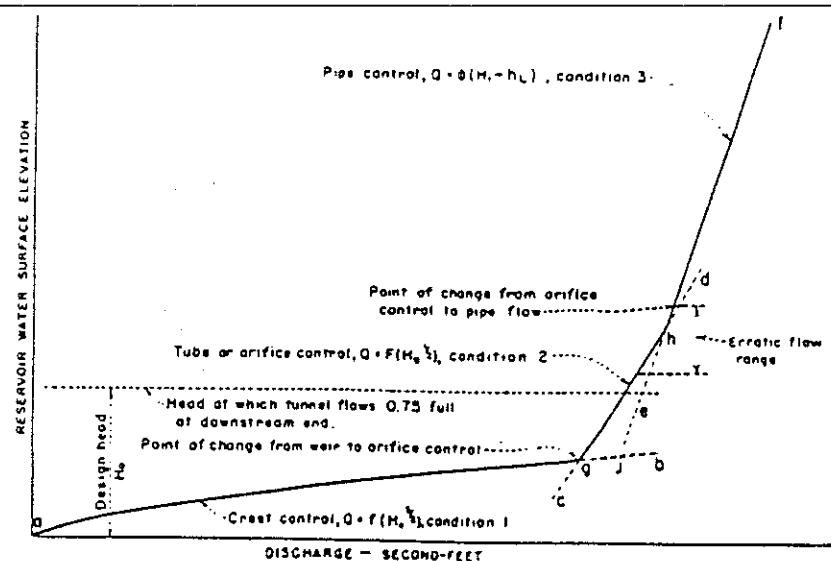


FIGURE 17.16 Possible flow conditions for a morning-glory spillway. (USBR, 1987).

17.24 Chapter Seventeen

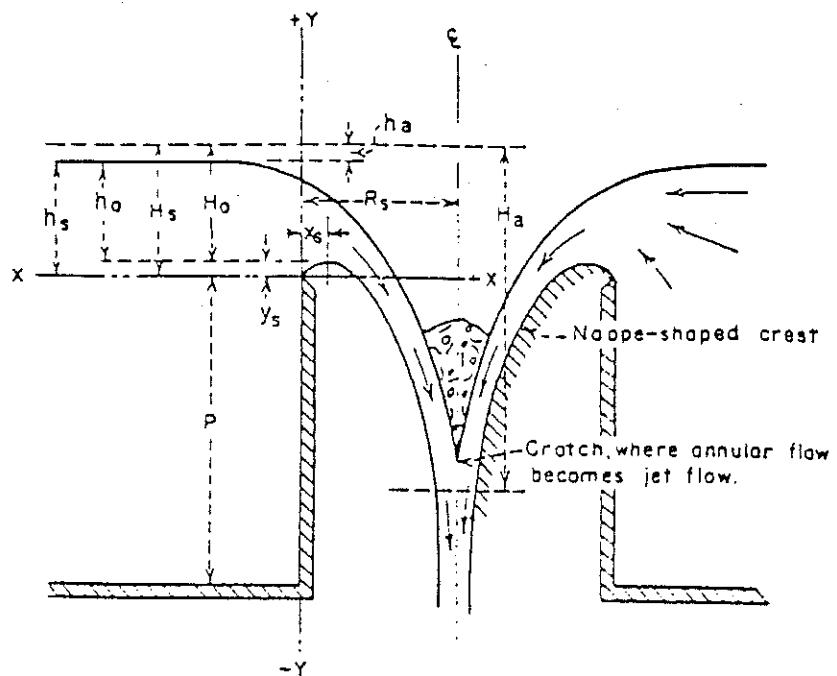


FIGURE 17.17 Elements of nappe-shaped profile for a morning-glory spillway. (USBR, 1987)

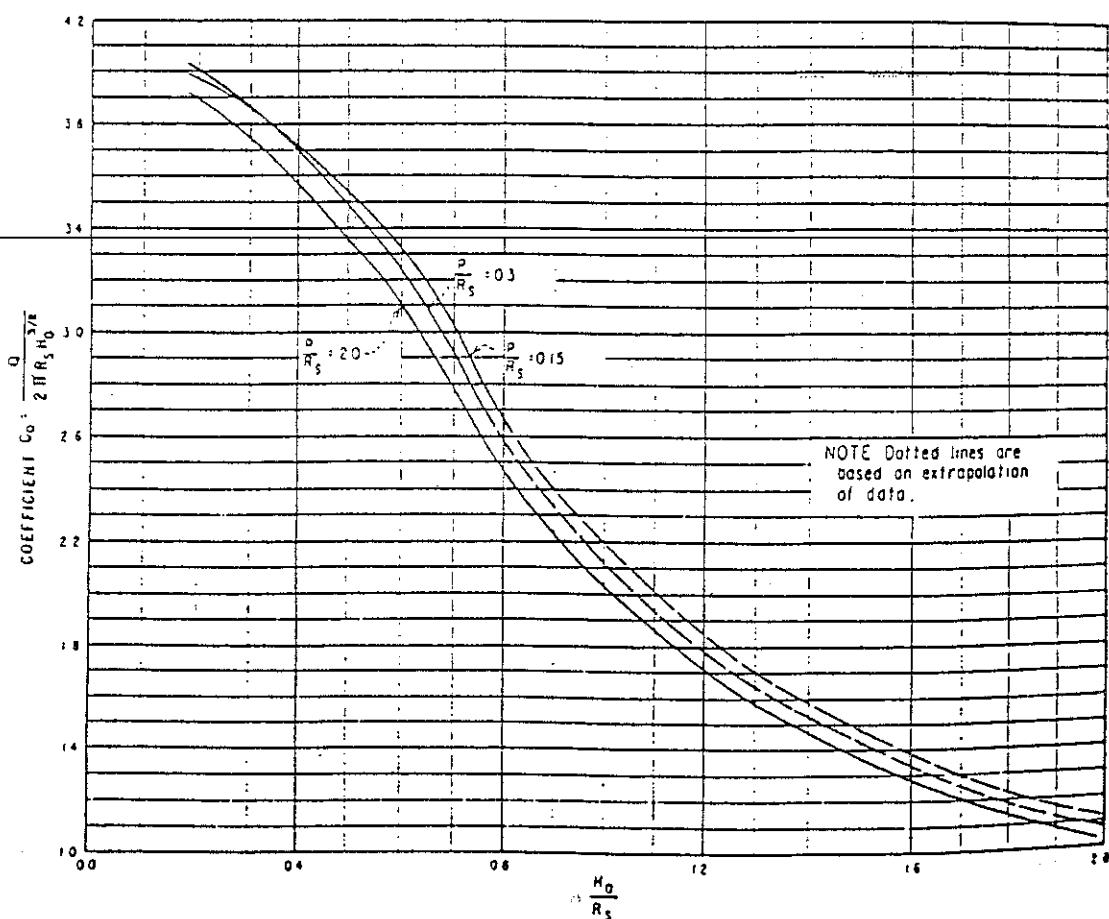


FIGURE 17.18 Circular crest coefficients for a morning-glory spillway with aerated nappe. (USBR, 1987)

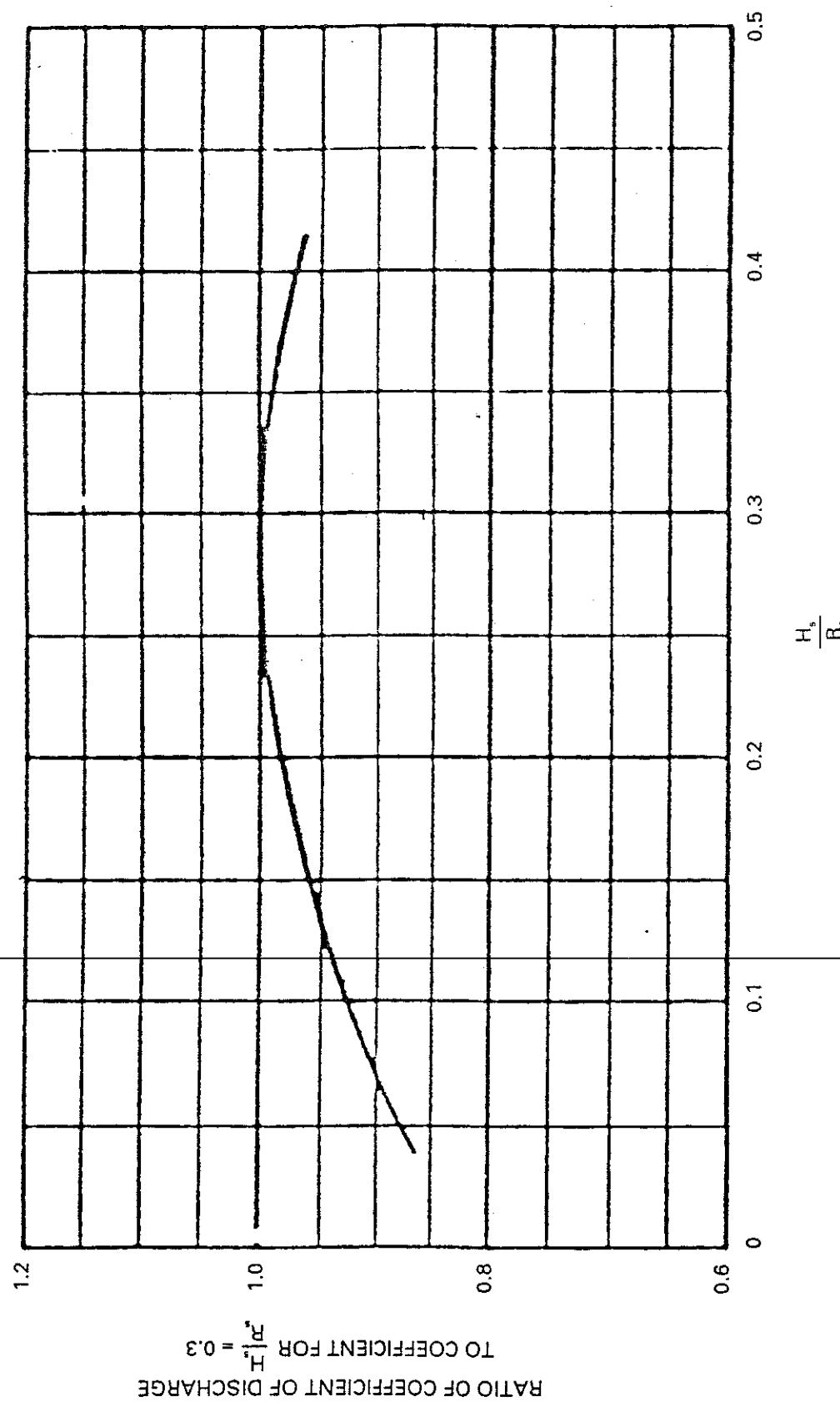


FIGURE 17.19 Circular crest coefficients of discharge for other than design head. (USBR, 1987)

## 17.26 Chapter Seventeen

TABLE 17.2 Coordinates of Lower Nappe Surface for Different Values of  $H_s/R$  When  $P/R = 0.15$

$\frac{H_s}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
$\frac{X}{H_s}$	$\frac{Y}{H_s}$ For portion of the profile above the weir crest								
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
.010	.0120	.0120	.0115	.0115	.0110	.0110	.0105	.0100	.0090
.020	.0210	.0200	.0195	.0190	.0185	.0180	.0170	.0160	.0140
.030	.0285	.0270	.0265	.0260	.0250	.0235	.0225	.0200	.0165
.040	.0345	.0335	.0325	.0310	.0300	.0285	.0265	.0230	.0170
.050	.0405	.0385	.0375	.0360	.0345	.0320	.0300	.0250	.0170
.060	.0450	.0430	.0420	.0400	.0380	.0355	.0330	.0365	.0165
.070	.0495	.0470	.0455	.0430	.0410	.0380	.0350	.0270	.0150
.080	.0525	.0500	.0485	.0460	.0435	.0400	.0365	.0270	.0130
.090	.0560	.0530	.0510	.0480	.0455	.0420	.0370	.0265	.0100
.100	.0590	.0560	.0535	.0500	.0465	.0425	.0375	.0255	.0065
.120	.0630	.0600	.0570	.0520	.0480	.0435	.0365	.0220	
.140	.0660	.0620	.0585	.0525	.0475	.0425	.0345	.0175	
.160	.0670	.0635	.0590	.0520	.0460	.0400	.0305	.0110	
.180	.0675	.0635	.0580	.0500	.0435	.0365	.0260	.0040	
.200	.0670	.0625	.0560	.0465	.0395	.0320	.0200		
.250	.0615	.0560	.0470	.0360	.0265	.0160	.0015		
.300	.0520	.0440	.0330	.0210	.0100				
.350	.0380	.0285	.0165	.0030					
.400	.0210	.0090							
.450	.0015								
.500									
.550									
$\frac{Y}{H_s}$	$\frac{X}{H_s}$ For portion of the profile below the weir crest								
-0.000	0.454	0.422	0.392	0.358	0.325	0.288	0.253	0.189	0.116
-0.020	.499	.467	.437	.404	.369	.330	.292	.228	.149
-0.040	.540	.509	.478	.444	.407	.368	.328	.259	.174
-0.060	.579	.547	.516	.482	.443	.402	.358	.286	.195
-0.080	.615	.583	.550	.516	.476	.434	.386	.310	.213
-0.100	.650	.616	.584	.547	.506	.462	.412	.331	.228
-0.150	.726	.691	.660	.620	.577	.526	.468	.376	.263
-0.200	.795	.760	.729	.685	.639	.580	.516	.413	.293
-0.250	.862	.827	.790	.743	.692	.627	.557	.445	.319
-0.300	.922	.883	.843	.797	.741	.671	.594	.474	.342
-0.400	1.029	.988	.947	.893	.828	.749	.656	.523	.381
-0.500	1.128	1.086	1.040	.980	.902	.816	.710	.567	.413
-0.600	1.220	1.177	1.129	1.061	.967	.869	.753	.601	.439
-0.800	1.380	1.337	1.285	1.202	1.080	.953	.827	.655	.473
-1.000	1.525	1.481	1.420	1.317	1.164	1.014	.878	.696	.498
-1.200	1.659	1.610	1.537	1.411	1.228	1.059	.917	.725	.517
-1.400	1.780	1.731	1.639	1.480	1.276	1.096	.949	.750	.531
-1.600	1.897	1.843	1.729	1.533	1.316	1.123	.973	.770	.544
-1.800	2.003	1.947	1.809	1.580	1.347	1.147	.997	.787	.553
-2.000	2.104	2.042	1.879	1.619	1.372	1.167	1.013	.801	.560
-2.500	2.340	2.251	2.017	1.690	1.423	1.210	1.049	.827	
-3.000	2.550	2.414	2.105	1.738	1.457	1.240	1.073	.840	
-3.500	2.740	2.530	2.153	1.768	1.475	1.252	1.088		
-4.000	2.904	2.609	2.180	1.780	1.487	1.263			
-4.500	3.048	2.671	2.198	1.790	1.491				
-5.000	3.169	2.727	2.207	1.793					
-5.500	3.286	2.769	2.210						
-6.000	3.396	2.800							
$\frac{H_s}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80

Source: USBR (1987).

TABLE 17.3 Coordinates of Lower Nappe Surface for Different Values of  $H/R$  When  $P/R = 0.30$ 

$\frac{H_s}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
$\frac{X}{H_s}$	$\frac{Y}{H_s}$ For portion of the profile above the weir crest								
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
.010	.0130	.0130	.0130	.0125	.0120	.0120	.0115	.0110	.0100
.020	.0245	.0242	.0240	.0235	.0225	.0210	.0195	.0180	.0170
.030	.0340	.0335	.0330	.0320	.0300	.0290	.0270	.0240	.0210
.040	.0415	.0411	.0390	.0380	.0365	.0350	.0320	.0285	.0240
.050	.0495	.0470	.0455	.0440	.0420	.0395	.0370	.0325	.0245
.060	.0560	.0530	.0505	.0490	.0460	.0440	.0405	.0350	.0250
.070	.0610	.0575	.0550	.0530	.0500	.0470	.0440	.0370	.0245
.080	.0660	.0620	.0590	.0565	.0530	.0500	.0460	.0385	.0235
.090	.0705	.0660	.0625	.0595	.0550	.0520	.0480	.0390	.0215
.100	.0740	.0690	.0660	.0620	.0575	.0540	.0500	.0395	.0190
.120	.0800	.0750	.0705	.0650	.0600	.0560	.0510	.0380	.0120
.140	.0840	.0790	.0735	.0670	.0615	.0560	.0515	.0355	.0020
.160	.0870	.0810	.0750	.0675	.0610	.0550	.0500	.0310	
.180	.0885	.0820	.0755	.0675	.0600	.0535	.0475	.0250	
.200	.0885	.0820	.0745	.0660	.0575	.0505	.0435	.0180	
.250	.0855	.0765	.0685	.0590	.0480	.0390	.0270		
.300	.0780	.0670	.0580	.0460	.0340	.0220	.0050		
.350	.0660	.0540	.0425	.0295	.0150				
.400	.0495	.0370	.0240	.0100					
.450	.0300	.0170	.0025						
.500	.0090	—.0060							
$\frac{Y}{H_s}$	$\frac{X}{H_s}$ For portion of the profile below the weir crest								
—.000	0.519	0.488	0.455	0.422	0.384	0.349	0.310	0.238	0.144
—.020	.560	.528	.495	.462	.423	.387	.345	.272	.174
—.040	.598	.566	.532	.498	.458	.420	.376	.300	.198
—.060	.632	.601	.567	.532	.491	.451	.406	.324	.220
—.080	.664	.634	.600	.564	.522	.480	.432	.348	.238
—.100	.693	.664	.631	.594	.552	.508	.456	.368	.254
—.150	.760	.734	.701	.661	.618	.569	.510	.412	.290
—.200	.831	.799	.763	.723	.677	.622	.558	.451	.317
—.250	.893	.860	.826	.781	.729	.667	.599	.483	.341
—.300	.953	.918	.880	.832	.779	.708	.634	.510	.362
—.400	1.060	1.024	.981	.932	.867	.780	.692	.556	.396
—.500	1.156	1.119	1.072	1.020	.938	.841	.745	.595	.424
—.600	1.242	1.203	1.153	1.098	1.000	.891	.780	.627	.446
—.800	1.403	1.359	1.301	1.227	1.101	.970	.845	.672	.478
—1.000	1.549	1.498	1.430	1.333	1.180	1.028	.892	.707	.504
—1.200	1.680	1.622	1.543	1.419	1.240	1.070	.930	.733	.521
—1.400	1.800	1.739	1.647	1.489	1.287	1.106	.959	.757	.540
—1.600	1.912	1.849	1.740	1.546	1.323	1.131	.983	.778	.551
—1.800	2.018	1.951	1.821	1.590	1.353	1.155	1.005	.797	.560
—2.000	2.120	2.049	1.892	1.627	1.380	1.175	1.022	.810	.569
—2.500	2.351	2.261	2.027	1.697	1.428	1.218	1.059	.837	
—3.000	2.557	2.423	2.113	1.747	1.464	1.247	1.081	.852	
—3.500	2.748	2.536	2.167	1.778	1.489	1.263	1.099		
—4.000	2.911	2.617	2.200	1.796	1.499	1.274			
—4.500	3.052	2.677	2.217	1.805	1.507				
—5.000	3.173	2.731	2.223	1.810					
—5.500	3.290	2.773	2.228						
—6.000	3.400	2.808							
$\frac{H_s}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80

Source: USBR (1987).

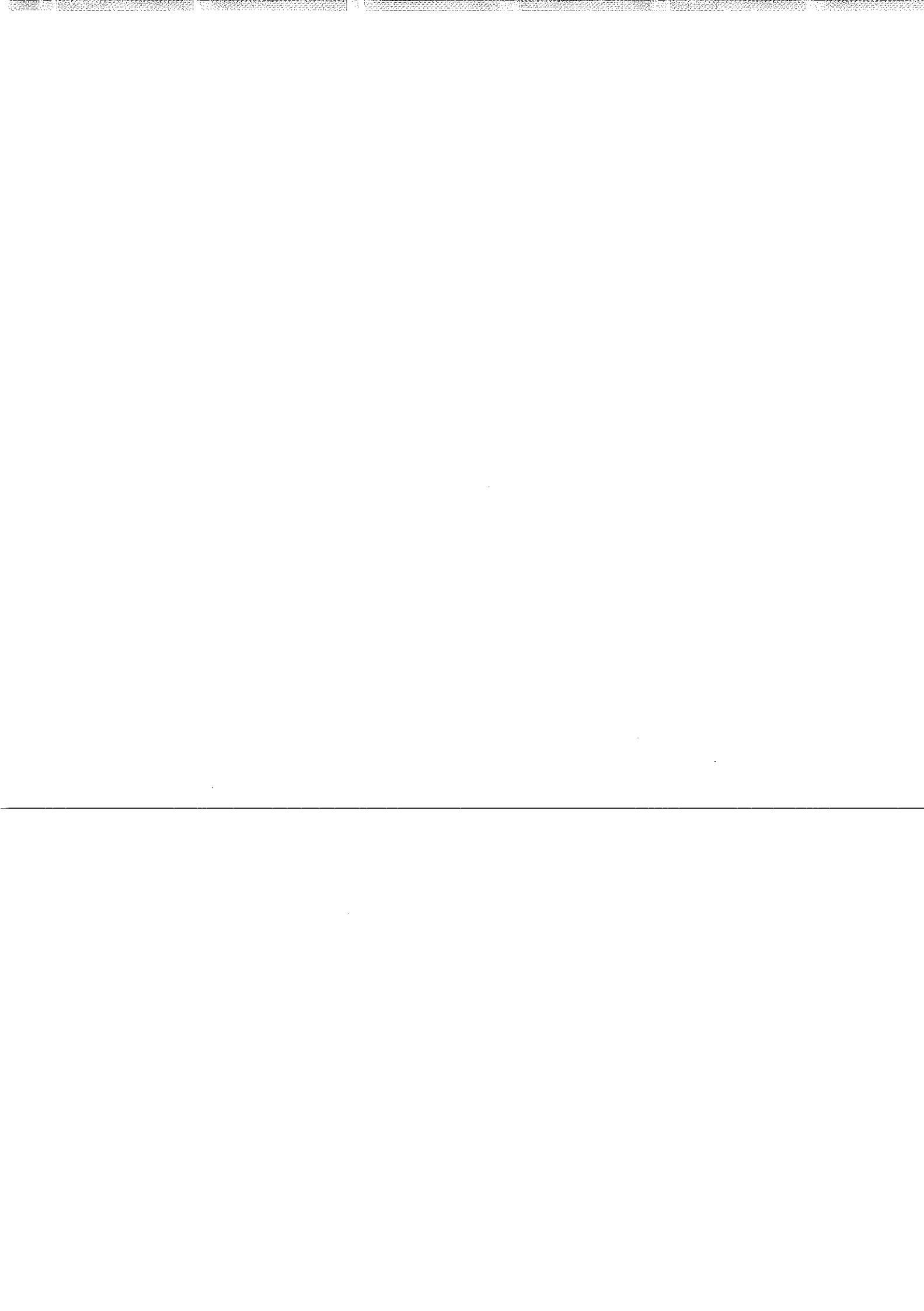
## 17.28 Chapter Seventeen

TABLE 17.4 Coordinates of Lower Nappe Surface for Different Values of  $H/R$  When  $P/R = 2.00$

$\frac{H}{R}$	0.00	0.10*	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00
$\frac{X}{H_i}$	$\frac{Y}{H_i}$ For portion of the profile above the weir crest														
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
.010	.0150	.0145	.0133	.0130	.0128	.0125	.0122	.0119	.0116	.0112	.0104	.0095	.0086	.0077	.0070
.020	.0280	.0265	.0250	.0243	.0236	.0231	.0225	.0220	.0213	.0202	.0180	.0159	.0140	.0115	.0090
.030	.0395	.0365	.0350	.0337	.0327	.0317	.0308	.0299	.0289	.0270	.0231	.0198	.0168	.0126	.0085
.040	.0490	.0460	.0435	.0417	.0403	.0389	.0377	.0363	.0351	.0324	.0268	.0220	.0176	.0117	.0050
.050	.0575	.0535	.0506	.0487	.0471	.0454	.0436	.0420	.0402	.0368	.0292	.0226	.0168	.0092	
.060	.0650	.0605	.0570	.0550	.0531	.0510	.0489	.0470	.0448	.0404	.0305	.0220	.0147	.0053	
.070	.0710	.0665	.0627	.0605	.0584	.0560	.0537	.0514	.0487	.0432	.0308	.0201	.0114	.0001	
.080	.0765	.0710	.0677	.0655	.0630	.0603	.0578	.0550	.0521	.0455	.0301	.0172	.0070		
.090	.0820	.0765	.0722	.0696	.0670	.0640	.0613	.0581	.0549	.0471	.0287	.0135	.0018		
.100	.0860	.0810	.0762	.0734	.0705	.0672	.0642	.0606	.0570	.0482	.0264	.0089			
.120	.0940	.0880	.0826	.0790	.0758	.0720	.0683	.0640	.0596	.0483	.0195				
.140	.1000	.0935	.0872	.0829	.0792	.0750	.0005	.0654	.0599	.0460	.0101				
.160	.1045	.0980	.0905	.0855	.0812	.0760	.0710	.0651	.0585	.0418					
.180	.1080	.1010	.0927	.0872	.0820	.0766	.0705	.0637	.0559	.0361					
.200	.1105	.1025	.0938	.0877	.0819	.0756	.0688	.0611	.0521	.0292					
.250	.1120	.1035	.0926	.0850	.0773	.0683	.0596	.0495	.0380	.0068					
.300	.1105	.1000	.0850	.0764	.0668	.0559	.0446	.0327	.0174						
.350	.1060	.0930	.0750	.0650	.0540	.0410	.0280	.0125							
.400	.0970	.0830	.0620	.0500	.0365	.0220	.0060								
.450	.0845	.0700	.0450	.0310	.0170	.0000									
.500	.0700	.0520	.0250	.0100											
.550	.0520	.0320	.0020												
.600	.0320	.0080													
.650	.0000														
$\frac{X}{H_i}$	$\frac{Y}{H_i}$ For portion of the profile below the weir crest														
0.000	0.668	0.615	0.554	0.520	0.487	0.450	0.413	0.376	0.334	0.262	0.158	0.116	0.093	0.070	0.048
-.020	.705	.652	.592	.560	.526	.488	.452	.414	.369	.293	.185	.145	.120	.096	.074
-.040	.742	.688	.627	.596	.563	.524	.487	.448	.400	.320	.212	.165	.140	.115	.088
-.060	.777	.720	.660	.630	.596	.557	.519	.478	.428	.342	.232	.182	.155	.129	.100
-.080	.808	.752	.692	.662	.628	.589	.549	.506	.454	.363	.250	.197	.169	.140	.110
-.100	.838	.784	.722	.692	.657	.618	.577	.532	.478	.381	.266	.210	.180	.150	.188
-.150	.913	.857	.793	.762	.725	.686	.641	.589	.531	.423	.299	.238	.204	.170	.132
-.200	.978	.925	.860	.826	.790	.745	.698	.640	.575	.459	.326	.260	.224	.184	.144
-.250	1.040	.985	.919	.883	.847	.801	.750	.683	.613	.490	.348	.280	.239	.196	.153
-.300	1.100	1.043	.976	.941	.900	.852	.797	.722	.648	.518	.368	.296	.251	.206	.160
-.400	1.207	1.150	1.079	1.041	1.000	.944	.880	.791	.706	.562	.400	.322	.271	.220	.168
-.500	1.308	1.246	1.172	1.131	1.087	1.027	.951	.849	.753	.598	.427	.342	.287	.232	.173
-.600	1.397	1.335	1.260	1.215	1.167	1.102	1.012	.898	.793	.627	.449	.359	.300	.240	.179
-.800	1.563	1.500	1.422	1.369	1.312	1.231	1.112	.974	.854	.673	.482	.384	.320	.253	.184
-.1,000	1.713	1.646	1.564	1.508	1.440	1.337	1.189	1.030	.899	.710	.508	.402	.332	.260	.183
-.1,200	1.846	1.780	1.691	1.635	1.553	1.422	1.248	1.074	.933	.739	.528	.417	.340	.266	
-.1,400	1.970	1.903	1.808	1.748	1.653	1.492	1.293	1.108	.963	.760	.542	.423	.344		
-.1,600	2.085	2.020	1.918	1.855	1.742	1.548	1.330	1.133	.988	.780	.553	.430			
-.1,800	2.196	2.130	2.024	1.957	1.821	1.591	1.358	1.158	1.008	.797	.563	.433			
-.2,000	2.302	2.234	2.126	2.053	1.891	1.630	1.381	1.180	1.025	.810	.572				
-.2,500	2.557	2.475	2.354	2.266	2.027	1.701	1.430	1.221	1.059	.838	.588				
-.3,000	2.778	2.700	2.559	2.428	2.119	1.748	1.468	1.252	1.086	.853					
-.3,500	-----	2.916	2.749	2.541	2.171	1.777	1.489	1.267	1.102						
-.4,000	-----	3.114	2.914	2.620	2.201	1.796	1.500	1.280							
-.4,500	-----	3.306	3.053	2.682	2.220	1.806	1.509								
-.5,000	-----	3.488	3.178	2.734	2.227	1.811									
-.5,500	-----	3.653	3.294	2.779	2.229										
-.6,000	-----	3.820	3.405	2.812	2.232										
$\frac{H}{R}$	0.00	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00

\*The tabulation for  $\frac{H_i}{R} = 0.10$  was obtained by interpolation between  $\frac{H_i}{R} = 0$  and  $0.20$ .

Source: USBR (1987).



and the siphon's capacity. An alternative called an *air-regulated* siphon is designed to operate in a steady-state condition for any discharge between priming and capacity and flowing full of a water-air mixture without reaching the blackwater condition. Therefore, it produces a more stable flow condition with a smoother transition during priming. This type of siphon was developed more than 50 years ago and has been used extensively in the Far East to pass floods of up to  $2200 \text{ m}^3/\text{s}$  (Ackers and Thomas, 1975). Its performance can be affected by waves, floating debris, and ice. Recent designs have provided corrections for these problems: for example, by installing of a vertical baffle wall at the upstream face of the siphon.

Figure 17.26 shows a typical layout, and Fig. 17.27 shows a typical discharge rating curve. Except for the air intake, the design of an air-regulated siphon spillway is generally similar to that of a standard siphon spillway. A preliminary design can be developed by scaling from a design that has been model tested (e.g., Fig. 17.26). However, because approach and exit flow conditions vary from project to project, each design should always be confirmed by model tests. In particular, the mixed-flow conditions, along with potential cavitation at the siphon crest (as with the standard siphon), make this design more complicated than the standard siphon. However, this design is preferable when flow conditions are highly variable. A summary of experience with air-regulated siphons is available in Ackers and Thomas (1975).

## 17.9 TUNNEL SPILLWAY

*جیوجیو*

*Tunnel spillways* are used with embankment dams, where there is no suitable location for a chute spillway. A competent rock abutment is required. Tunnel spillways can be gated or ungated, depending on topographic and geologic constraints at the tunnel entrance. In some cases, gates may be required, as shown in Fig. 17.28. A tunnel spillway generally consists of the following elements: entrance structure, inclined tunnel section, flat tunnel section, and flip-bucket.

### 17.9.1 Entrance Structure

The *entrance structure* serves to provide the required discharge capacity and to transition the flow to the inclined tunnel section. If the entrance structure is ungated, it generally will be a side-channel crest with a trough designed in accordance with Sec. 17.4. If the entrance is gated, it may be by ogee crest gates or by orifice gates. If ogee crest gates are used, the ogee is shaped in accordance with Sec. 17.2, Step 9. If the entrance is a gated orifice, use Sec. 17.5.

The transition from an entrance structure to an inclined shaft must be gradual to maintain accelerating, supercritical, open-channel flow. The transition is usually from a rectangular section to a circular tunnel section. Angles of convergence should not exceed approximately  $3^\circ$  (1:20).

### 17.9.2 Inclined Tunnel Section

The *inclined tunnel* provides for acceleration of the flow from the entrance transition to the flat-tunnel section downstream. The inclined shaft is connected to the flat tunnel by a vertical curve with a large radius ( $R/D \geq 5$ ). The elevation of the bottom of the curve should provide velocity and depth to satisfy the following energy consistent with head-

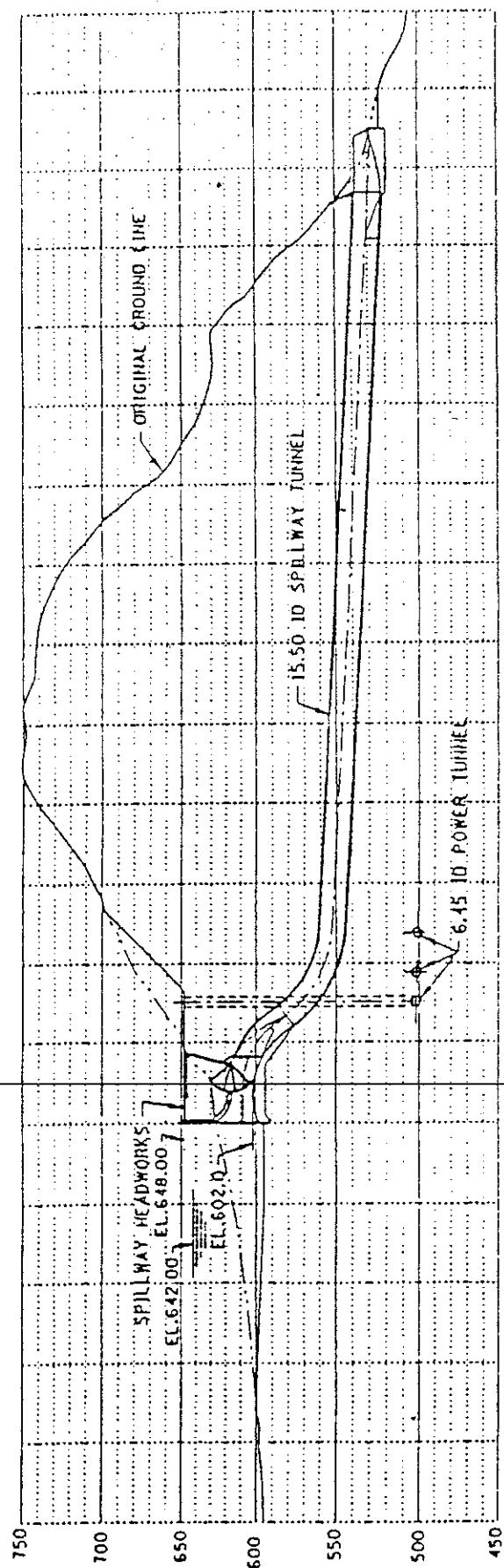


FIGURE 17.28 Typical arrangement of a tunnel spillway. (Harza Engineering Co., 1996).

## 17.38 Chapter Seventeen

water and head losses up to and including the vertical bend, and uniform flow at a depth of 75 percent with long-term tunnel roughness (assume Manning's  $n = 0.016$ ) in the flat-tunnel section downstream.

If the head is sufficient to produce a velocity of 25 to 30 m/s at the end of the vertical curve, an aeration ramp must be provided upstream of the curve. The location and geometry of the aeration ramp generally are determined by a physical model because of the circular shape of the tunnel.

### 17.9.3 Flat-Tunnel Section

The *flat-tunnel section* is generally situated as low as possible to minimize the tunnels size while maintaining the downstream end above the tailwater. If the downstream end is fixed—say, 3 meters above maximum tailwater—then the tunnel's size and slope are proportioned to produce a depth and velocity at the vertical bend that is consistent with headwater and energy losses in the entrance structure and the inclined shaft. In some cases, the length of the tunnel may be such that the downstream tunnel extends directly to the entrance structure without an inclined tunnel section. In such a case, the aeration ramp would be placed in the downstream tunnel if the velocity reaches approximately 25 to 30 m/s.

It is most convenient for hydraulics and construction if the tunnel section has a square bottom, which provides more flow area and simplifies the design of the aeration ramp. It also eliminates the transition from the downstream tunnel to the flip-bucket.

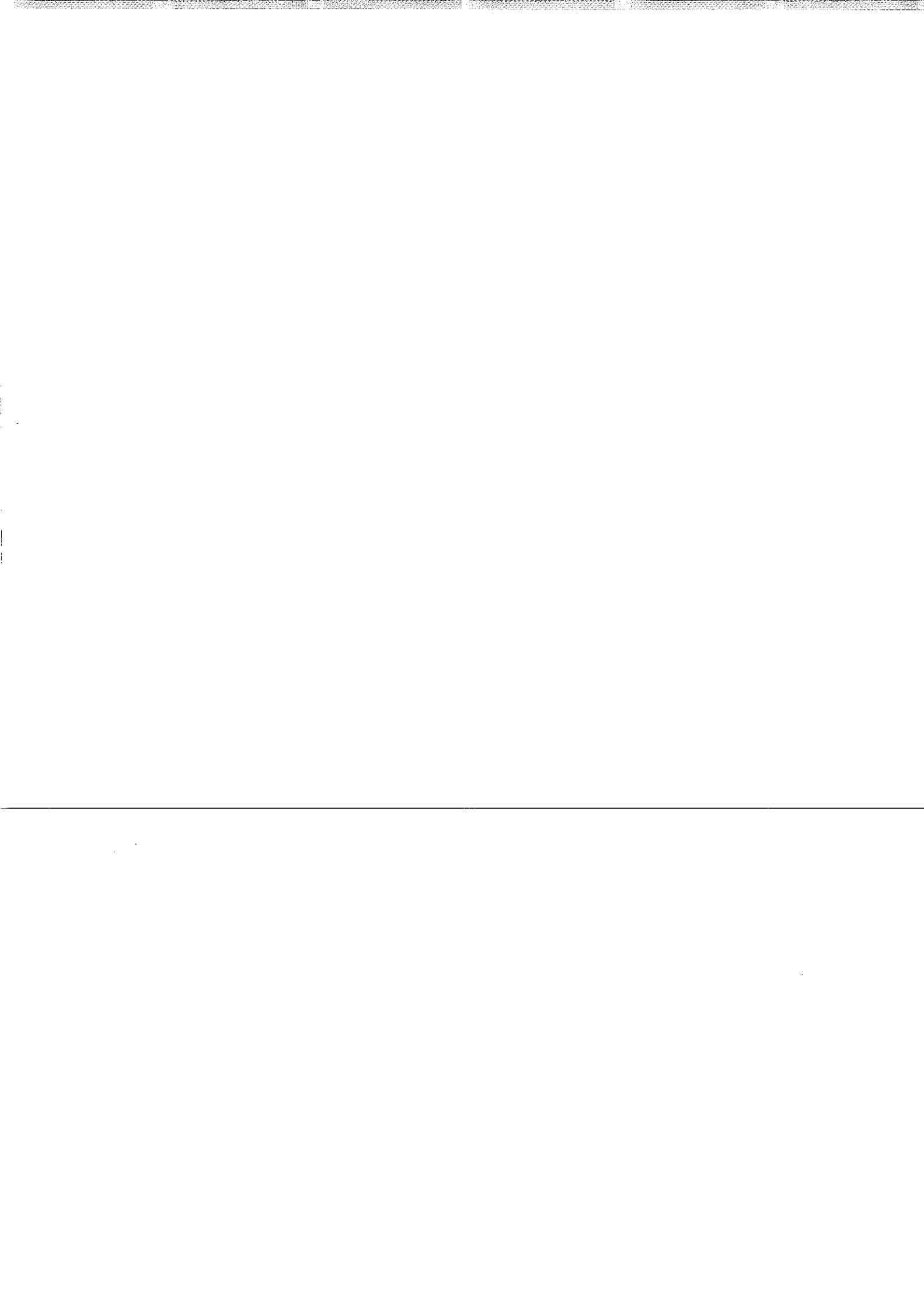
### 17.9.4 Flip-Bucket

The energy dissipator for a tunnel spillway will almost always be a *flip-bucket* because it is generally the most economical solution. Any transition from the tunnel to the flip-bucket must be gradual. The simplest flip-bucket is the straight cylindrical type that has the same width as does the tunnel. However, if the impact of the jet with the tailrace is not acceptable, a special bucket may be required. Such a bucket might turn or spread the flow to limit or localize the plunge-pool scour. A special bucket generally requires a physical model. Because the tunnel spillway, as a general rule, will have special features, a physical model is usually recommended.

## 17.10 SPILLWAY CHUTE

### 17.10.1 Smooth Chute

The *spillway chute* connects the crest structure with an energy dissipator. In plan, it may be straight or curved, have a uniform width, or be tapered. The most common design is a straight chute with a gradual taper. More complex designs require physical model tests. In section, it can have a uniform slope or have more than one slope connected by vertical curves. The most common chute profile is a flat upper chute and a steep lower chute connected by a vertical curve. Chute friction losses are generally calculated assuming that the minimum Manning's  $n = 0.010$  (for energy dissipator design) and that the maximum Manning's  $n = 0.016$  (for wall heights).



### 6.2.5 Analytical method

The equation which governs the groundwater flow is in the form of a Laplace differential equation. The equation for two-dimensional steady state flow is as follows:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (6.10)$$

where  $h$  is the head of water in the subsoil at location  $(x, y)$ . Solution of the above equation is straightforward provided the soil is homogeneous and the boundary conditions are simple and well defined. Since the base of weirs is not always straight and has cut-off walls, the boundary conditions become complicated and integration of the equation becomes difficult or even impossible.

When a structure is built on a non-homogeneous soil, the only way to solve the problem is by using a suitable numerical method, such as the finite element and finite difference methods. Discussing numerical methods for solving the Laplace equation is outside of the scope of this book. However, where the design of small weirs is concerned, there is hardly any need for using any numerical method for determining the uplift pressure and seepages.

### 6.3 ENERGY DISSIPATORS AND ITS EFFECT ON THE APRON LENGTH

It was explained in Chapter 5 that construction of a solid apron is required to accommodate the hydraulic jump. In the previous sections of this chapter the relation between the exit hydraulic gradient and length of the apron was established. Constructing ordinary horizontal flat aprons to match the required hydraulic jump and existing gradient criteria usually results in a massive costly structure. The length of apron can be reduced by introducing cut-off walls, but there is a limit however for this reduction, since the hydraulic jump must not be allowed to occur outside the apron. To control location of the jump and reduce the construction cost, energy dissipators should be introduced. [Design of the energy dissipators depends on values of Froude number in pre- and post-jump and the tail water depths.]

Fig. 6.10 presents the design criteria for various types of energy-dissipating structures and stilling basins, which is reproduced from Engineering Monograph No. 25, US Department of the Interior Bureau of Reclamation.

#### The design procedure

1. Determine the pre- and post-hydraulic jump water depth.
2. Determine the pre-jump velocity  $V_1$  and Froude number,  $F_1$ .

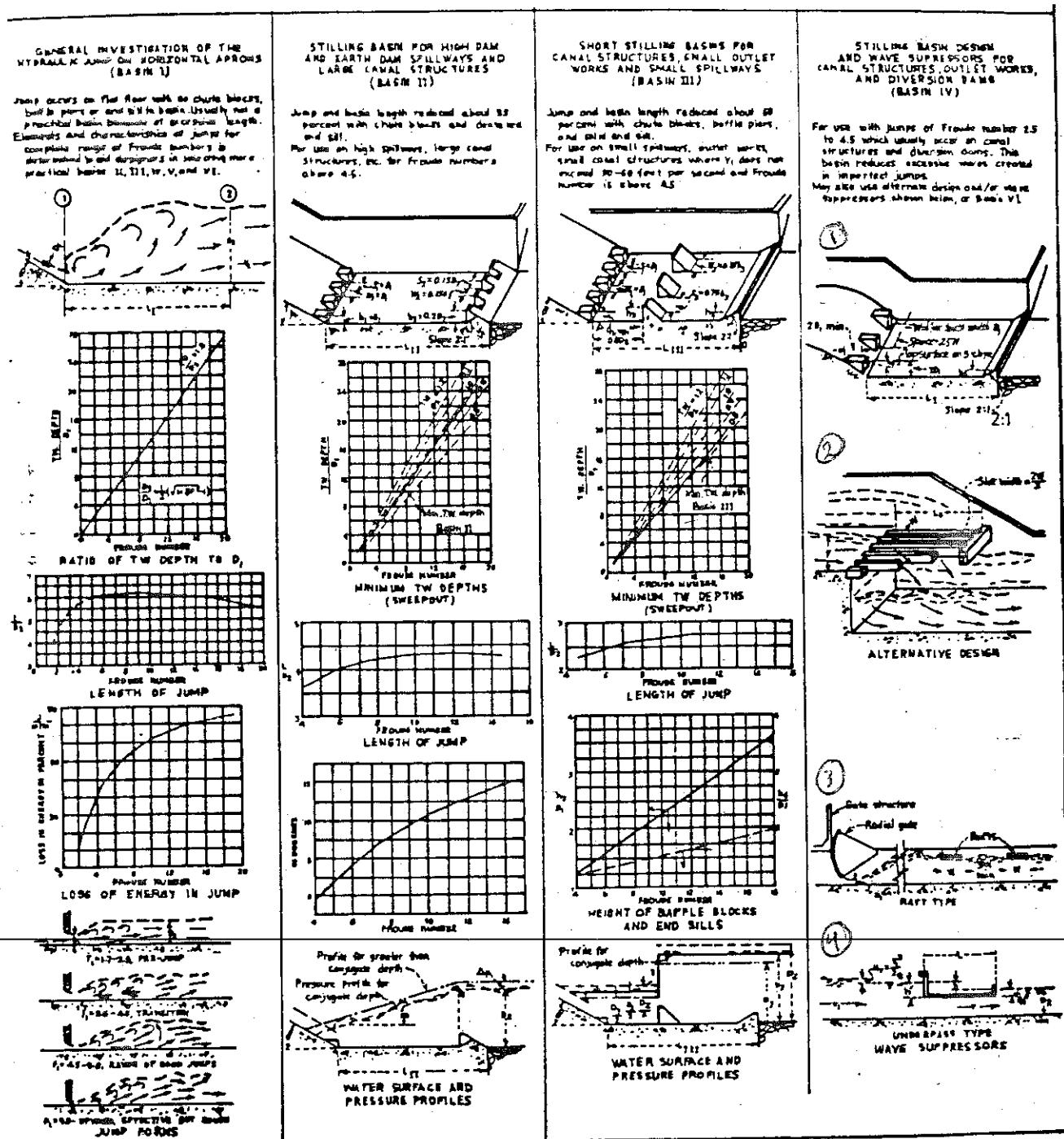


Fig. 6.10 Characteristic of type I, II, III and IV stilling basins. (USBR Monograph No. 25)

3. From Fig. 6.10 select a suitable basin to satisfy the flow condition, taking into consideration the practicality in constructing it. The figure is self explanatory; however, with the additional explanation given in Table 6.5, the basin selection should not be a problem.
4. The basin selected in step three is adequate to disperse the flow energy and accommodate the jump, but it does not necessarily give an adequate creep length to guarantee a safe exit hydraulic

Table 6.5 Selection of the stilling basin criteria

Type of basin	Froude no. $F_1$	Limitations and characteristics
I	All ranges	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Not economic</li> <li>- the jump entirely depends on the tail water and it may sweep away from the basin if <math>D_2 &gt; D_3</math></li> </ul>
II	$> 4.5$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- The basin length is smaller than basin I by 33% and disperses the energy within the basin</li> <li>- Its construction is a little complicated because of the form work of the dentated sill and chute blocks.</li> </ul>
III	$> 4.5$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Suitable for cases where <math>V &lt; 15 \text{ m/s}</math></li> <li>- The basin length is smaller than basin I by 60%, but it is more difficult to construct because of the form works of the end sill.</li> </ul>
IV	$2.5 < F_1 < 4.5$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- The basin length is the same as the length of basin I, but it guarantees the occurrence of the jump within the basin and reduces waves result from imperfect jumps</li> </ul>

gradient. Therefore the exit gradient should be calculated for the given basin length. If it is greater than the safe gradient for the particular soil, the basin length must be increased at its end, or intermediate cut-off walls introduced. However, the distance between the basin blocks and the sill must not be changed.

#### ~~6.4~~ PROTECTION WORK FOR THE STRUCTURE

The structure must be well protected from the river overflow and water creep along the walls must be prevented. Construction of wing walls at both ends of the structure is essential to anchor it into the embankment. The upstream wings are usually constructed at an angle of  $30-45^\circ$  with the river bank, and it should be extended beyond the top line of the embankment by at least 1.00 m. Type of required protection and height of the embankment, depend on the frequency of the river overflow and the investment cost of both the structure and the protection work. Fig. 6.11 presents a typical layout of a structure.

To protect the channel bed from being eroded by the current leaving the solid apron, usually riprap, is placed. The length, size of stones used, and thickness of the layer must be carefully chosen according to certain criteria.

*Bucket-Type and Ski-Jump Energy Dissipators*

The bucket-type energy dissipator illustrated in Fig. 6-36 is normally cheaper than the stilling basin but is remarkably effective. Essentially it is a means of deflecting the flow upwards at a considerable angle to the horizontal, preferably about  $45^\circ$ , and this is achieved simply by means of a concave profile of large radius. The purpose of the upward deflection is to promote the formation of a reverse roller, as shown in Fig. 6-36, which returns bed material towards the structure just as in Fig. 6-34. The riverbed profile shown in Fig. 6-36 is typical of the stable bed profiles developed by the action of the bucket.

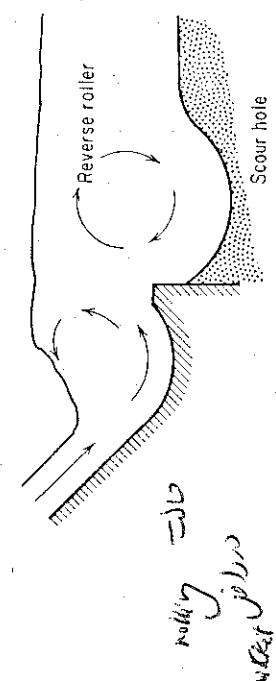


Figure 6-36. *The Bucket-Type Energy Dissipator*

Tests on this type of energy dissipator show that for satisfactory operation it needs a tailwater depth at least equal to the depth needed to form a hydraulic jump; for lesser depths the jet leaving the bucket lip tends to burst through the surface, with considerable formation of spray.

The bucket-type dissipator is not, therefore, a remedy for inadequate tailwater depth. If the tailwater level is in fact insufficient for hydraulic jump formation, as it often is in the case of high spillways, the ski-jump dissipator may be used. Figure 6-37 illustrates a common form of this device, often called a trajectory or flip bucket. In this figure the bucket is at the foot of an open spillway; it may equally well be placed at the end of a tunnel spillway. In either case the objective is the same: to produce a long jet which will lose

some of its energy in flight and will land at a safe distance downstream. Unless the riverbed material is hard rock, model tests are usually required to determine what constitutes a safe distance.

More recent data on the flip-bucket type are given by Rhone and Peterka [42]. Study of the leading dimensions of actual designs reveals a wide variety of choice exercised by designers, as to values of the angle of projection, the elevation of the bucket, and so on. This is not surprising, for the single governing criterion is that the jet should land at a safe distance downstream; this criterion can be met by a wide variety of bucket arrangements and locations.

The material in this section has dealt with the subject only in brief outline. In order to fill in the details, the reader is referred to the extensive summary and bibliography given in the report [43] of a Task Force set up for the purpose by the American Society of Civil Engineers, and to the comprehensive design recommendations of the U. S. Bureau of Reclamation [45].

#### References

1. T. Rehbock. Discussion of "Precise Weir Measurements" by E. W. Schoeder and K. B. Turner, *Trans. Am. Soc. Civil Engrs.*, vol. 93 (1929), p. 1143.
2. R. von Mises. "Berechnung von Ausfluss und Überfallzahlen," *Z. ver. Deut. Ing.*, vol. 61 (1917), p. 447.
3. A. Lauck. "Überfall über ein Wehr," *Z. angew. Math. Mech.*, vol. 5 (1925), p. 1.
4. R. V. Southwell and G. Vaisey. "Relaxation Methods Applied to Engineering Problems; XII, Fluid Motions Characterized by 'free' Streamlines," *Phil. Trans. Roy. Soc. (London)*, A, vol. 240 (1946), p. 117.
5. G. Birkhoff. "Calculation of Potential Flows with Free Streamlines," *Proc. Am. Soc. Civil Engrs.*, vol. 87, no. HY6 (November 1961), p. 17.
6. J. B. Francis. *Lowell Hydraulic Experiments*, 4th ed. (New York: D. Van Nostrand Company, Inc., 1883).
7. "Pump Tests," *Brit. Stand. Spec. No. 599* (1939, amended 1945).
8. H. Rouse and L. Reid. "Model Research on Spillway Crests," *Civil Engineering*, vol. 5 (January 1935), p. 10.
9. O. Dillman. "Untersuchungen an Überfällen," *Mitt. des Hyd. Inst.*, Munich, no. 7 (1933).
10. Ven Te Chow. *Open-Channel Hydraulics* (New York: McGraw-Hill Book Company, Inc., 1959), Chap. 14.
11. J. N. Bradley and A. J. Peterka. "The Hydraulic Design of Spillway Basins," *Proc. Am. Soc. Civil Engrs.*, vol. 83, no. HY5, Proc. Papers 1401-6 (October 1957).
12. L. G. Straub and A. G. Anderson. "Experiments on Self-Aerated Flow in Open Channels," *Trans. Am. Soc. Civil Engrs.*, vol. 125 (1960), p. 456.
13. A.S.C.E. Task Committee. "Aerated Flow in Open Channels," *Proc. Am. Soc. Civil Engrs.*, vol. 87, no. HY3 (May 1961), p. 73.
14. F. M. Henderson. "Flow at the toe of a Spillway: I—The 'Open-Toe' Spillway; II (with D. G. Tierney) The 'Solid-Toe' Spillway," *La Houille Blanche*,

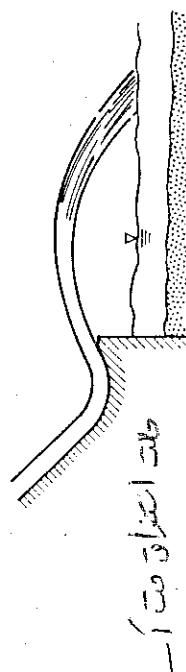
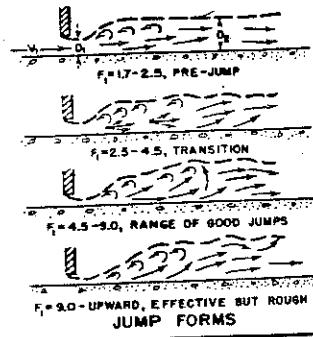
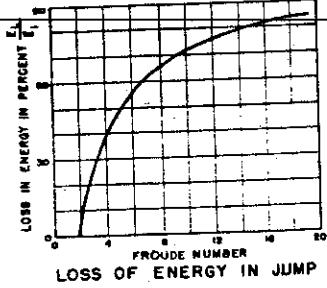
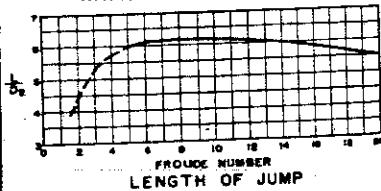
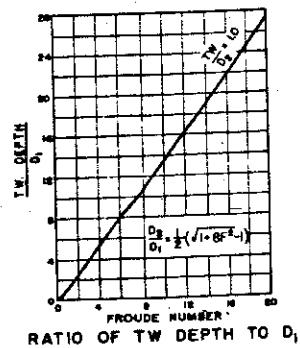
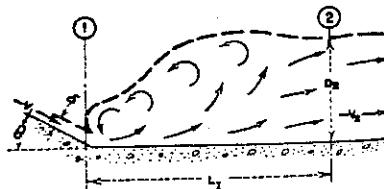


Figure 6-37. *The Ski-Jump, or Flip-Bucket, Energy Dissipator*

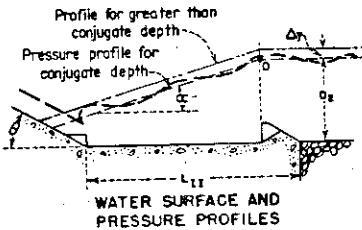
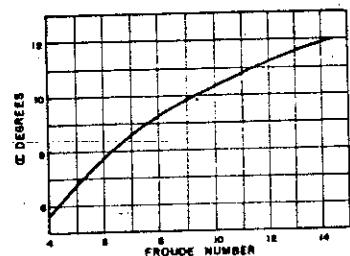
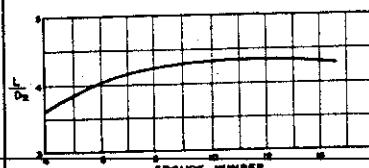
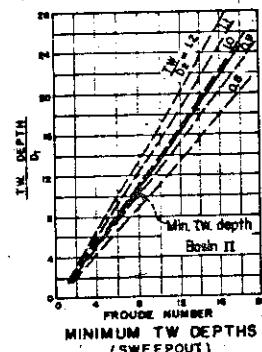
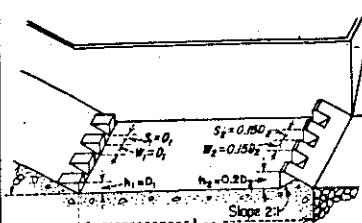
### SECTION 1 GENERAL INVESTIGATION OF THE HYDRAULIC JUMP ON HORIZONTAL APRONS (BASIN I)

Jump occurs on flat floor with no chute blocks, baffle piers or end sill in basin. Usually not a practical basin because of excessive length. Elements and characteristics of jumps for complete range of Froude numbers is determined to aid designers in selecting more practical basins II, III, IV, V, and VI.



### SECTION 2 STILLING BASIN FOR HIGH DAM AND EARTH DAM SPILLWAYS AND LARGE CANAL STRUCTURES (BASIN II)

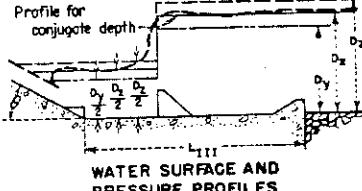
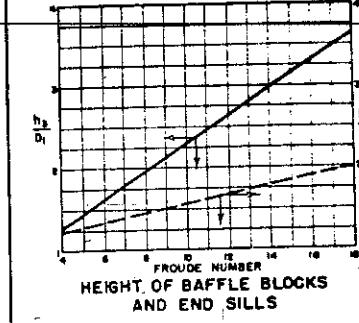
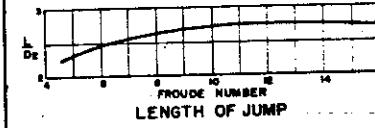
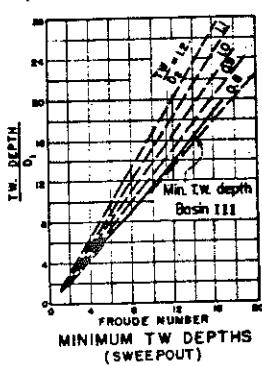
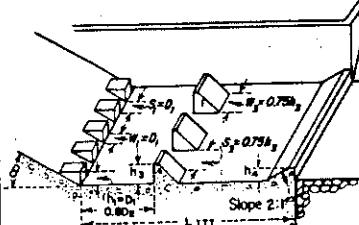
Jump and basin length reduced about 33 percent with chute blocks and dentated end sill. For use on high spillways, large canal structures, etc. for Froude numbers above 4.5.



WATER SURFACE AND  
PRESSURE PROFILES

### SECTION 3 SHORT STILLING BASINS FOR CANAL STRUCTURES, SMALL OUTLET WORKS AND SMALL SPILLWAYS (BASIN III)

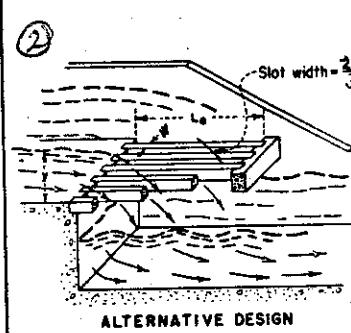
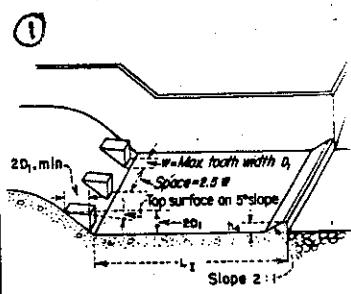
Jump and basin length reduced about 60 percent with chute blocks, baffle piers, and solid end sill. For use on small spillways, outlet works, small canal structures where  $V_1$  does not exceed 50-60 feet per second and Froude number is above 4.5.



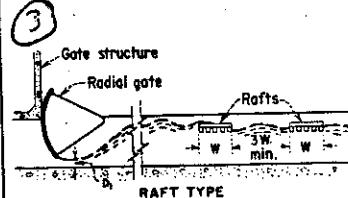
WATER SURFACE AND  
PRESSURE PROFILES

### SECTION 4 STILLING BASIN DESIGN AND WAVE SUPPRESSORS FOR CANAL STRUCTURES, OUTLET WORKS, AND DIVERSION DAMS (BASIN IV)

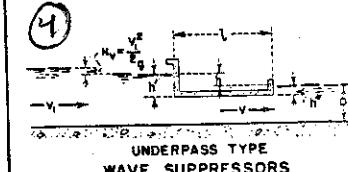
For use with jumps of Froude number 2.5 to 4.5 which usually occur on canal structures and diversion dams. This basin reduces excessive waves created in imperfect jumps. May also use alternate design and/or wave suppressors shown below, or Basin VI



ALTERNATIVE DESIGN

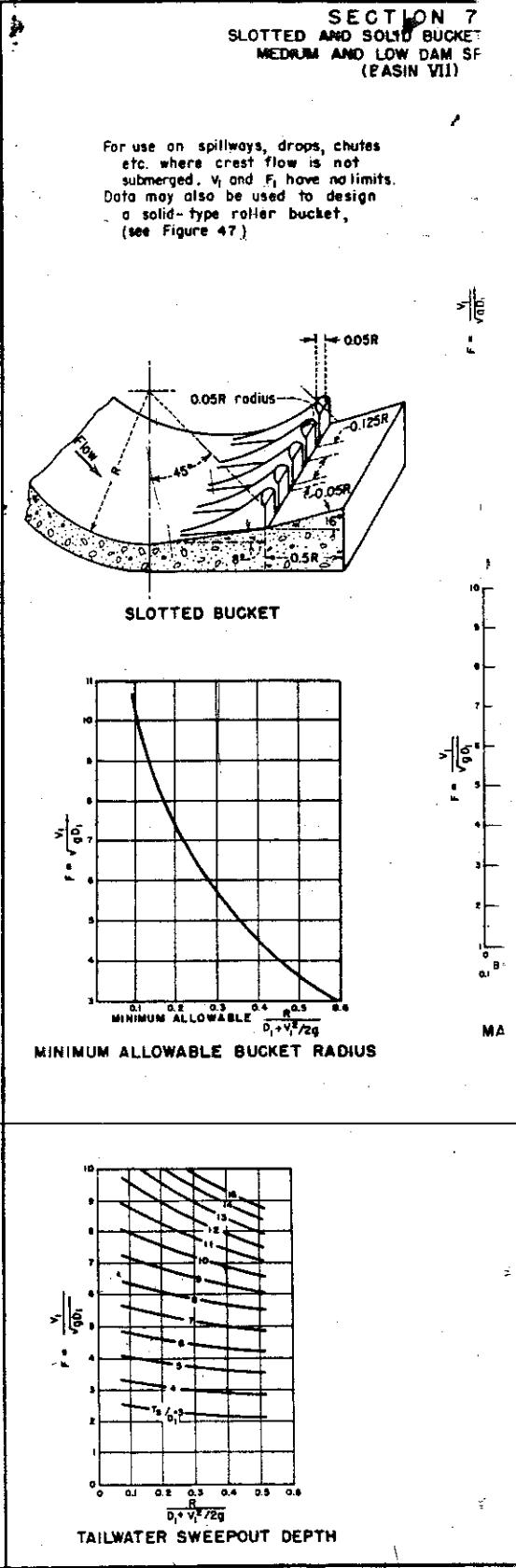
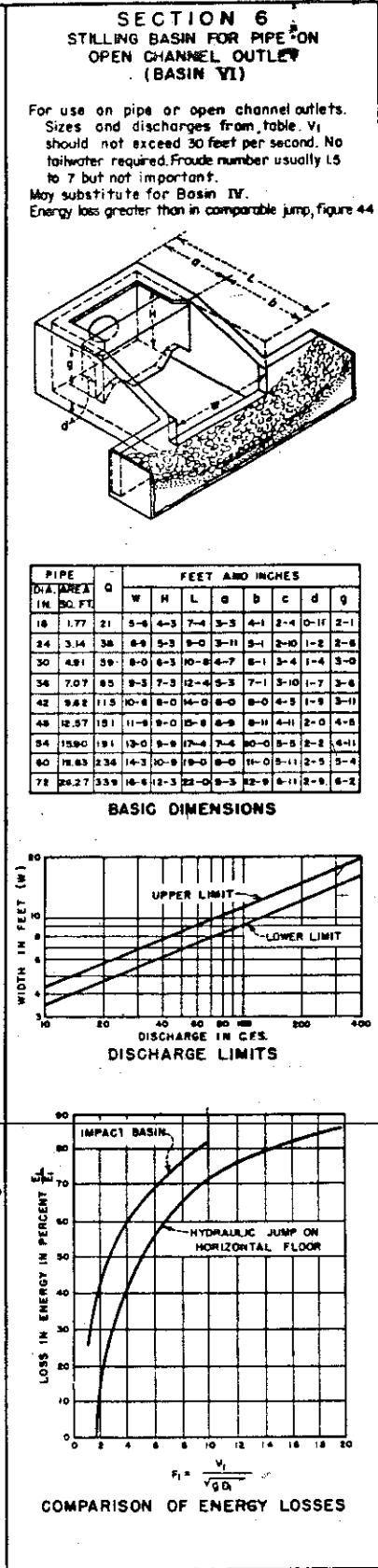
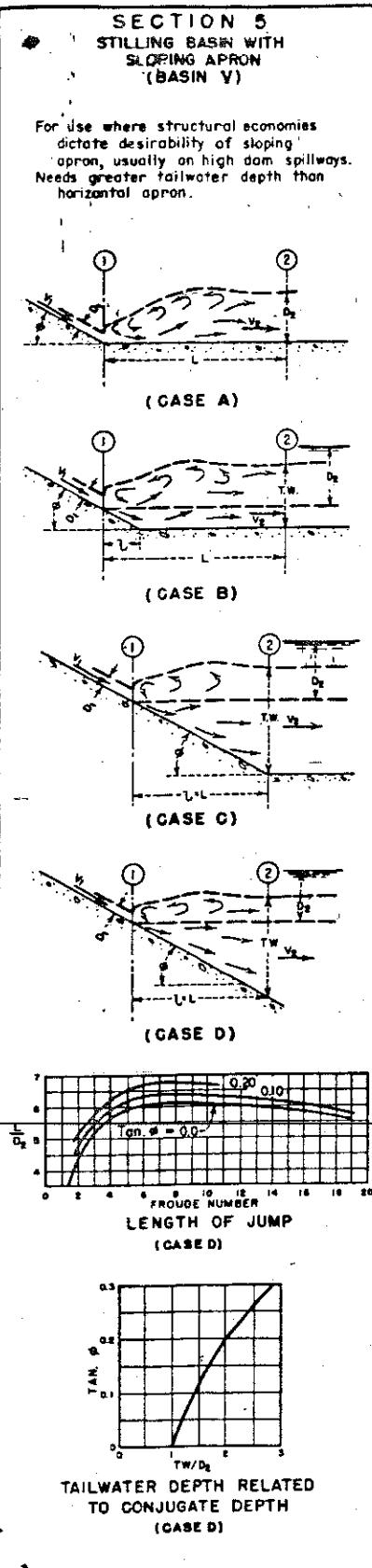


RAFT TYPE



UNDERPASS TYPE  
WAVE SUPPRESSORS

SUMMARY OF STILLING BASIN CHARACTERISTICS  
SECTIONS 1 THROUGH 4.

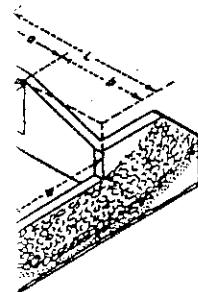


**SECTION 6**  
IN FOR PIPE-ON  
CHANNEL OUTLET  
(BASIN VI)

open channel outlets,  
ranging from Table VI.  
130 feet per second. No  
route number usually less  
than 10.

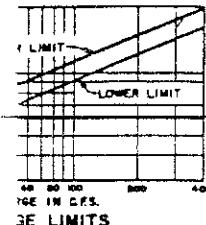
Basin IV.

min comparable jump, figure 44.



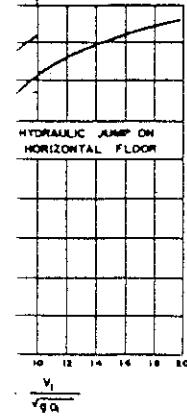
FEET AND INCHES								
L	a	b	c	d	e	f	g	h
7-4	3-3	6-1	2-4	10-11	2-1			
6-0	2-11	5-4	2-0	1-2	2-6			
0-0	6-7	6-1	3-4	1-4	2-0			
2-4	5-3	7-1	3-10	1-7	3-6			
4-0	6-0	8-0	4-8	1-9	3-11			
5-0	6-9	8-11	4-4	2-0	4-11			
7-4	7-4	10-0	5-5	2-2	4-11			
5-0	6-0	11-0	5-11	2-5	3-4			
2-0	9-3	12-9	8-11	2-9	3-2			

MENSIONS



HEAD LOSS

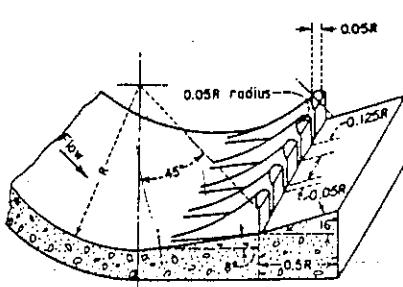
DISCHARGE LIMITS



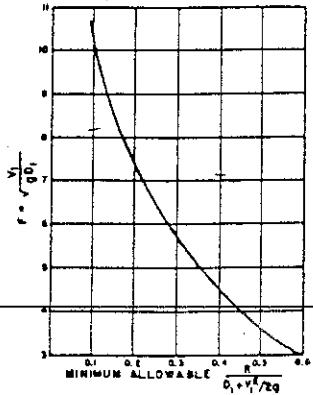
ENERGY LOSSES

**SECTION 7**  
SLOTTED AND SOLID BUCKET FOR HIGH,  
MEDIUM, AND LOW DAM SPILLWAYS  
(BASIN VII)

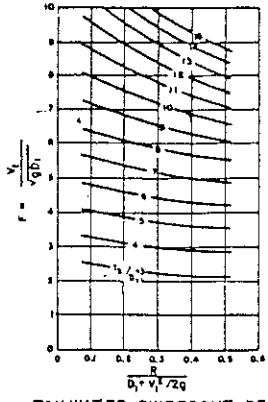
For use on spillways, drops, chutes etc. where crest flow is not submerged.  $V_1$  and  $F_1$  have no limits. Data may also be used to design a solid-type roller bucket, (see Figure 47.)



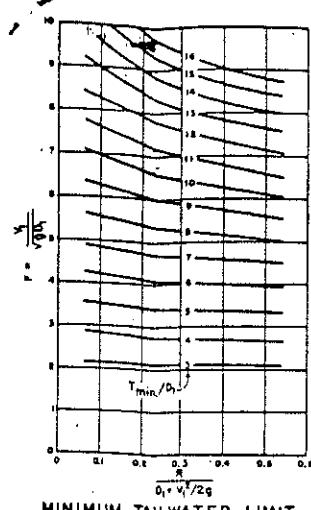
SLOTTED BUCKET



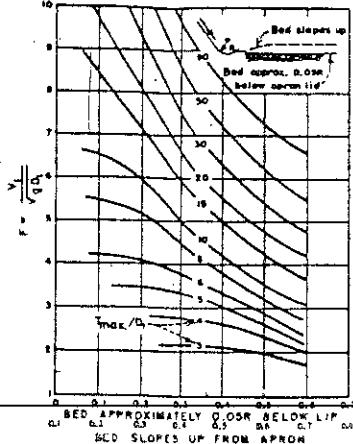
MINIMUM ALLOWABLE BUCKET RADIUS



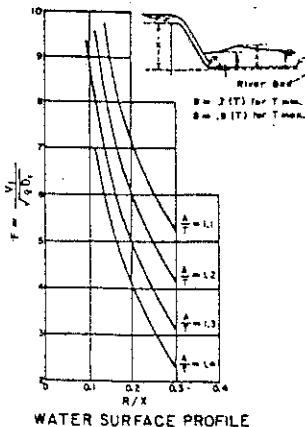
TAILWATER SWEEPOUT DEPTH



MINIMUM TAILWATER LIMIT



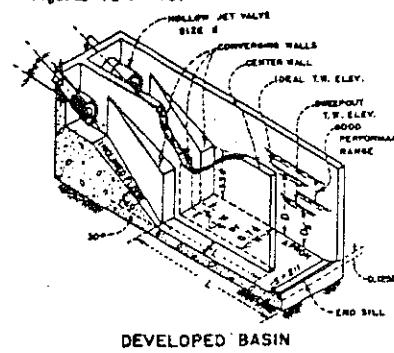
MAXIMUM TAILWATER LIMIT



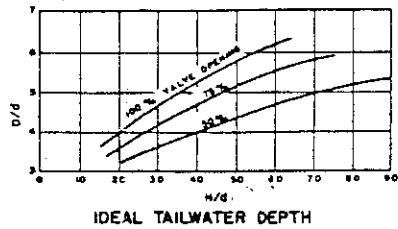
WATER SURFACE PROFILE  
CHARACTERISTICS  
(FOR SLOTTED BUCKETS ONLY)

**SECTION 8**  
STILLING BASIN FOR HIGH HEAD OUTLET  
WORKS UTILIZING HOLLOW JET-VALVE CONTROL  
(BASIN VIII)

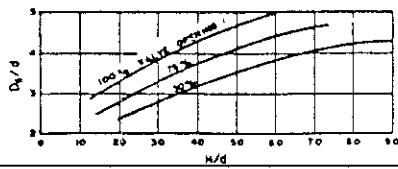
This stilling basin, about 50% shorter than a conventional basin, is used to dissipate hydraulic energy of the downstream end of an outlet works control structure. To reduce cost and save space, the stilling basin is usually constructed within or adjacent to the powerhouse structure as shown in Figures 72 and 73.



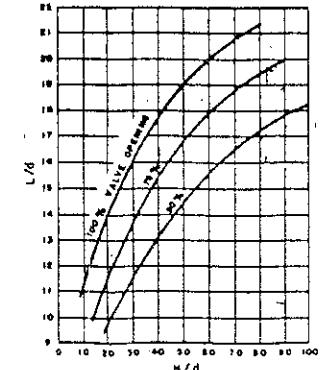
DEVELOPED BASIN



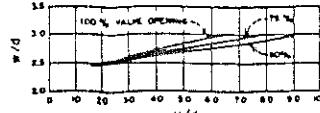
IDEAL TAILWATER DEPTH



TAILWATER SWEEPOUT DEPTH



STILLING BASIN LENGTH



BASIN WIDTH PER VALVE

For use on  
low-head  
borders  
the  
Slope  
down  
stair  
desig  
sec  
as i

varied  
bottom  
width  
from  
4 rows  
bottom

SCALE OF FEET - NORMAL TO GROUT

The b  
mo  
60 c  
Entro  
prod  
See f  
pool  
Baffl  
to C  
Baffl  
up t  
The s  
per  
H. S  
Four  
est  
fes  
les  
in t  
The c  
time  
Rippl  
sho  
of  
und

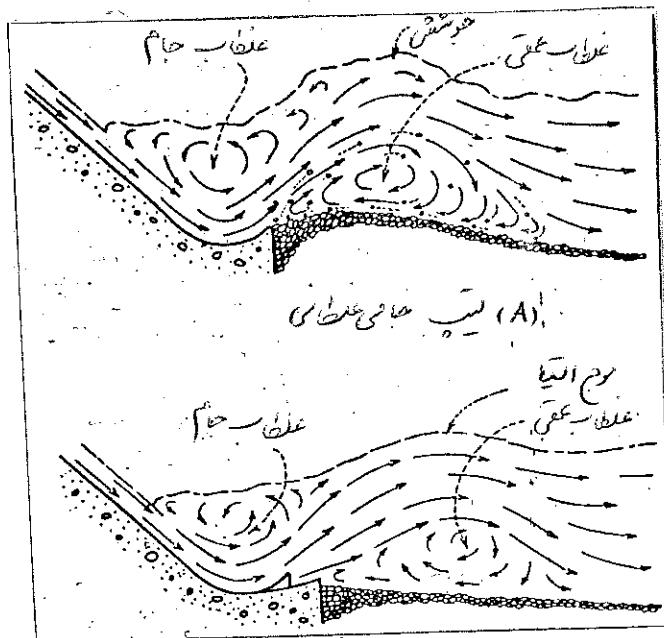
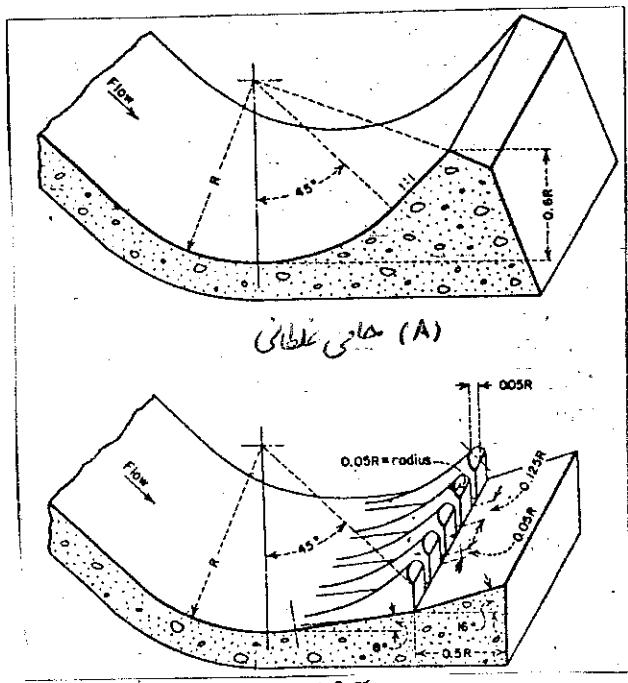


انزلاقیه جامی مستغرق: Submerged Bucket Dissipators (USBR VII)

وئى سىرىچىل نىڭ بىلدىمى تۇر ئەزىزچىك ئاسن حايس ئىشلەنۈزۈ دىان حەل طول ساھىل ئەيدىپس ئەنخۇنىز ئەنەملىرى  
بىرىنچىت كەھرىز ئاشقىنى دەستدار قۇل سەقەطىر ئەپسەن بىر

کسی رنگ نداشته باشد اما همچنان (نیزه) حی برآید و دلخواه چیزی برای کسری را بگیرد این میتواند این رنگ را در پوست انسان تغییر دهد و درین مورد این رنگ را عین رنگ انسان نمایند.

داین ارسی چهارم از این سلسله می‌باشد که در زمان شاهزاده ناصر زید پسر ایشان حاکم ایران بود.



شیخ احمد بن مسعود

شعل (الله عَزَّوجلَّ) رَحْمَةً وَرَوْبَرَ رَحْمَةً عَلَيْهِ فَرَأَى شَعْلًا مُنْدَنًا لَهُ شَاعِرٌ

عکس راهنمایی درون از زیرزمین حاصل. ملار نیز هفت منظره ایت آن هر چند از نزدیک بود و عکس راهنمایی خود را در آن از پنهان کرد. این عکس راهنمایی درون از زیرزمین آرام نموده، حبیل بست پادر برگاب گلود این عنصر سب ایور جوائز را که

حیراً د نهیم که علیک لذت داشت عزیز سامت راهبیت یعنی است آرام نده حیثیت نداشتن

سلام نسخه دارد. امور راسته که از این علی ای راه خود را می داشت در اینجا نهاد

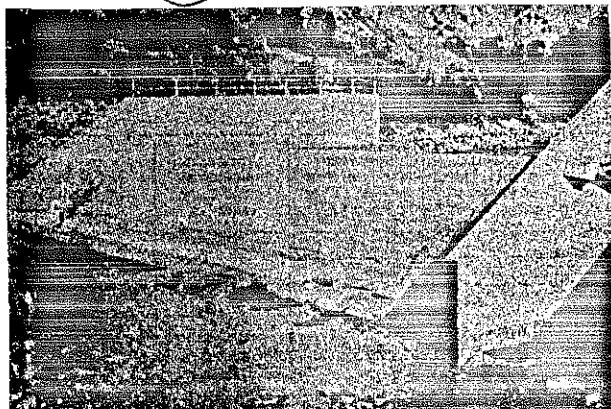
در این آنچه می بینید، آنکه نیاز ندارد. هسته ای سرمه تزیید نمایند. آرام نمایند. با این راه رفاقت تر و درین نزد  
این رفاقت تر هسته ب مریخ (پنجه) و فقط در همان زمان هست سالم. سلامت زید به سطح آب راه بین آنها

روانیات جلیل هفت تر این سق می آمد و روانی از زمینه خود را درسته بود و عکس عکس بعده بوجواده بجهت هر دو  
وستیه این عکس می داشت عکس پایین تر افراد شالار در سراسر حمام و جوار ایشان و جبلیل بین دست

smooth

اک دز آرامکه: جی سلیکن (Solid Bucket) میں اس طرز میں کوئی مصالح ایسے رکھ دیں

لندن داریه آن را که می بینید از این زیر سر برخاسته باشد (که در اینجا نیز نمایم) عده بسیار زیاد است و این احتمال نیز در آن قرار دارد که جانشین این طبقه بجهات بسیار کوچک باشد و این امر از این دلیل است که در بین این جو بزرگ خوش تهراسته



زیرین دیوارهای خود را خوش بخواه.

مکمل دیگر امور را بخش روشن نهاده اند. جمله عذرخواه  
برای کرد میرزا ادی آزاد. مرتضی اخوان Murdock در پوئی

آنچه آنکه حس و احتیاط داشته، از راه ترس نگذام اخی و انت هزار سر جلی را نموده باید دل این از زیسته و رس عصر حمل بعنای سکم، همان روزه دربار پنهان آب و عذر آشیق شد و باید

زید بودند و پیش از آنها مسکونی علیاً نیست. نهایت محدود پایین همچنان را که ممکن است

شخته بیک را نموده، تنه از زانه را در شعر دعوی شد و مسلط شد. در عین حال فوج  
که در آن خانه بیکی داشت (حج) را نجات دادند و در براین سه شصت زیستگار بیرون داشت اما هر چند که

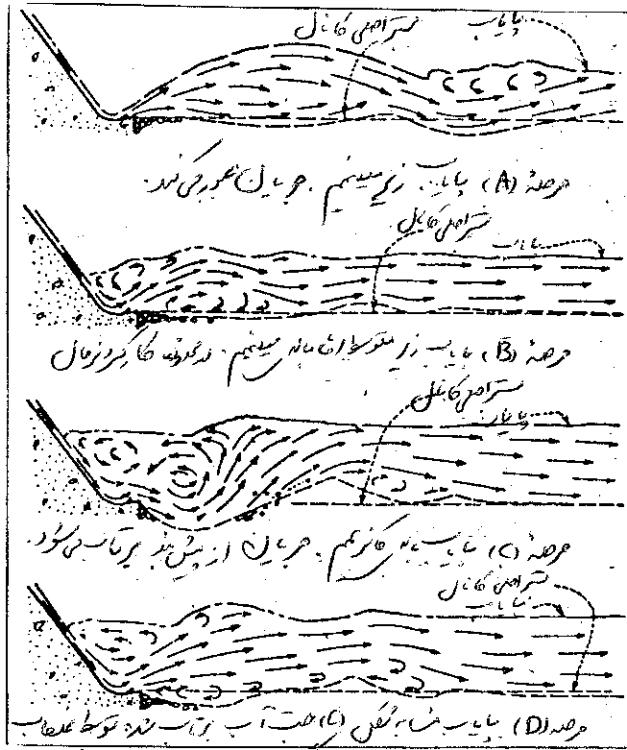
ازین بحث در پیش از دیگر مباحثه است و مقدمه همچنان که از این مباحثه می شود، بحث و مقاله های دیگر را نیز در پیش از این مباحثه می شود.

مودودی میں بھرپور حکیم ریاضت اسلامیہ اسٹریوگیڈ پیغمبر مسیح علیہ السلام کے ساتھ ایک ایسا بزرگ تھا جس کی نسبت میں ایک خوبصورتی کا اعلان کیا گیا۔

تولیت علماً بپسین دلت با تغیر بر تدبیر حبّ بغير خواهد بود. این افراد حق و رفع آنها می‌افتد، هر جب  
آنها در این تاریخ کوئی در روزه نشانگر آنکه از نظر این افراد حق و رفع آنها می‌افتد، هر جب

اکسپریس یک جیل رنچ ایل، واقع در حبشه، ساراپی، آفریقہ افريز، اس بستی علاقہ بھیج دیا جاتا ہے۔

مشهود است که این امر در میان اسلام صفت نسبت دارد.



عطف جباری در معرفه آن بخش نوشت: (بنابراین این سکل تغیرات کودا

شل دار، میختن هر چیز را خوب با آشنا نهادن (آشنا شدن)

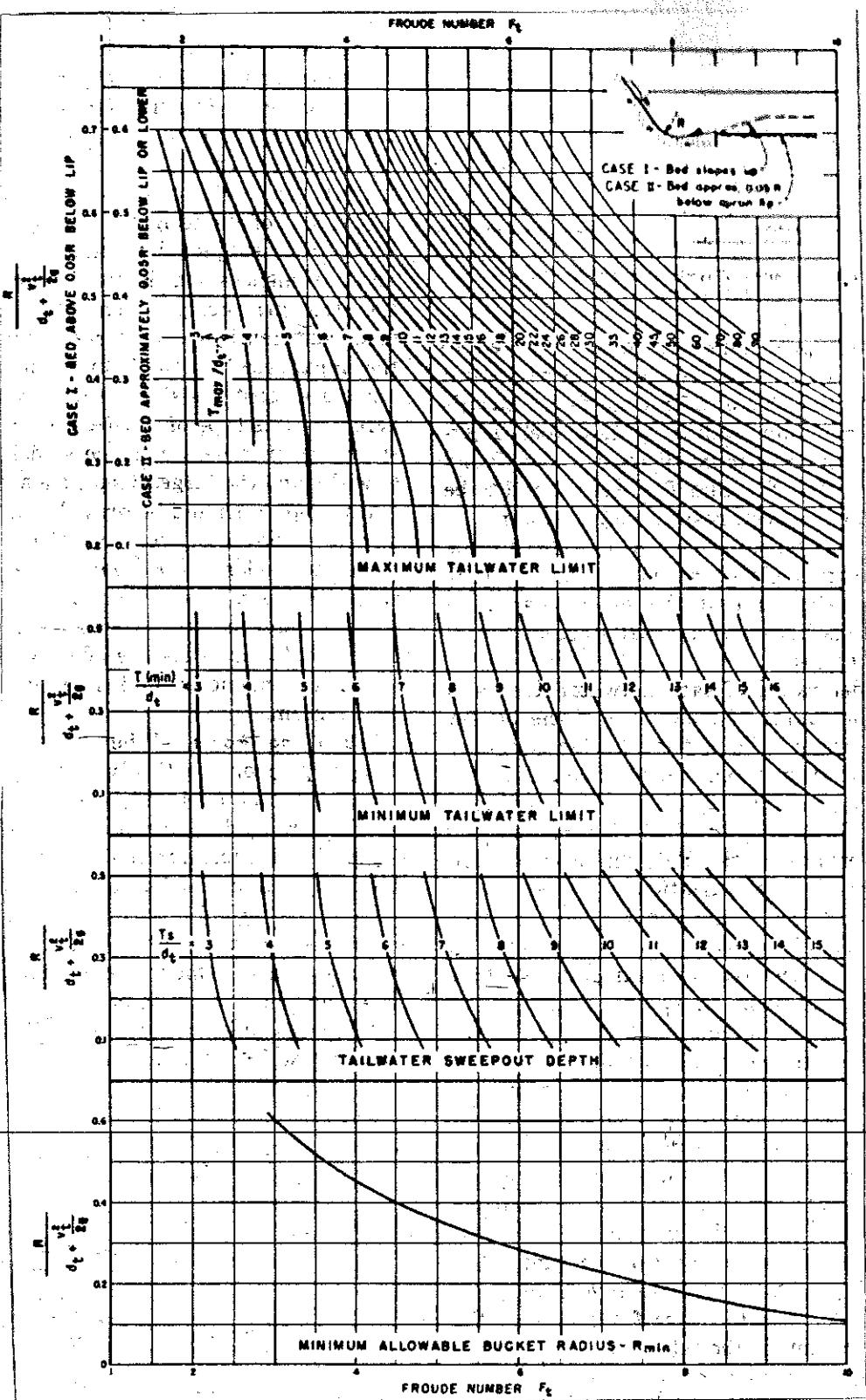
حافر معم عَنْ دِرَسْ بِأَوْدَهُ مُلْكُهُ بَلْدَهُ لَهُمْ مُهَاجِهُ (١١٥٠) كُلُّهُ - جَلْوَسْرُ دُور.

طراحی آرام کرده است. نماینده هر چهل سال قطعه ای «حیر» و «پرس» مادر، هر چهل عَنْ بازگشایی نمایند. این نماینده ای

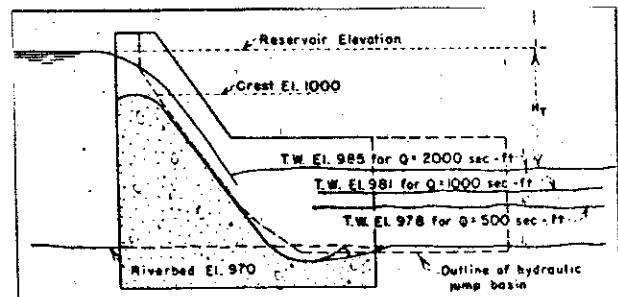
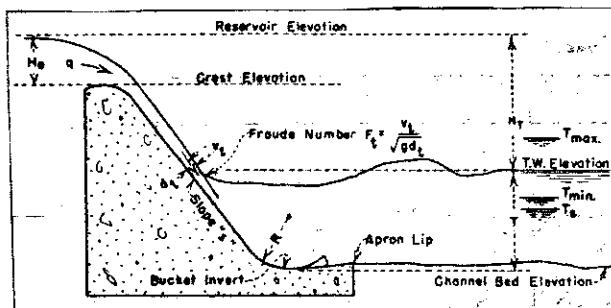
این تئیمی است آندر آنچه است مخلص دشمن (۵) و مسلم نداند که در اینجا بعد از این (۶) بخواهد معاذر عذر خواهد  
مرد طبق مخلص است که در این صفت وارده است از خود خود از این مرد طبق مخلص به شرکت دین نداند

در آنکه حسکه دزدانه خطر و ترسیل و خوب ندانه محبت بخواهد سرعت (جیلک) خود را حفظ  
نماید. از هر طوع پیش مادرت کسری را درست باشید کارهای عده ای رفت و منفی درست (دزدانه) خود را حفظ

رسانه شنی داده ام زیرا همچنان که باید حجم این



مخطط حوض ماء ملائم لـ  $F_t$  - (Case I)



مخطط حوض ماء ملائم لـ  $F_t$  - (Case II)

مخطط حوض ماء ملائم لـ  $F_t$  - (Case I)

9/  
9

طرح حیچ کاری نداشته باشد و ممکن است این مقاله در خود برخیرد و نتیجه طرح حیچ کاری نداشته باشد و ممکن است این مقاله در خود برخیرد و نتیجه

در بیویل آندر هارتموڈ درازان  $\frac{2}{3} 2000$  دایمتر نرخند و میکانیکال ماسنیج  $(M.M.)$  میکن.

$(\frac{P_e^3}{Sec})$ سیکل : Q	-----	2000	1000	500
$(\frac{P_e^2}{Sec})$ سیکل مکمل : q	-----	100	50	25
میں (النفخ) : C	-----	3.9	3.7	3.5
$(St)$ حکایتی بارجع Hg = $(\%)^{2/3}$	-----	8.7	5.7	3.7
رقوم کراکب خرل	-----	1008.7	1052.7	1003.7
رقوم کراکب بیس	-----	985.0	981.0	978.0
$(St)$ بیس بارجع رکھ رکھ	-----	23.7	24.7	25.7
$(St)$ هم بارجع رکھ رکھ	-----	93.7	24.7	25.7

## دیگر نوادران از رکنی

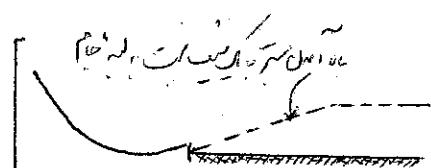
(P/S <sub>se</sub> )	میزان کسری در سطح: $V_t = \sqrt{gh_{vt}}$	39.1	39.9	40.7
(H)	میزان کسری در عمق: $d_t = \frac{g}{V_t}$	8.56	1.25	2.61
(F)	میزان کسری در فشار: $F_t = \frac{V_t}{\sqrt{gd_t}}$	4.3	6.3	9.2
(T)	میزان کسری در زمان: $d_t + h_{vt}$	26.3	25.9	26.3

مکمل دا ۸۰۰ ت مردی کیں ھر دس طح خلیل نے ۷۴۰۰ عرصہ خروج برلن اتریخ سی نو ڈیسمبر ۱۹۳۹ء  
ایک چھٹی طبقہ درجہ بندی کیں تھیں جو زور دار، میرزا نام پس مند مردی ہے ۱۹۳۹ء میں ایک ۲۰۰۰ پیسے

بنی ملک ۶.۲ بود و سرعت دیدر  $\frac{50}{\text{set}}$  نمی‌باشد. لایه‌های حفظیه راں نفع III را از این سند

الآن نسخه ایشان می باشد طل حرفی ۴۲ دفعه پیش از ۹۶۸-۳ خواهد بود  
بسیم نسخه هم (در طایف آنکه از نسخه های آنکه نهاده شده) بر در صادر رأی و اینکه از نسخه (۵) برابر نشود  
برادر ۴.۳ در کتاب پیش، بسیم نسخه را از ایشان:

$$0.42(d_f + h_{Df}) = 0.42 \times 26.3 \Rightarrow R_{min} = 11.0 \text{ ft}$$



مکانیزم دستیم پایه ایکلوریت نزدیک است و این

$$T_{max} = 7.5 d_f = 7.5 \times 2.56 \Rightarrow T_{max} = 19.2 \text{ ft}$$

$$T_{min} = 6.5 \text{ dt} = 6.5 \times 2.56 \Rightarrow T_{min} = 16.6 \text{ ft}$$

لـ 6.3 (F<sub>1</sub>) نـ عـ مـ سـ رـ أـ دـ هـ جـ بـ لـ كـ مـ فـ يـ وـ ئـ

$$0.26(d_t + h_{p_t}) = 0.26 \times 25.9 \Rightarrow R_{min} = 6.8 \text{ Fe}$$

نیز برای سیم قاعده لذت برداری مازم (11 ft) از طریق خاکهای  
 $R = \frac{11}{d_t + h_{M4}} = 0.42 > 6.3$  نیز برای  
 مازم سیم و باری خود را داشته باشد:

$$T_{max} = 20.0 \text{ ft} = 20 \times 1.25 \Rightarrow T_{max} = 25.0 \text{ ft}$$

$$T_{min} = 10.1 \times d_E = 10.1 \times 1.25 \Rightarrow T_{min} = 12.6 \text{ ft'}$$

$981.0 - 967.0 = 14 \text{ ft}$  967 پیش یافته در (برای این مارتم) بسیار خوب است.

A/a

رجموده مذکوب لازم نظر عذر مطرب عطف بپرسید.

$d$ (Q)	دیوار دیوار	گردنی گردنی	عنصر عنصر	عوایض (d <sub>2</sub> )	نحوه نحوه	نحوه نحوه	نحوه نحوه	نحوه نحوه	نحوه نحوه	نحوه نحوه
2000	100	23.7	16.7	985.0	968.3	40.4	2.01	49.8	6.2	
1000	50	24.7	11.8	981.0	969.2	36.5	1.05	47.6	8.1	
500	25	25.7	8.6	978.0	969.4	34.3	0.54	46.3	11.1	

صلب ۱ - جیب = پل هیدرولیکی طبع صفحه

عین سه عذر مطرب عطف ابر دیوار دار ۲۵ ft<sup>3</sup>/sec نزدیکی اینجا تنشی ۱۱.۸ ft<sup>3</sup>/sec  
کاریم چشم نداشته، در نظر نداشته اند

$$R_{min} = 11.0 ft$$

$T_{min}, T_{max}$  برای ۱۰.۴ ft, ۵.۰ ft داشته اند، عوایض پل آنها لازم نظر فرض کنیم ۹۶۷.۰  
تنشی ۱۱.۸ ft<sup>3</sup>/sec داشتند، راهی کاریم که طرح دیوار را داشت (پل نزدیکی اینجا)، مطرب خالص

خواهیم داشت عوایض مطرب، شمع اند: ۳۰ افراش عوایض، شعبانی بر نفع ۱۲ ft<sup>3</sup>/sec خارجیم

$$T_{min} = 6.5 d_f \Rightarrow T_{min} = 16.6 ft$$

$$, T_{max} = 8.5 d_f \Rightarrow T_{max} = 22.5 ft$$

نتیجه بر این نظر عوایض مطرب ۲۰ ft<sup>3</sup>/sec خارجیم ۹۶۵

پذیرش طراحی:

در دام از پیشنهاد شده باید برای این دام، معنی خروج پس از هر روزه باشد و مقدار آب از دریا نمایند و تراویح آب از دریا نمایند و  
برای خروج پس از هر روزه باشند.

آنکه در این دام ۴۵ روز که این دام را دفعه اول بتوانیم ۵ برابر عمق حیل را در دام داشت.

آنکه خواسته مراجعت شود، در نصیحت اینجا مراجعت شود.

$$T_s > T_{min} = f(R, F_r)$$

Bucket معنی بکیور:  $T_s$

$$T_{max} = f(R, F_r, \dots)$$

معنی  $T_{min}$ :

$$R_{min} = f(F_r)$$

معنی  $T_{max}$ :

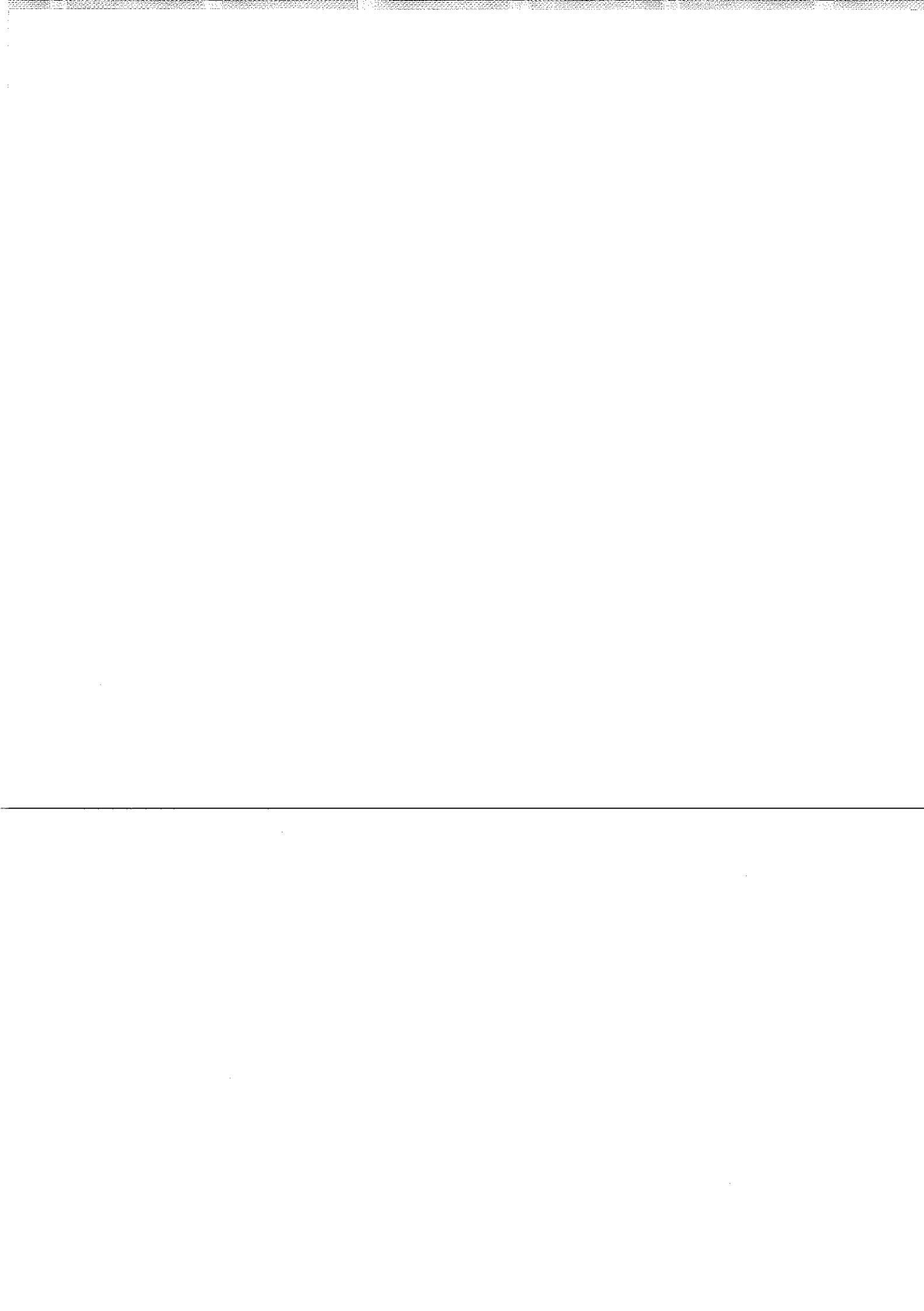
منابع:

1. "Design of Small Dams", Water Resources Technical Publications, U.S. Bureau of Reclamation, 1974.

۱- سالنامه ۱۹۷۶: "طراحی سد های کوچک". انتشارات هندسه سازی، وزارت.

۲- چاک، م. "هندسه سد های کوچک". مجله هندسه سازی، انتشارات هندسه سازی ایران.

4. "Hydraulic Design of stilling Basins and Energy Dissipators", USBR - Engineering Monograph No. 25., 1983.



## فصل دوم: جریان بر روی سرریزهای بلند

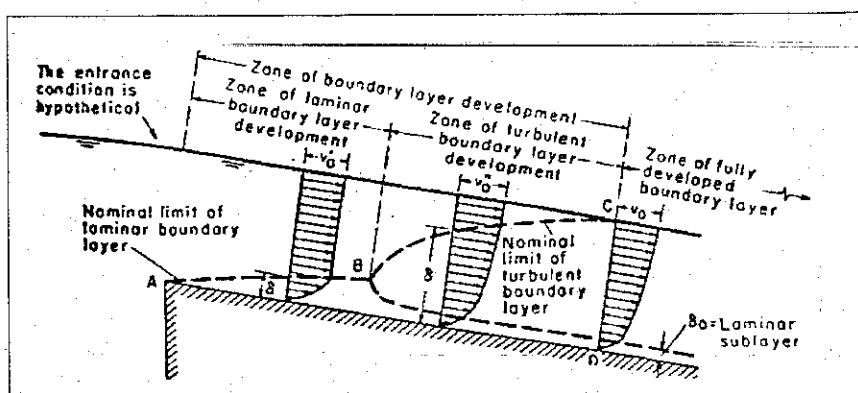
### ۱-۲ جریان بر روی سرریزهای بلند

در این فصل به معرفی روابط موجود درمورد هواگیری طبیعی (Natural aeration) یا هواگیری خودبخودی (Self-aeration) در جریان بر روی سرریزهای بلند پرداخته میشود. جریان روی سرریز را به دو ناحیه هواگیری نشده (Non-aerated) و ناحیه هواگیری شده (Aerated) تقسیم میشود. برای بررسی ناحیه هواگیری نشده ابتدا به جهت اهمیت و نقشی که لایه مرزی و توسعه آن در موقع هواگیری طبیعی دارد، مطالبی پیرامون توسعه لایه مرزی ارائه می شود. سپس هواگیری طبیعی و روابط موجود برای آن معرفی می گردد. در ادامه مدلهای تلاطمی معرفی میشوند. سپس جریان هواگیری شده روی سرریز، در نواحی مختلف به همراه پارامترهای آنها بررسی میشود. پدیده خلاء زایی و راههای علاج بخشی آن نیز مورد بررسی قرار گرفته است.

### ۲-۲ جریان در ناحیه هواگیری نشده

#### ۱-۲-۲ توری لایه مرزی

هنگامیکه جریان آب از یک مخزن عمیق وارد کanal میشود، توزیع سرعت در مقطع عرضی کanal، بدليل تاثیر زبری بستر جریان در طول، تغییر میکند. برای جریان پایدار دریک کanal منشوری بازبری یکنواخت، توزیع سرعت در مقطع عرضی در نهایت مطابق شکل (۱-۲) به الگوی مشخص میرسد.



شکل (۱-۲): توسعه لایه مرزی در یک کanal روباز (Chow, 1956)

جهت سادگی مباحث، فرضیات زیر در نظر گرفته میشوند (Chow, 1956)

الف) جریان ورودی آرام و توزیع سرعت یکنواخت است.

ب) هیچ مانعی در مقطع ورودی وجود ندارد تا باعث تلاطم در سطح آب و تغییر توزیع سرعت ورودی شود.

ج) عمق جریان زیاد است. طوریکه میتوان توزیع سرعت را ثابت فرض نمود.

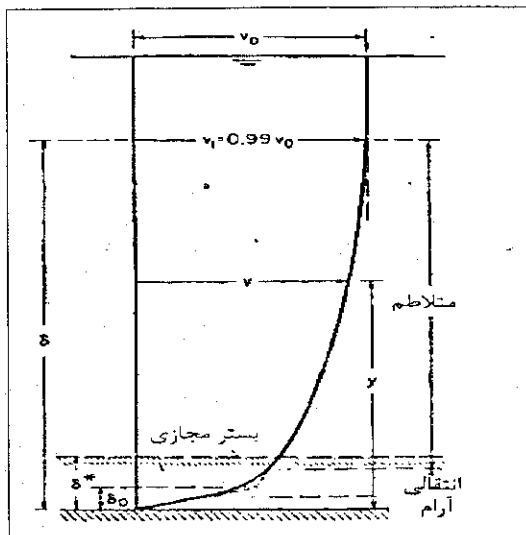
مطابق شکل (۱-۲) با ورود جریان به کanal، اثر توزیع سرعت ناشی از زبری مرزی با خط ABC نشان داده میشود. در سطح بیرونی خط ABC توزیع سرعت یکنواخت است. در نزدیکی کف بستر و داخل ناحیه ABC سرعت با فاصله از کف کanal تغییر میکند.

ناحیه داخلی ABC را به نام لایه مرزی (Boundary layer) می شناسند و ضخامت آن را با  $\delta$  نشان میدهند (Iwasa, 1957; Schlichting, 1955; Delleur, 1957).

از آنجاییکه هندسه لایه مرزی نا معین است، ضخامت آن را از راههای گوناگونی میتوان بدست آورد. روش متداول آن است که ضخامت  $\delta$  را به اندازه فاصله عمودی از کف بستر تا جاییکه سرعت  $v$  معادل ۹۹٪ سرعت جریان آزاد ( $v_\infty$ ) باشد، در نظر گرفت. در این محل منحنی لایه مرزی مجانب با بردار سرعت سطحی میگردد (شکل ۲-۲). در اثر ظهر لایه مرزی، سطح آب دچار جابجایی میگردد و ضخامت جابجایی  $\delta^*$  (Displacement thickness)، از طریق رابطه زیر محاسبه میشود:

$$\delta_* = \int_0^\delta \left(1 - \frac{v}{v_\infty}\right) dy \quad (1-2)$$

که  $v$  = سرعت در هر فاصله  $y$  از کف کanal؛ و  $v_\infty$  = سرعت در سطح بالایی لایه مرزی میباشد. مقدار ضخامت جابجایی بطور معمول بین  $\frac{1}{8}$  تا  $\frac{1}{10}$  ضخامت لایه مرزی متغیر است و به عدد رینولدز (Reynolds number) بستگی دارد. در محدوده ابتدای کanal، لایه مرزی جریان آرام بصورت نسبتاً خطی در امتداد کف کanal توسعه میابد که در شکل (۱-۲) با AB نشان داده شده است. با استقرار جریان در کanal، جریان در لایه مرزی به حالت متلاطم در می آید. نقطه تغییر وضعیت، نقطه B میباشد. پایین دست نقطه B، لایه مرزی متلاطم توسعه میابد که با خط BC نشان داده شده است (شکل ۱-۲). توزیع سرعت در این لایه را میتوان لگاریتمی در نظر گرفت. اگر کف مجرأ هموار و صاف باشد سرعت جریان در نزدیکی کف کم خواهد بود. بنابراین لایه نازک پایداری از جریان بنام زیر لایه آرام (Laminar sub-layer) در کف توسعه خواهد یافت. در داخل این نازک، جریان آرام خواهد بود. در لبه بالایی این لایه، ناحیه انتقالی قرار دارد که به تذریج جریان از حالت آرام به متلاطم تغییر وضعیت میدهد، ولنی نمیتوان محل دقیق آن را تعیین نمود (شکل ۲-۲). اگر وضع جریان یکنواخت باشد، ناحیه متلاطم لایه مرزی در مقطع CD بطور کامل توسعه خواهد یافت و توزیع سرعت در مقطع عرضی پایین دست بصورت یکنواخت خواهد بود. بعارت دیگر، مرز آغازین جریان کاملاً توسعه یافته متلاطم در کanal، محل تلاقی لایه مرزی جریان متلاطم با سطح آزاد آب می باشد.



شکل (۲-۲): توزیع سرعت در روى بستر تراز کanal (Chow, 1956)

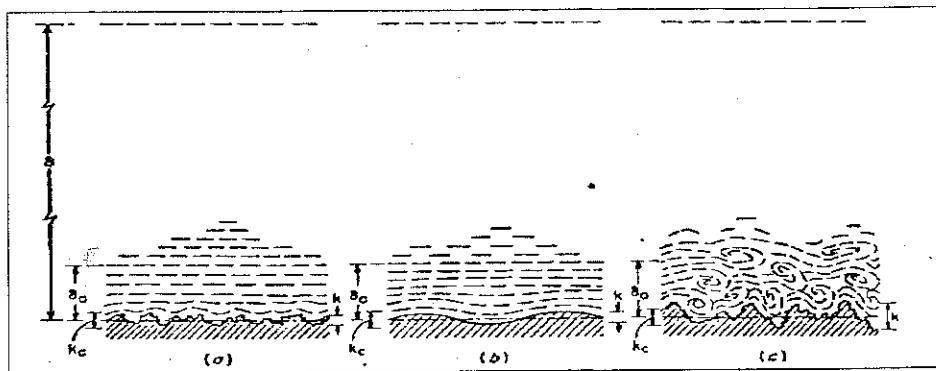
طول ناحيه توسعه لایه مرزی آرام AB در مقایسه با طول کل توسعه لایه مرزی ناچیز است. از آنجا که جريان در کانالها و سرریزها و تندايیها، متلاطم کامل است، از این پس مطالبی که ارائه میشود تنها در لایه مرزی متلاطم بررسی میشوند.

## ۲-۲-۲ زیری کف

اصل حضور يك زير لایه آرام در لایه مرزی متلاطم، تصویر بهتری از رفتار زیری کف بستر و تقسیم بندی هیدرولیکی زیری بستر ارائه میدهد. هنگامیکه پروفیل سطح آب در کanal توسعه یابد، تاثیر زیری کف بستر در اغتشاش لایه جريان در مجاورت کف ظاهر می گردد (شکل ۲-۳). ارتفاع موثر عناصر زیری را ، ارتفاع زیری ( $k$ )، نamideh و نسبت، ارتفاع زیری به شعاع هیدرولیکی را به عنوان زیری نسبی ( $k/R$ )، تعریف میکنند. اگر ارتفاع زیری کمتر از مقدار معینی از ضخامت زیر لایه آرام باشد، نامنظمی های بستر آنقدر کوچک خواهند بود که هر عنصر زیری در زیر لایه آرام مستغرق (Submerged) خواهد شد. در چنین حالتی، زیری هیچ اثری بر جريان خارج از زیر لایه آرام ندارد و سطح بستر از نظر هیدرولیکی صاف (Hydraulically smooth) فرض میشود. اگر پروفیل متوسط سطح به شکل منحنی در آيد، اين سطح صاف هیدرولیکی، موجی (Wavy) (نamideh میشود. (Schlichting, 1955) برای تشخیص سطح صاف، رابطه زیر را ارائه میدهد:

$$\frac{v_* k}{v} \quad (2-2)$$

که،  $v_* =$  سرعت برشی و برابر است با  $v = \sqrt{g R s}$  ویسکوزیته سینماتیک آب؛  $s =$  شیب کanal برابر  $R = \sin \alpha$ ؛  $s = \sin \alpha$  = شعاع هیدرولیکی؛  $g =$  شتاب ثقل میباشند.



شکل (۲-۳): انواع زیری بستر (Chow, 1956)

با استفاده از رابطه شری (Chezy) برای تعیین ارتفاع زیری بحرانی ( $K_c$ ) رابطه زیر ارائه شده است:

$$k_c = \frac{5C}{\sqrt{g} V} \quad (3-2)$$

که،  $V$  = سرعت متوسط جریان؛  $C$  = ضریب شری میباشد.

اگر ارتفاع زیری از حد ارتفاع بحرانی کمتر باشد، سطح از نظر هیدرولیکی صاف شمرده خواهد شد. رابطه (۳-۲)، برای ماسه با ضریب شری بزرگتر از ۱۰۰ مناسب نمیباشد. اگر ارتفاع زیری از ارتفاع بحرانی بزرگتر باشد، عناصر زیری اندازه و زاویه لازم را برای تاثیر بر زیر لایه آرام و در واقع ایجاد تلاطم در جریان، دارا هستند. در چنین حالتی کف بستر را زیر (Rough bed) مینامند. ذر مجاري زیر، توزیع سرعت بستگی به شکل و اندازه زیری دارد و از طرفی زیر لایه آرام پایدار نیز تشکیل نمیگردد. در جدول (۱-۱) برای بعضی از سطوح، مقادیر تجربی ارتفاع زیری ( $K$ ) ارائه شده است.

### ۳-۲-۲ محاسبه ضخامت لایه مرزی

برای توسعه لایه مرزی متلاطم در کانالهای عریض، روش تجربی توسط (Bauer, 1954) ارائه شده است. این روش ابتدا برای طراحی کانالهای با شیب تندر در نظر گرفته شده بود، ولی برای کانالهای با شیب کم، هم برای جریان یکنواخت و هم برای جریان غیر یکنواخت و شتابدار، کاربرد دارد. در جریان های شتابدار باید شتاب جریان به قدری زیاد باشد و یا هندسه مجرای به گونه ای باشد که باعث جدایی لایه مرزی از سطح مجرای گردد.

رابطه کلی زیر برای محاسبه ضخامت لایه مرزی پیشنهاد شده است (Bauer, 1954)

$$\frac{\delta}{x} = \alpha \left( \frac{x}{k} \right)^{-\beta} \quad (4-2)$$

که،  $\delta$  = ضخامت لایه مرزی متلاطم در فاصله  $x$  از تاج سرریز؛  $x$  = فاصله از تاج سرریز؛  $k$  = ارتفاع زیری سرریز؛ و  $\alpha, \beta$  = ضرایب تجربی ثابت میباشند.

جدول (۲-۱): ارتفاع زیری ( $K$ ) برای سطوح مختلف (Chow, 1956)

جنس سطوح	ارتفاع زیری با مخلوط آهن	ارتفاع زیری به فوت	ارتفاع زیری به میلیمتر
شیشه	0.0001 – 0.0030	0.0305 – 0.9144	
استیل	0.0002 – 0.0080	0.0610 – 2.4384	
آسفالت با مخلوط آهن	0.0004 – 0.0070	0.1219 – 2.1336	
آهن مخلوط	0.0005 – 0.0150	0.1524 – 4.5720	
آهن	0.0008 – 0.0180	0.2438 – 5.4864	
لوله چوبی	0.0006 – 0.0030	0.1829 – 0.9144	
سیمان	0.0013 – 0.0040	0.3962 – 1.2192	
بن	0.0015 – 0.0100	0.4572 – 3.0480	
سفال خشک شده	0.0020 – 0.0100	0.6096 – 3.0480	
آهن پرج شده	0.0030 – 0.0300	0.9144 – 9.1440	
بستر طبیعی رودخانه	0.1000 – 3.0000	30.480 – 914.40	

Bauer, (1954) برای ضرایب تجربی در رابطه بالا مقادیر زیر را در نظر گرفت :

$$\alpha = 0.0254, \beta = 0.135$$

McAdams, (1954) مقادیر زیر را برای ضرایب تجربی رابطه (۲-۴) در نظر گرفت :

$$\alpha = 0.0447, \beta = 0.154$$

رابطه Bauer, (1954) برای جریانهای غیر یکنواخت استفاده میشود، ولی اگر جریان یکنواخت باشد، برای برآورد پروفیل سطح آب نیازی به محاسبه نیست، زیرا موادی بستر کanal است؛ در جریانهای غیر یکنواخت میتوان از روش‌های ساده برآورد پروفیل سطح آب، استفاده نمود. مطالعات Bauer, (1954) برای سرریزهای بتنی آزاد مطابق شکل (۲-۴) انجام شده است.

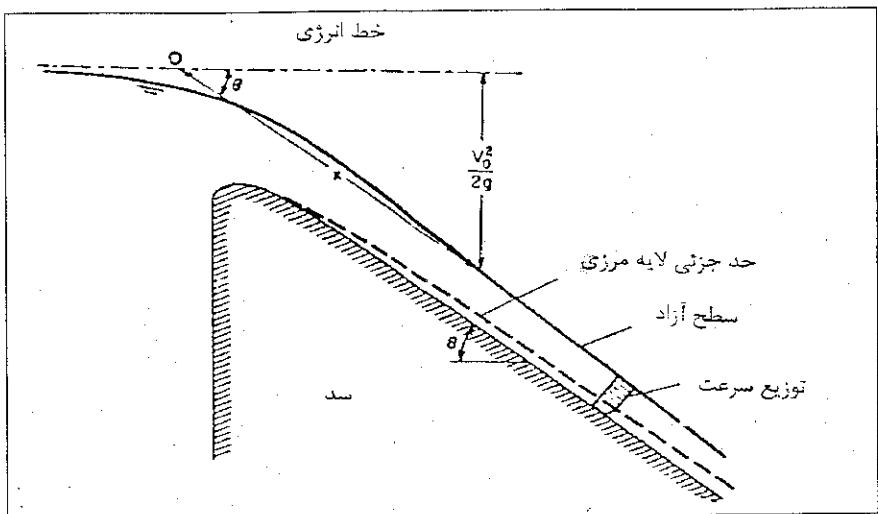
روابط دیگری نیز برای محاسبه ضخامت لایه مرزی ارائه شده است مانند رابطه Wood et. al., (1983)

که به صورت رابطه زیر میباشد:

$$\frac{\delta}{x} = \left( \frac{x}{H_s} \right)^{0.11} \left( \frac{x}{k_s} \right)^{-0.10} \quad (5-2)$$

که،  $H_s$  = طول عمیق و عمودی بین خط ارزی کل تا سطح آب در نقطه مورد نظر میباشد.

لازم به یادآوری است که جریان بر روی سرریزها در محدوده توسعه لایه مرزی بصورت متلاطم غیر یکنواخت و شتابدار می باشد.



شکل (۴-۲): توسعه لایه مرزی روی سطح یک سرریز آزاد (Chow, 1956)

#### ۴-۲-۲ توزیع سرعت

توزیع سرعت در یک کanal با جریان یکنواخت، هنگامی پایدار میشود که لایه مرزی متلاطم بطور کامل توسعه یافته باشد. در لایه مرزی متلاطم توزیع سرعت تقریباً لگاریتمی است. (Prandtl, 1952) تنش برشی در هر نقطه از لایه مرزی در جریان متلاطم را برابر روی یک بستر ثابت چنین معرفی مینماید:

$$\tau = \rho l^2 \left( \frac{dv}{dy} \right)^2 \quad (6-2)$$

که:  $\tau$  = تنش برشی؛  $\rho$  = جرم حجمی سیال؛  $l$  = طول مشخصه جریان؛  $\frac{dv}{dy}$  = گرادیان سرعت در فاصله عمودی لزا تا بستر ثابت میباشد.

برای ناحیه نزدیک بستر ثابت، پراندل دو فرض را در نظر گرفت:

- ۱- طول مشخصه که طول اختلاط (Mixing length) نام دارد با عمق لامتناسب است.
- ۲- تنش برشی ثابت است.

هنگامیکه تنش برشی در کف بستر برابر با نیروی کششی واحد در نظر گرفته شود، رابطه (۶-۲) با استفاده از فرض دوم پراندل که در آن  $\tau = \tau_o$  میباشد، تبدیل به رابطه زیر میگردد:

$$dv = \frac{1}{k} \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} \frac{dy}{y} \quad (7-2)$$

که:  $k$  = عددی ثابت و تقریباً برابر ۰/۴ میباشد (Chow, 1956)

با انتگرال گیری از رابطه بالا داریم:

$$v = 2.5 \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} \ln \frac{y}{y_o} \quad (8-2)$$

با در نظر گرفتن  $\sqrt{\frac{v_0}{\rho}}$  به عنوان سرعت برشی و با جایگزینی آن با  $v^*$  که همان بعد سرعت را دارد، رابطه بالا را میتوان به شکل زیر نوشت:

$$v = 2.5v_* \ln \frac{y}{y_0} \quad (9-2)$$

این رابطه نشان میدهد که در ناحیه متلاطم، سرعت تابعی لگاریتمی از عمق است. این نتیجه مهم به عنوان قانون عمومی توزیع سرعت پراندل - وان کارمن-Prandtl-Von Karman universal-velocity distribution law معروف است. این قانون با آزمایش‌های گوناگون مورد ارزیابی قرار گرفته است (Von Karman, 1930) و نتایج تطابق خوبی را بین مشاهدات و محاسبات نشان میدهد. هنگامیکه بستر صاف باشد، عدد ثابت  $m$  لزنتها به سرعت برشی ( $v^*$ ) و ویسکوزیته جنبشی ( $\nu$ ) بستگی خواهد داشت:

$$y_0 = \frac{m\nu}{v^*} \quad (10-2)$$

که:  $m =$  عددی ثابت و برابر  $11/0$  برای بستر صاف است (Nikuradse, 1932)

بنابراین برای سطوح صاف خواهیم داشت:

$$v = 5.75v_* \log \frac{9yy_*}{v} \quad (11-2)$$

این رابطه توزیع سرعت در جریان متلاطم در بستر صاف را بیان میکند. هنگامیکه کف بستر زیر باشد،  $y_0$  بستگی به ارتفاع زیری خواهد داشت، یعنی:

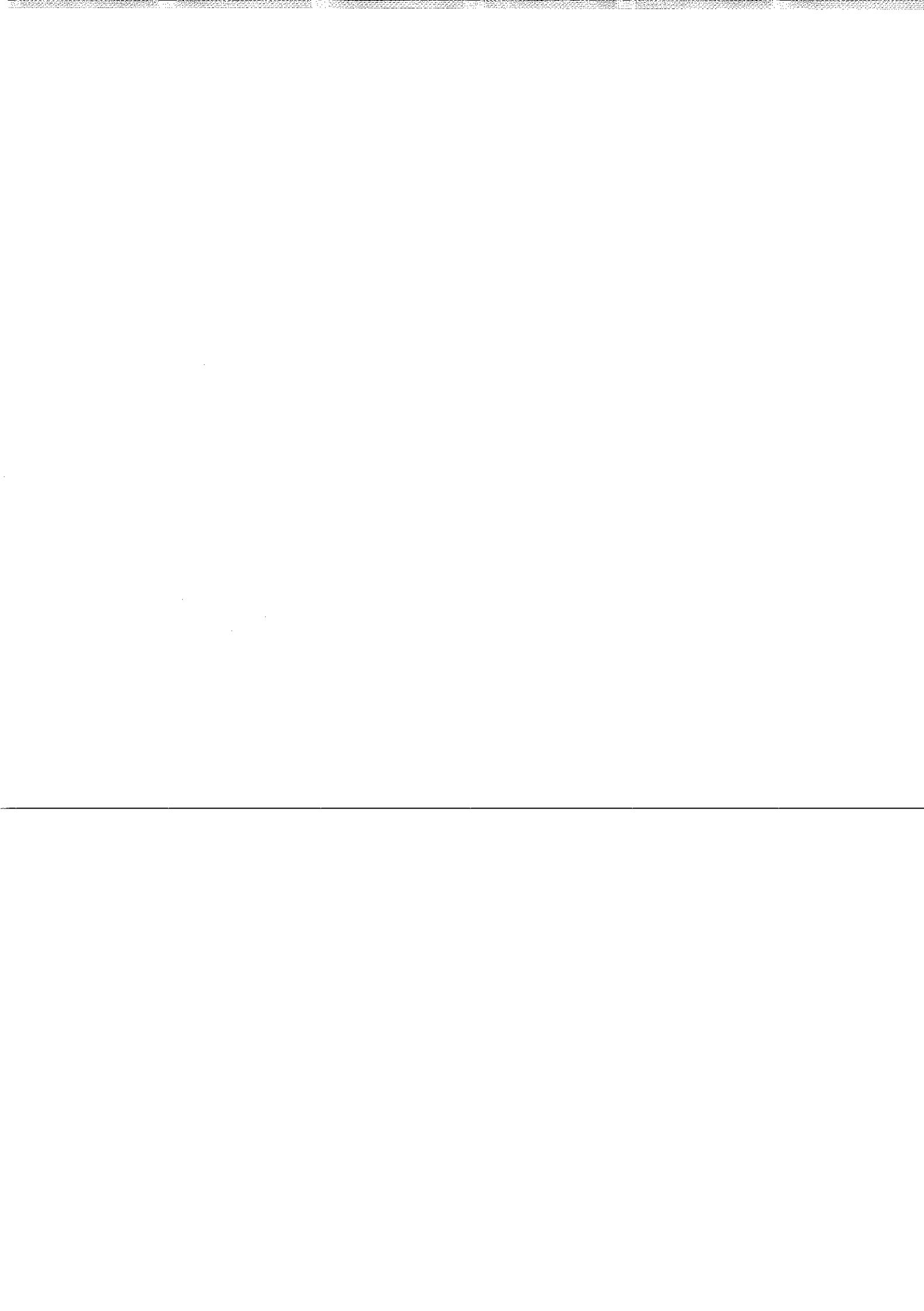
$$y_0 = nk \quad (12-2)$$

که:  $n =$  عددی ثابت و برابر  $0.033$  در نظر گرفته میشود (Nikuradse, 1933)

بنابراین رابطه زیر رابرای توزیع سرعت در بستر خواهیم داشت:

$$v = 5.75v_* \log \frac{30y}{k} \quad (13-2)$$

که در آن ارتفاع زیری ( $k$ ) برابر متوسط قطر ذرات شن در نظر گرفته میشود.



## صفحہ ۱

## دھام خدا

(W.S Profile on spillways/chutes) دروپیل نسلح آبباروی سریزهای جلد ۴

(یا پروپل سطح آب در محیا با جویان خود بخواهد) - سریزهای، تنابها

پیدا ہوئے ہیں ہم ہی سطحی در جنگل برروی سریزہای جلد ۴

۱) توسعہ لایہ مرنی (B.L)

۲) خلازائی (Cavitation)

الف) آسکانہ و روکھو بالجویان آب

۳) روکھو بالجویان آب

Bulking جویان (و فاز راسو و مطہر) پیدا ہوئے

الف) طح ممیح لف ستر سریز

- کاپود

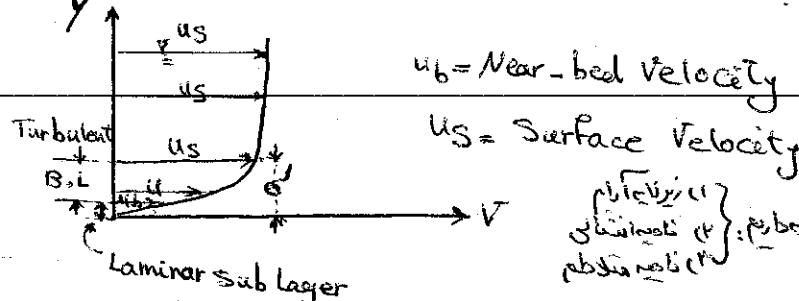
ب) طح دریا ہائی جانی سریز

### توسعہ لایہ مرنی (B.L Development)

تعریف: لایہ از جریان آب زوی بستہ («قیمت و روی مطہر») بہ منحصہ کہ سریز جریان تھے مائنٹ اسٹرالیاک بستراہست

لے کی میونیو: چو، چو (Chow, Chow) مارجھہ مسند

دریچہ جریانی ماہیوں کی دلیل اس US رازہنن (عویشیت سریز) ہی ہے۔ جویاً و تکریر میں مانسٹر فوارہ بیڑا، تھیر



- کوچھیں سلسلہ اہم اہم ترین دعماں مانی جاتی ہیں: ۱) نامی افکار ۲) نامی مذکوم

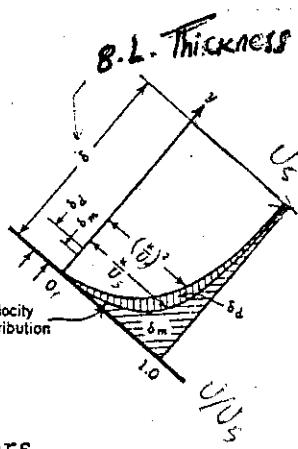
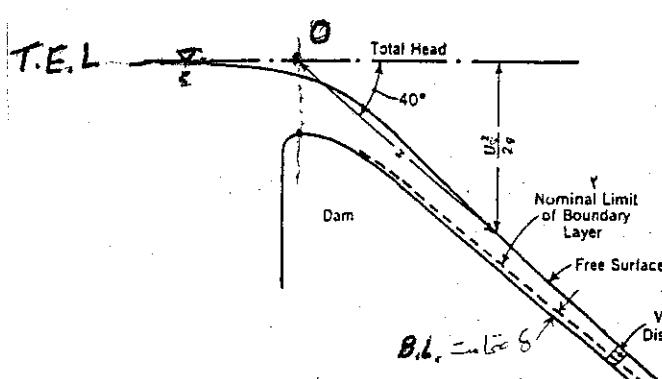
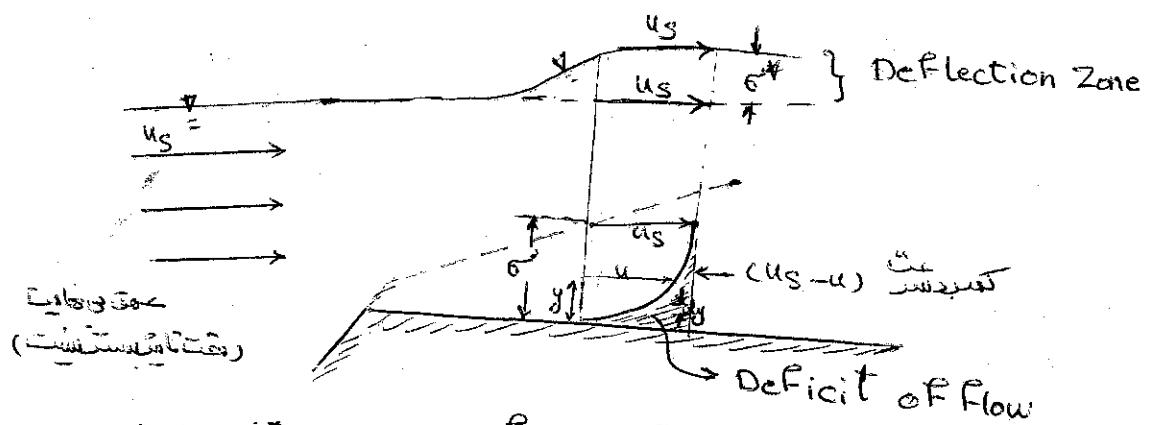


FIGURE 1. Definition of Parameters.

$\delta^*$  = B.L. Displacement : متریخ

Thickness (Fig 8.2 - chow) : درایب

داله فرم فیزیک: لایه های پلکانی حابطی نماینده هستند.



Continuity Eq. Mass Flow Deficit = Flow in deflection zone.

$$\delta^* u_s = \int_0^{\delta^*} (u_s - u) dx : \text{جیان در واحد عرض}$$

$$\delta^* = \int_0^{\delta^*} \left(1 - \frac{u}{u_s}\right) dy \quad \text{سیاست سطح آبدار و سنت های بند (سرعت کم از اصلیک است).}$$

$u_s$ : Free Stream Velocity

$$\delta^* \ll \delta \rightarrow Re_{\delta^*} \text{ سعید پیری بخششی} \quad \delta^* = \left(\frac{1}{\lambda} - \frac{1}{\lambda_0}\right) \delta \quad \text{دشکل مخلوط تغییر سرعت: } u = f(y)$$

حریان دارای خود را (و باز هم)  $Re_{\delta^*}$  نویسند. توسعه نیافریدن مرد (توسعه جایی مبتدا)  $Re = \frac{u_s x}{\nu}$  (تجربی است).  $Re = \frac{u_s x}{\nu}$  (تجربی است).  $x$  (حال) برای جریان آب:

$$\text{IF } u_s = 1 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{u_s x}{\nu} \rightarrow x = \frac{1 \times 1}{1 \times 10^{-4}} = 10 \text{ m}$$

نماینده شوی توسعه لایه هایی هست. (حیلیم است) - نماینده AB در شکل ۱۰۲ کتاب (chow)

آنچه آنکه لذت داشت. این طریقی ب زیر کردن بین تدریجی که بکمال. مطالعه تقویت ساخت دارد

Turbulent B.L. جهودت گذاری بیانی است:

$$u = f(y)$$

$$\frac{u}{u_s} = \left(\frac{y}{\delta^*}\right)^n \quad n = \left(\frac{1}{\lambda} - \frac{1}{\lambda_0}\right)$$

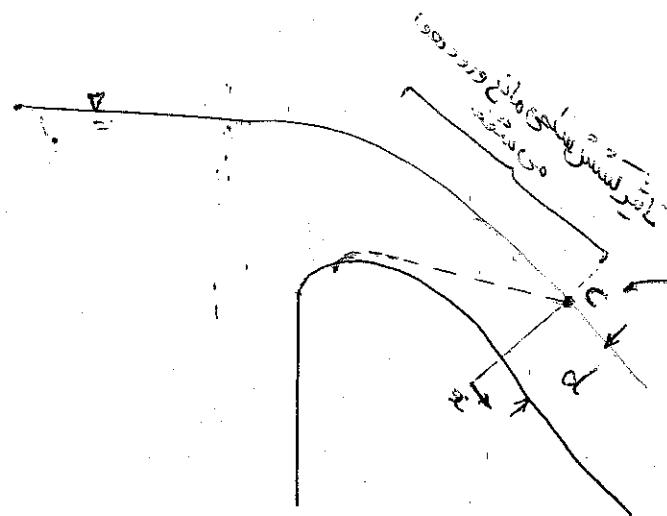
- تجربی حجم نهایی سرعت اندیای میزبان تواند کرواند

صيغه

معادله توزيع سرعت خوف در محدوده جريان مائل مكمل (Fully developed B.L.) صادق

$$(U/U_s = (y/y)^n)$$

امثل



اهمیت توزیع B.L. روی سریزدگی

نقاط بحرانی (critical point)

At C where  $\delta = d$

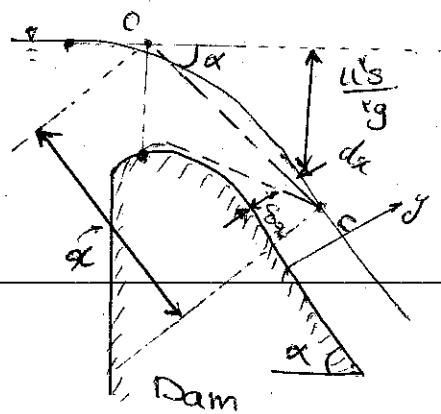
لذتی اینجا میتواند سریزدگی مساهده شود.

(white water / Milky water)

- از خود اینجا دلایل مخلوط میشوند عالیاتی نیست و همچنانی سطحی نیز وجود نداشت که باعث شود همانی شود  
حالات دلایل جریان در سطح آب ظاهری شود.

At C where  $\delta = d$

From where, Turbulence appears at water surface. Then Aeration begins, resulting in The "bulking of water depth", downstream.



بروفیل سطح آب روی سریزدگی

الف) توزیع سطح آب در بالادرست نقطه بحرانی (C)

نکته توزیع سطح آب در بالادرست نقطه بحرانی (C) - جریان آبی طبق است.

$$\sin \alpha = \frac{U_s}{g} \rightarrow U_s = \sqrt{g \times \sin \alpha} \quad (1)$$

$$U_s = f(\alpha)$$

$$\delta = \frac{f}{U_s} + S^* \quad (2)$$

دیگر اندیشه دری

$$q = (d - S^*) U_s = \int u dy + U_s (d - S^*) \quad (3)$$

$$\text{where: } U_s S^* = \int (U_s - u) dy \rightarrow S^* = \frac{1}{U_s} \int (U_s - u) dy \quad (4)$$

$$S^* = \left( \frac{1}{n} - \frac{1}{10} \right) S \quad u = U_s \left( \frac{y}{S} \right)^n \quad n = \frac{1}{V} - \frac{1}{9} \quad (4)$$

$$S = 0.044 V^{1/3} \left( \frac{L}{K_s} \right)^{-0.124}$$

$$K_s \uparrow \rightarrow S \uparrow \rightarrow \alpha_C \downarrow$$

- ارتفاع مطالع زیری محدوده سریزدگی بر حسب سر

حرارتی تغییر نموده است

صفحه ۴

معنیت طابی از عوامل معنیتی است.

$$\left\{ \begin{array}{l} u_S \\ u_h \\ u_d \\ u_{\text{other}} \end{array} \right\}$$

که یک سرایه هدایت ممکن است.

۱- قیل از آن همیل دیگر مارکاراً مخالف است.

لعله است. جواب

$$At_c \left\{ \begin{array}{l} z = x_c ? \\ d = d_c = S_{at_c} \end{array} \right.$$

محضیت نقطه بُرانیه ( $x_c$ )

> ورویں طریق:

۱) (پوشاهای نیمه تبعیجی از تلیرابعادی + نتایج تجربی):

$$\frac{x_c}{k_c} = F\left(\frac{q}{(g k_s)^{1/2}}, s^*\right) \quad (\text{بقال آمای خلر صافی در لجه‌درج})$$

نتیجه: لکچر ضمیمه ۲ (Bob Kelly)

حدودیت سریزی ای باعثیه مانع حادست.



$$d_c = S_{at x_c} = 0.0001 x_c \left( \frac{x_c}{k_s} \right)^{-0.125}$$

- دراده مثال ۱ (Example 1)  
(صفحه ۵۶) بررسی

The values of  $X_c$  predicted by the theoretical model can then be combined with the input data in the form given by Eqn. (2) and a single set of design curves produced. These design curves are presented in Figures 2(a) and (b). Figure 2(b) is simply the lower range of Figure 2(a) to a larger scale to facilitate its use.

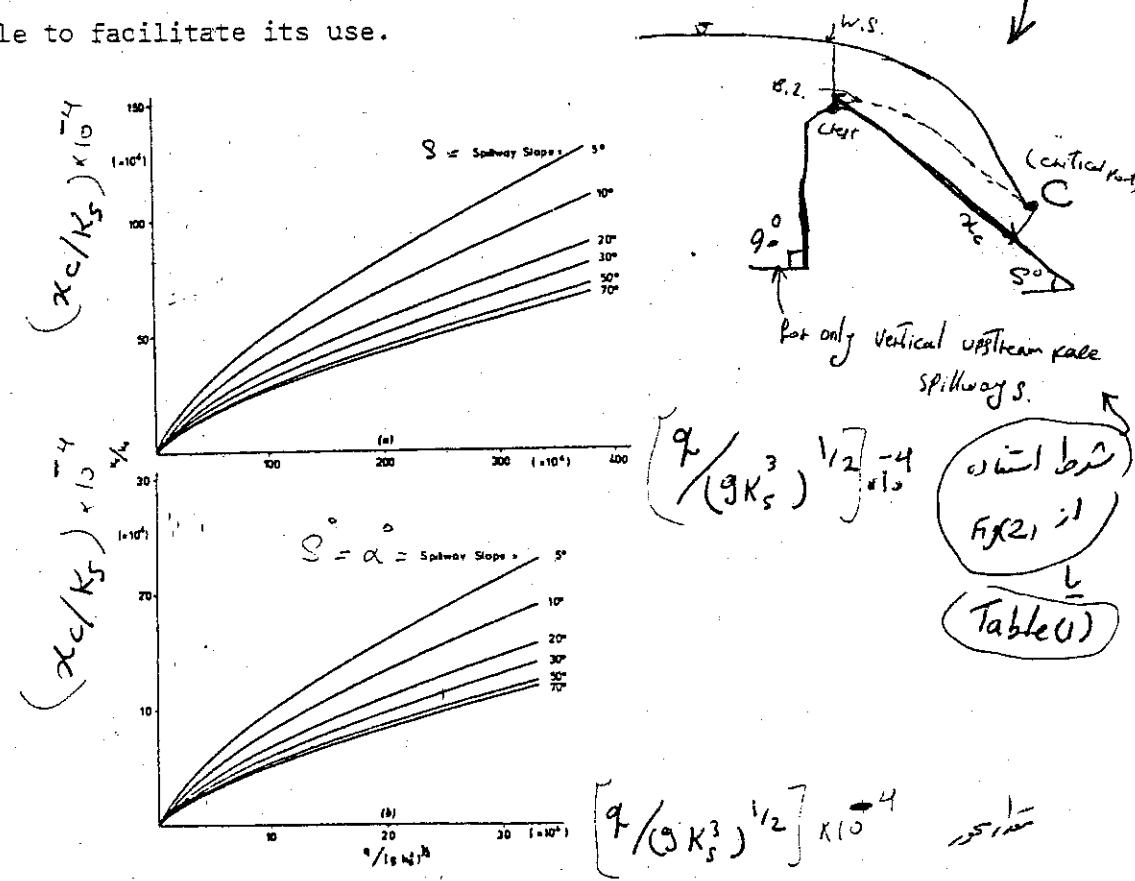


FIGURE 2. RELATIONSHIP BETWEEN NONDIMENSIONAL DISTANCE FROM CREST TO CRITICAL POINT AND NONDIMENSIONAL DISCHARGE PER UNIT WIDTH.

Since the two graphs represent design curves and their scales are necessarily small in their reproduction in these notes, the values of  $X_c/k_s$  and  $q/(gk_s^3)^{1/2}$  from which the graphs were prepared are in Table 1. The data in Table 1 were in turn obtained from the numerical experiments. When plotted in the form of Figure 2, scatter is virtually negligible giving confidence in the validity of the dimensional analysis.

The use of the design curves is best illustrated by an example.

Example 1:

An overflow spillway is to carry a maximum discharge of  $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$  in a channel 50 m wide. The spillway is 400 m long and, below the crest region, has a slope of  $30^\circ$ . The concrete has a roughness height of  $20 \times 10^{-4} \text{ m}$ . The

$k_s$

7-2-60

17

designer needs to know: (1) will self-aeration occur on the spillway at the design discharge; and (2) if so, at what point will it commence?

4.0 Self-aeration: yes

Solution:

$$q = 3,500/50 = 70 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$\therefore \frac{q}{(g k_s)^{3/2}} = \frac{70}{[9.8 \times (20 \times 10^{-4})^{3/2}]} \\ = 25.00 \times 10^4$$

Then from Figure 2(b)  $x_c/k_s = 11.7 \times 10^4$   
Table (1)

$$\therefore x_c = 11.7 \times 10^4 \times 20 \times 10^{-4} \\ = \underline{\underline{234 \text{ m}}}$$

i.e. at the design discharge, self-aeration will commence on the spillway at a distance of 234 m downstream of the crest.

$$d_{at x_c} = \delta = 0.0447 x_c \left( \frac{x_c}{k_s} \right)^{-0.154}$$

It is important to note that the design charts in Figure 2 are strictly applicable only to the spillway shape comprising a vertical upstream face developed by the U.S. Army Corps of Engineers (see Book List). The theoretical model on which Figure 2 is based requires input which at present is only available for this type of spillway. Many spillways are built to other profiles. The U.S. Army Corps of Engineers specifies the profile shapes for spillways with various upstream slopes but these shapes have not been tested to determine upper nappe profiles, pressures and discharge coefficients. (It is unlikely that the boundary layer growth for a particular spillway slope, roughness, and flow will be significantly affected by the crest shape. However, the upper nappe profile will - to some extent - be affected with a consequent influence on the position of the critical point. Extension of Figure 2 to other spillway shapes must await model testing to determine these profiles. However, in the meantime it is suggested that the charts as given could be applied without significant error. ✕)

~~Developing, Partially-Aerated Flow Region~~

~~Fig. (1)~~

~~Once the critical point has been reached, the turbulence generated at the spillway face first becomes evident at the flow surface. The~~

حصص



	Spillway Slope, in degrees ( $\alpha$ )					
	5	10	20	30	50	70
$q / [(gk_s^3)^{1/2} \times 10^4]$	$(X_c/k_s) \times 10^{-4}$					
(a) $k_s = 0.001 \text{ ft } (3.048 \times 10^{-4} \text{ m})$						
25.12	18.97	15.91	13.29	11.68	10.37	9.97
71.04	39.71	32.93	27.56	24.21	21.52	20.60
130.50	61.21	50.64	41.99	37.26	33.07	31.72
200.92	83.18	69.56	57.25	51.15	45.27	43.46
280.79	105.14	86.92	71.52	63.96	56.71	54.44
369.11	127.90	106.80	86.78	78.33	69.59	66.73
(b) $k_s = 0.002 \text{ ft } (6.096 \times 10^{-4} \text{ m})$						
8.88	9.15	7.63	6.40	5.58	4.92	4.84
25.12	19.11	15.83	13.37	11.65	10.42	10.01
46.14	29.53	24.44	20.26	18.04	15.99	15.34
71.04	40.03	32.97	27.56	24.27	21.65	20.66
99.28	50.89	41.99	34.45	30.92	27.48	26.33
130.50	61.48	50.85	41.99	37.48	33.14	31.66
(c) $k_s = 0.005 \text{ ft } (15.24 \times 10^{-4} \text{ m})$						
2.25	3.35	2.78	2.36	2.06	1.83	1.76
6.35	7.08	5.89	4.95	4.34	3.85	3.71
11.67	10.97	9.10	7.55	6.71	5.95	5.73
17.97	14.91	12.35	10.20	9.11	8.09	7.79
25.11	18.99	15.68	13.06	11.55	10.29	9.88
33.01	23.01	19.09	15.62	14.07	12.48	12.01
(d) $k_s = 0.010 \text{ ft } (48 \times 10^{-4} \text{ m})$						
0.79	1.58	1.31	1.12	0.97	0.86	0.83
2.25	3.36	2.78	2.36	2.06	1.83	1.77
4.13	5.20	4.32	3.61	3.19	2.83	2.73
6.35	7.10	5.87	4.86	4.34	3.86	3.72
8.88	9.00	7.49	6.18	5.52	4.91	4.72
11.67	10.94	9.07	7.51	6.70	5.96	5.80

TABLE 1. VALUES OF  $X_c/k_s$  AND  $q/(gk_s^3)^{1/2}$ .

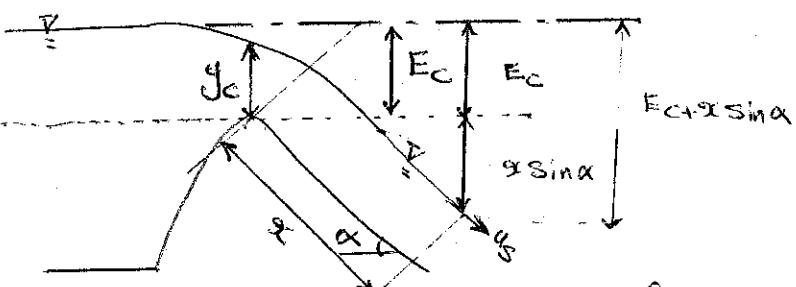
مقدار  $X_c/k_s$  با استفاده از  $q/(gk_s^3)^{1/2}$

Fig(2) من Table (1)

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 10^\circ \\ K_s = 0.005 \text{ ft} \end{array} \right\} , \left[ \frac{q}{(gk_s^3)^{1/2}} \times 10^{-4} \right] = 6.35 \Rightarrow \left( \frac{X_c}{K_s} \right) \times 10^4 = 5.89$$

$$\Rightarrow X_c = 5.89 \times K_s \times 10^4$$

هرمن جریان بطریقی روی تاج سریز (crest)



$$\text{II: } h_x = E_C + q \sin \alpha = \frac{\rho}{\gamma} y_C + q \sin \alpha = \frac{\rho}{\gamma} \sqrt{q \frac{q}{g} + q \sin \alpha}$$

$$\text{At C: } f_C = \frac{\rho}{\gamma} \sqrt{q \frac{q}{g}} = q_C \sin \alpha \quad (\text{II})$$

نکه بطریقی  
استاندارد

تاج سریز (crest) (هرمن جریان بطریقی روی تاج سریز، نسبت معنی دارند و کم است).

$$\text{But, } u_S = \sqrt{q g h_x} \rightarrow (u_S)_C = \sqrt{q g} \times (f_C)^{1/n} \quad (\text{III})$$

$$\text{At C: } q = \int_0^{d_C} u dy \quad (\text{Fully developed B.L. Flow}) \left[ u = f_C y \right] \quad (\text{IV})$$

$$\text{Assume: } u = u_S \left( \frac{y}{d_C} \right)^{1/n} \quad \left[ \left( n = \frac{1}{V} - \frac{1}{q} \right) u = u_S \left( \frac{y}{d_C} \right)^{1/n} \right]$$

$$q = \left( \frac{u_S}{d_C^{1/n}} \right) \int_0^{d_C} y^{1/n} dy \quad (\text{IV})$$

$$d_C = d_C = 0.086 V x_C \left( \frac{x_C}{K_S} \right)^{-1/0.5} \quad (\text{V})$$

Solution procedure:

Known:  $q, K_S, \alpha$

{ Guess  $u_S$

{ Then, using Iteration method (Trial and Error)

1) Guess  $u_S$  as  $(u_S)$  Trial.

(9) مصطفى

v) Calculate  $h_c$  from Eq.(II)

$$vi) \quad x_c = \dots \quad (I)$$

$$vii) \quad s = \dots \quad (V)$$

viii)  $s = u_s = \dots \quad (IV)$  as  $u_s$  calculated

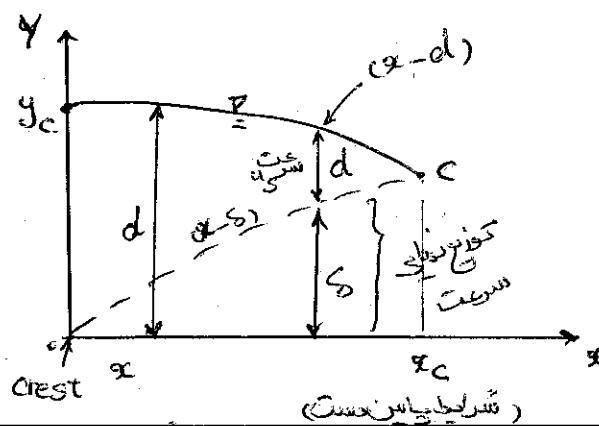
ix) If  $(u_s)_{\text{Trial}} = (u_s)_{\text{Calc.}}$  Then,  $\begin{cases} x = x_c \\ s = d_c \end{cases}$

x) If Not, Go to step d.

تحاصل على سطح  $\rightarrow$  فاصل  $x < x_c$  : (بيان بعدها زاد  $\rightarrow$ )

?  $(x-s) \rightarrow ?(x-d)$  رابطة

known:  $(q, k_s, \alpha)$



(وشن معاييرات درجت زیر:

(شريطي بالعين)		d <sub>c</sub>	(x)	(x)	(u <sub>s</sub> )	(s <sub>x</sub> )	(q <sub>s</sub> )	(q <sub>uts</sub> )	(d)	(d)

$x_c < x$ .

$y_c$										$d_c \Rightarrow d = s$

choose x

Eq.(I)

Eq.(II)

Eq.(V)

Eq.(VI)

Eq.(VII)

Eq.(VIII)

Eq.(IX)

(صفحه ۱۰)

$$q_s = \frac{u_s}{c_n} \int_0^h y \cdot dy \quad : \quad \text{دی پسورد از مخاتم} \rightarrow \text{(VII)}$$

(توجه: همانه هست  $u = u_s \left( \frac{y}{h} \right)^n$  برای همه آن بروجور B.L است)

$$q_{cut s} = q - q_s \quad : \quad \text{بهمک جریانی B.L} \rightarrow \text{(VIII)}$$

$$d_i = \frac{q_{cut s}}{u_s} \quad : \quad \text{همک آب جریانی B.L} \quad \text{(VIII)}$$

(با سرعت نیز راهنمایی است)

$$\{ d = S + d \quad \text{همک آب ناهمک}, \quad \text{(IX)}$$

$$\{ d = f_{ce} \quad \text{بروکل شلک}, \quad \text{(X)}$$

شراحت ورده هوا به بیان.

۱) تغییر لایه هرگی جریان مکالمه به سطح آب. (اوچتلاطم ناسی از اصلک آب مستقر) (تحلیل اینج

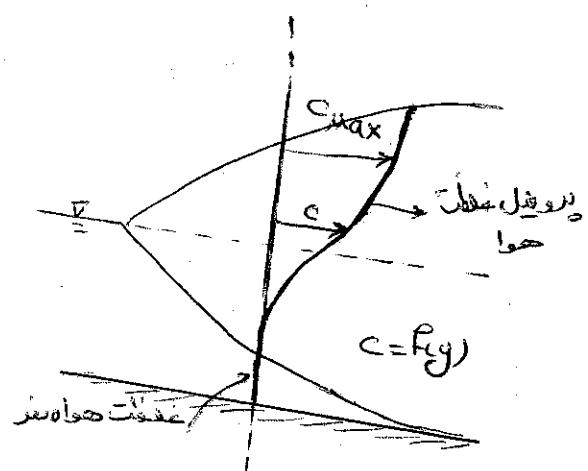
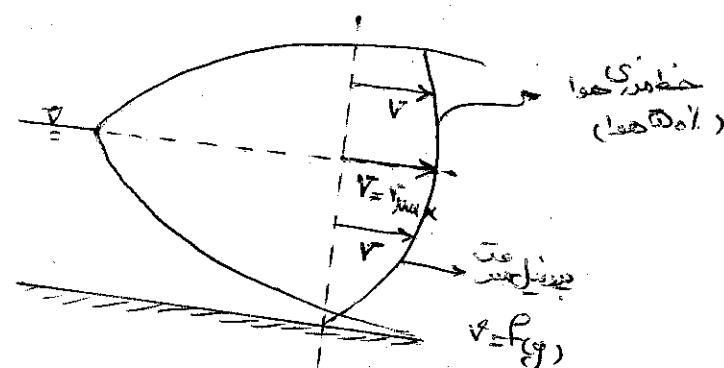
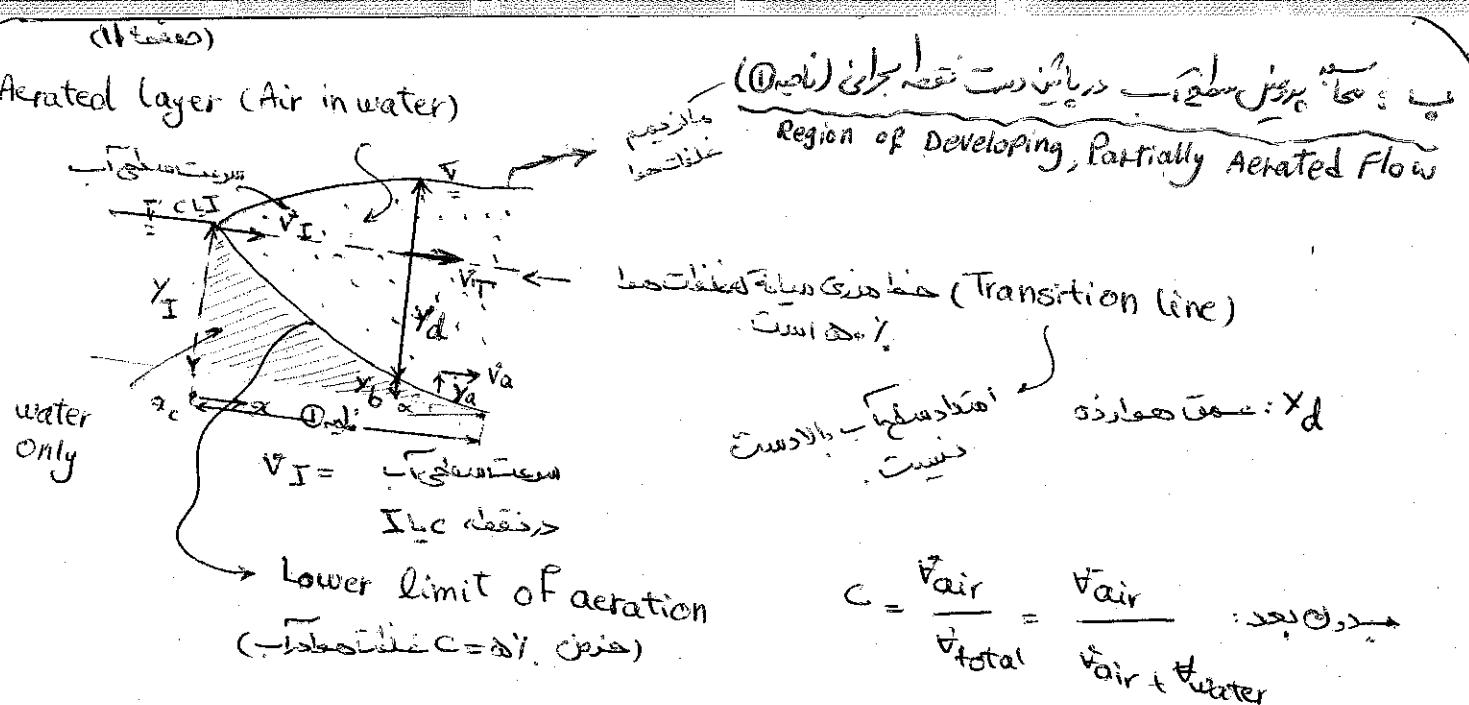
سطحی و گردابی هی کند

۲) آنکه شدت مکالمه سطحی را در گونه و درایب های سطحی) بسیار از مقادیر آنکه سطح آب باشد.  
دیگر سطح آب ماده هی کند

- این پدیده در هر زیرهای ملکه و تند آبها - بدایل سرعت زیلا و شدت مکالمه اتفاق  
هی افتاده. سے از خطر ریست احیفی قابل اوجاست.

- در هماری رویاز (صریح) همیشگی نهاد  
← ورده هوا کو اهم داشت  
هند نه بینزانت تر

ت مدرجه داده که جدال خیر یکنون صفت مکالمه مسلیخه در سطح آب باشد  
هواییک و چهیک آب اخواهد شد



- اسکلاظم بھریاں وارد ہوئے جو آب
  - مولفہ قاتم لبریت دریافت کیے آب
  - حکم خواہ آب بھدا

-> مرکبست داشر Splashing و خراست بریزت Spray که بدل و بلخوا مخلوط جی سوچ.

- ھمارے ادب میں سود۔

- سلطنت جنادریں بھلے (Bulking)

۷- (زوده‌روابه‌های تهمی در جست ماین حسنه است چیزی که این سوچ ما از گفتموز دعوا به لطف الله است در اینجا

د دھمانا ناچیہ کوئی سعیہ ہو ادھی در ہیران (ناچیہ ۱) میں باہر لے

## ۴-۲ آستانه ورود هوا

تعیین آستانه ورود هوا با حل همزمان معادلات توسعه لایه مرزی و پروفیل سطح آب در جاییکه ضخامت لایه مرزی برابر عمق آب (در امتداد عمود بر بستر) میگردد، صورت میگیرد. موقعیت این نقطه تابعی از عوامل فیزیکی مانند: شیب دیواره بالا دست سرریز، پروفیل تاج سرریز، شیب کف بستر سرریز در پایین دست، شکل مقطع سرریز و زیری بستره و عوامل هیدرولیکی، مانند: انرژی جریان یا عمق آب روی تاج سرریز، سرعت و دبی جریان، و شدت تلاطم (نوسانات سرعت و فشار) میباشد.

بروز پدیده ورود هوا بر روی سرریزهای بلند از جنبه های گوناگون مورد توجه میباشد:

➢ جریان در بالا دست نقطه بحرانی، به صورت تک فاز، (آب) بوده، عمق آب در جهت پایین دست کاهش یافته، و پروفیل سرعت تحت تاثیر لایه مرزی تغییر میابد;

➢ جریان پایین دست به صورت دو فازی (مخلوط آب و هوا) بوده و عمق جریان، سرعت و غلظت هوا، در جهت پایین دست افزایش می یابد، تا با رسیدن به توسعه کامل، سرانجام به مقدار ثابتی برسد;

➢ هوایگری و نفوذ عمقی هوا به سطح بستر سرریز، امکان بروز پدیده خلازایی و سپس تخریب احتمالی سازه را محدود می سازد؛

➢ با بررسی مواضع کاهش فشار و یا عدم حضور غلظت کافی هوا در سطح بستر سرریز، و پس از آن با اجرای فن هوا دهی مصنوعی (Artificial-aeration) میتوان از بروز پدیده خلازایی جلوگیری نمود؛

➢ تهویه طبیعی جریان سبب بهبود شرایط فیزیکی آب برای زیست آبزیان در پایین دست سازه میگردد.

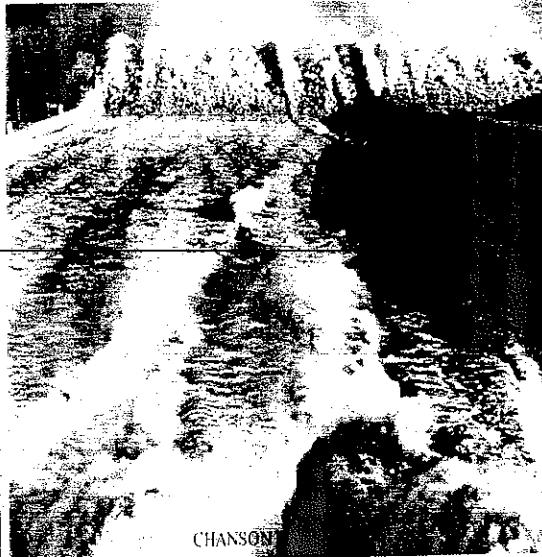
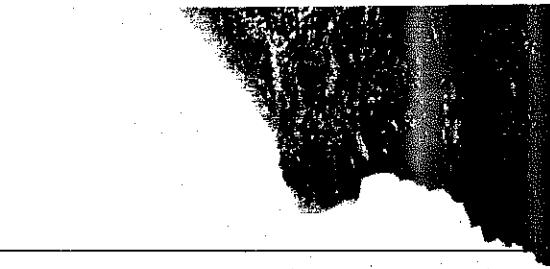
## ۴-۱ پدیده ورود هوا

از مشاهده جریان روی تندآب سرریزها میتوان دید که بطور طبیعی جریان در محدوده ورود به سرریز صاف است. سپس در فاصله ای در پایین دست سرریز ناگهان آب شیری یا سفید رنگ (Milky/white appearance) میشود. بسیاری از محققین پدیده شیری شدن آب را هنگامی ممکن میدانند که لایه مرزی متلاطم از کف بستر به سطح آب برخورد نموده و حبابهای هوا وارد جریان آب می شوند. از جمله نخستین کسانی که این مطلب را عنوان نموده اند میتوان به (1939) Lane، (1954) Bauer و (1954) Halbronn، اشاره نمود. متلاطم سبب میشود که سطح آب دچار آشفتگی گردد و حبابهای هوا را به دام اندازد. اگر مولفه قائم رو به بالای سرعت در جریان متلاطم بزرگتر از سرعت حدی حبابهای هوا باشد، حبابهای هوا به درون جریان و توده آب در پایین دست راه یافته و در آن توزیع میشوند. سرعت حدی حباب هوا به عنوان سرعت صعود یک حباب در سیال، مستقل از تاثیر متلاطم، جداره ها، حبابهای

دیگر و شتاب جریان در نظر گرفته میشود. در شکل (۱۵-۲) نمونه هایی از ورود هوا در روی سریز سد های مختلف ارائه شده است.



سد فاز دو اریا (Foz Do Eria) در برزیل سد چین چیلا (Chin Chila) در استرالیا



سد ایتاپوا (Itapua) در برزیل/پاراگوئه سد اسپلیت راک (Spilt Rock) در استرالیا

شکل (۱۵-۲): نمونه هایی از هواگیری طبیعی جریان برروی سریز سدها

#### ۴-۴-۲ روش‌های برآورده استانه ورود هوا

با استفاده از منابع موجود، که روش‌های گوناگون ثئوری تجربی و نیمه تجربی برای ارزیابی موقعیت نقطه بحرانی بر روی سرریزها را ارائه میدهند، روشها و روابط پیشنهادی (Keller & Bauer, 1954; Hager & Blaser, 1981; Cain & Wood, 1983; Wood et. Al., 1983; Rastogi, 1977) و (Ferrando & Rico, 1988) را که شامل روش‌های پیشگام و روش‌های جدیدتر میباشند، مورد بررسی قرار می‌دهیم.

#### ۳-۴-۲ روش (Bauer, 1954)

روش (Bauer, 1954) جهت برآورده استانه ورود هوا از روش‌های پیشگام به شمار می‌آید. او استانه ورود هوا را تابعی از ارتفاع زیری سرریز، شب سرریز، دبی در واحد عرض سرریز معرفی نموده است. در این روش استانه ورود هوا با سعی و خطأ بدست می‌آید. رابطه او به شکل رابطه زیر است:

$$\frac{\delta}{Xc} = 0.0254 \left( \frac{Xc}{k_s} \right)^{-0.135} \quad (18-2)$$

که،  $\delta$  = ضخامت لایه مرزی؛  $Xc$  = فاصله استانه ورود هوا تا تاج سرریز؛  $k_s$  = ارتفاع زیری سرریز میباشد.

گامهای برآورده استانه ورود هرا در این روش عبارتند از:

۱- ابتدا مقداری برای سرعت جریان، ( $v$ ) در نظر میگیریم.

۲- ارتفاع نظیر سرعت جریان را (از رابطه  $\frac{v^2}{2g}$ ) تعیین میکنیم.

۳- فاصله  $Xc$  را از رابطه  $Xc = \frac{h_v}{\sin \alpha}$ ، که در آن  $\alpha$  زاویه شب سرریز است، را بدست می‌آوریم.

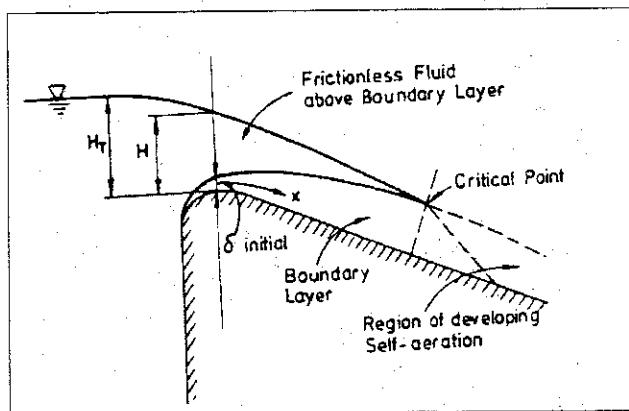
۴- مقدار  $Xc$  را در رابطه (۱۸-۲) گذارده تا مقدار  $\delta$  بدست آید.

۵- از رابطه  $v_1 = 1.1 \frac{q}{\delta}$  (دبی در واحد عرض جریان است) سرعت جریان را می‌یابیم. اگر  $v$  برابر  $v_1$  باشد مقدار برآورده استانه ورود هوا درست است. در غیر این صورت با در نظر گرفتن مقدار دیگری برای سرعت جریان، گامهای فوق را تکرار میکنیم.

#### ۴-۴-۳ روش (Keller & Rastogi, 1977)

روش ارائه شده توسط Keller & Rastogi, (1977) برای برآورده مقدار  $Xc$ ، یعنی فاصله از تاج سرریز تا نقطه بحرانی، بر مبنای حل یک مدل ریاضی میباشد. در این مدل ریاضی از معادلات متوسط زمانی ناویر استوکس، برای ارزیابی توسعه کامل جریان در بالادست نقطه بحرانی، استفاده میشود. همچنین

فرض میشود که، جریان در بالادست نقطه بحرانی، دو بعدی و کاملاً متلاطم و لایه مرزی نیز، کاملاً از روی تاج سرریز توسعه یافته باشد و از گرادیان فشار هم صرف نظر شده است. در این مدل تئوری شکل سرریز در بالادست به صورت قائم فرض شده و محاسبات هم تنها برای این نوع از شکل سرریز صادق است (شکل ۱۶-۲).



شکل (۱۶-۲): توسعه لایه مرزی و وقوع آستانه ورود هوا (Keller & Rastogi, 1977)

در آنالیز ابعادی هم ( $X_C$ ) تابعی از دبی واحد عرض سرریز ( $q$ )، ارتفاع زیری سرریز ( $k_s$ ) و شیب سرریز ( $s$ ) معرفی میشود. از اثر جرم حجمی ( $\rho$ )، به دلیل اینکه در تمام فاصله جریان از تاج سرریز تا نقطه بحرانی جرم حجمی جریان را ثابت در نظر گرفته اند، صرف نظر شده است. بنابراین تابعی به شکل زیر برای  $X_C$  تعریف میشود:

$$X_c = f(q, k_s, g, s) \quad (19-2)$$

که  $g$  شتاب نقل میباشد.

با استفاده از تئوری  $\Pi$  باکینگهام، مناسبترین شکل تابع به صورت زیر معرفی میشود:

$$\frac{X_c}{k_s} = f_1 \left[ \frac{q}{(gk_s^3)^{0.5}} \cdot s \right] \quad (20-2)$$

از آنجاییکه در طراحی سرریز مقادیر ( $q$ ) و ( $k_s$ ) و ( $s$ ) معلوم اند، طرف راست معادله (۲) بصورت یکنایی برآورد میگردد. در واقع این روش بطور صریح مقدار آستانه ورود هوا را ارائه میکند و مزیت این روش نیز در همین است.

در این روش با استفاده از آنالیز داده هایی که از آزمایش بر روی مدل های آزمایشگاهی و داده های مشاهداتی از سرریز سدها بدست آمده، شکل هایی برای طراحی ارائه شده است. شکل (۱۷-۲) فاصله از تاج سرریز تا نقطه بحرانی را، در برابر منحنی های شیب و دبی واحد عرض به ازای مقدار ثابتی از ارتفاع زیری نشان میدهد. شکل (۱۸-۲) فاصله از تاج سرریز تا نقطه بحرانی را در برابر منحنی های دبی در واحد عرض و شیب سرریز، به ازای ارتفاع زیری ثابت نشان میدهد. شکل (۱۹-۲) هم، فاصله از تاج سرریز تا

نقطه بحرانی را در برابر منحنی های دبی در واحد عرض و ارتفاع زیری به ازای شیب ثابت  $30^\circ$  درجه نشان میدهد.

در این روش، با استفاده از نتایج آزمایشها و مدل تئوری، در نهایت برای برآورد  $X_C$  دو منحنی ارائه میشود که، به ازای هر مقدار معلوم ( $q$ ) و ( $k_s$ )، میتوان به سادگی مقدار  $X_C$  را برآورد نمود. این دو منحنی به صورت شکل (۲۰-۲) ارائه شده است. برای کاربرد این روش ذکر چند نکته ضروری است:

۱- شکل های ازایه شده تنها برای سرریزهای تپ *WES* با وجه قائم بالا دست معتبر است. گرچه از این روش میتوان برای برآورد اولیه فاصله نقطه بحرانی برای سایر شکلهای سرریز استفاده نمود.

۲- بهترین دامنه کاربرد این روش  $0.5 \leq H_T / H_D \leq 1.33$  میباشد که در آن:

$$H_T = \text{ارتفاع واقعی سطح آب بر روی تاج سرریز}$$

$$H_D = \text{ارتفاع مربوط به دبی طراحی روی تاج سرریز}$$

۳- با مقایسه مقادیر به دست آمده از شکل برآورد  $X_C$  و مشاهداتیکه از انجام آزمایشها روی سازه اصلی (Prototype) صورت گرفته است، (Keller & Rastogi, 1977) نشان داده اند که صرف نظر نمودن از گرادیان فشار، اختلاف جدی و چشمگیری در برآورد مقدار  $X_C$ ، ایجاد نمیکند. همچنین با انجام آزمایشها روی سازه اصلی و با در نظر گرفتن گرادیان فشار واقعی و گرادیان فشار با توزیع خطی عمود بر سطح سرریز هم، مشاهدات آنها نشان میدهد که بیشترین اختلافات در شیب  $10^\circ$  درجه رخ داده و کمترین اختلافات در شیب  $50^\circ$  درجه دیده شده است که خطای مشاهده شده نیز بویژه در شیب  $50^\circ$  درجه کوچک بوده و از ارزش روش نمیکاهد.

گامهای برآورد آستانه ورود هوا در این روش عبارتند از:

$$1- \text{به ازای مقادیر معلوم } q, k_s \text{ مقدار } \frac{q}{(gk_s^3)^{0.5}} \text{ را بایست می آوریم.}$$

۲- مقدار فوق را روی محور افقی شکل (۲۰-۲) تعیین نموده و با توجه به شیب سرریز، منحنی

شیب را انتخاب نموده و از محور افقی با توجه به مقدار  $\frac{q}{(gk_s^3)^{0.5}}$  بدست آمده، عمودی بر

منحنی شیب رسم می کنیم.

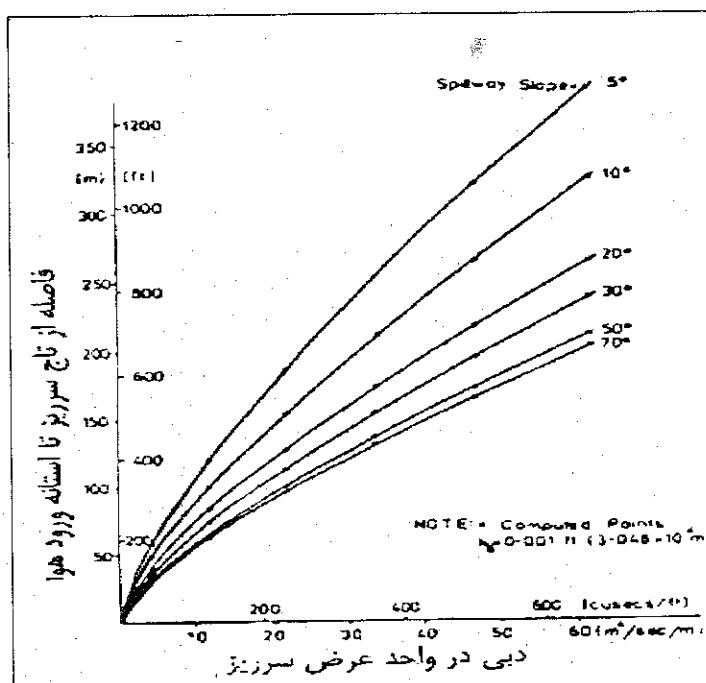
۳- از نقطه مشخص شده روی منحنی شیب، عمودی بر محور عمودی شکل رسم میکنیم و

$$\text{مقدار } \frac{X_c}{k_s} \text{ را پیدا می کنیم.}$$

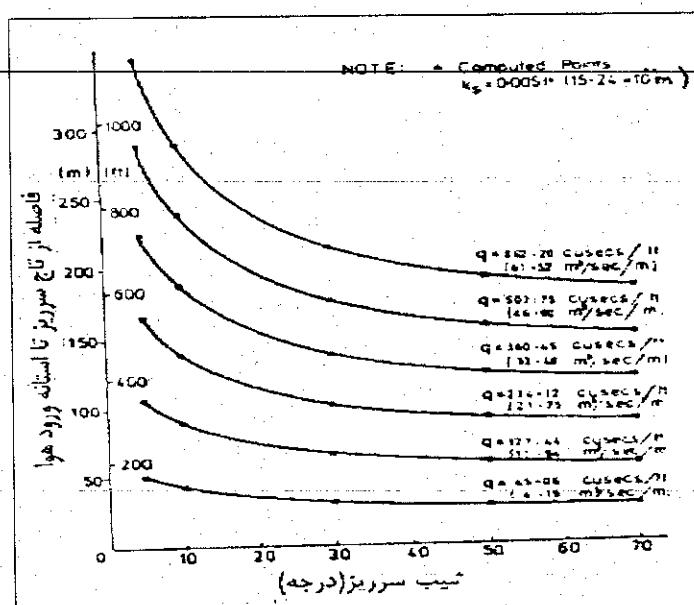
۴- با معلوم بودن ارتفاع زیری سرریز و بدست آمدن مقدار  $X_c$ ، مقدار  $X_C$  بدست می آید.

اشکال این روش این است که به ازای همه شیب ها منحنی شیب وجود ندارد.

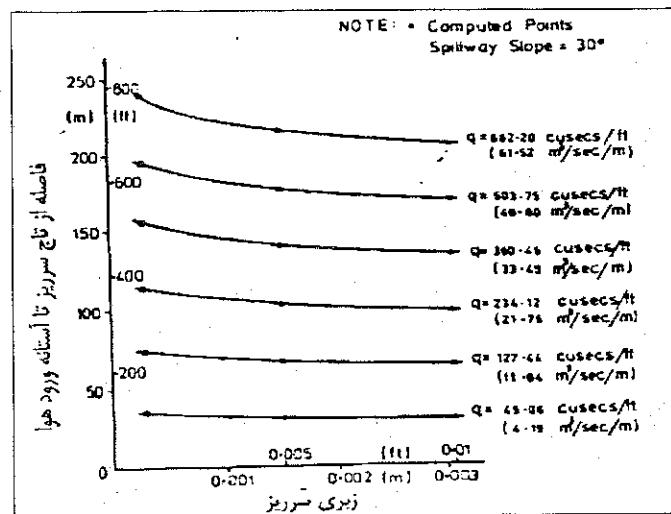
جدول (۲-۲) Keller & Rastogi, (1977) نیز ارائه داده اند که میتوان برای مقادیری که منحنی سیب برای آنها وجود ندارد با استفاده از روش‌های درون یابی، آستانه ورود هوا را یافت. میزان دقت براورد بستگی به دقت روش درون یابی بکار رفته دارد.



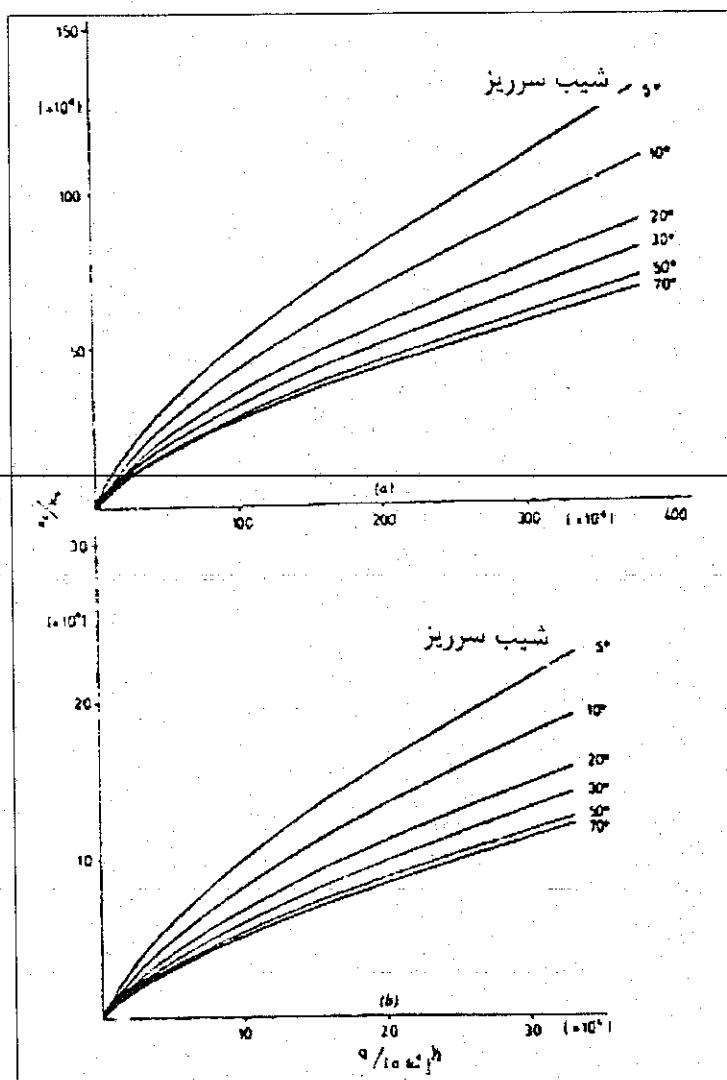
شکل (۱۷-۲): رابطه بین  $X_c$  و دبی واحد عرض سرریز  
(Keller & Rastogi, 1977)



شکل (۱۸-۲): رابطه  $X_c$  و شیب سرریز  
(Keller & Rastogi, 1977)



شکل (۱۹-۲): رابطه  $X_c$  و زبری سرریز (Keller & Rastogi, 1977)



شکل (۲۰-۲): برآورد  $X_c$  به روش (Keller & Rastogi, 1977)

جدول (۲-۲): جدول برآورد آستانه ورود هوا (Keller & Rastogi, 1977)

$q / [(gk_s^3)^{0.5} \times 10^4]$	شیب سریز به درجه					
	5	10	20	30	50	70
$X_c/k_s$						
(a) $k_s = 0.001 \text{ ft } (3.048 \times 10^{-4})$						
25.12	18.97	15.91	13.29	11.68	10.37	9.97
71.04	39.70	32.93	27.56	24.21	21.52	20.60
130.50	61.21	50.64	41.99	37.26	33.07	31.72
200.92	83.18	69.56	57.25	51.15	45.27	43.46
280.79	105.14	86.92	71.52	63.96	56.71	54.44
369.11	127.90	106.80	86.78	78.33	69.59	66.73
(b) $k_s = 0.002 \text{ ft } (6.096 \times 10^{-4})$						
8.88	9.15	7.63	6.40	5.58	4.92	4.84
25.12	19.11	15.38	13.37	11.65	10.42	10.01
46.14	29.53	24.44	20.26	18.04	15.99	15.34
71.04	40.03	32.97	27.56	24.27	21.65	20.66
99.28	50.89	41.99	34.45	30.92	27.48	26.33
130.50	61.48	50.85	41.99	37.48	33.14	31.66
(c) $k_s = 0.005 \text{ ft } (15.24 \times 10^{-4})$						
2.25	3.35	2.78	2.36	2.06	1.83	1.76
6.35	7.08	5.89	4.95	4.34	3.85	3.71
11.67	10.97	9.10	7.55	6.71	5.95	5.73
17.97	14.91	12.35	410.20	9.11	8.09	7.79
25.11	18.99	15.68	13.06	11.55	10.29	9.88
33.01	23.01	19.09	15.62	14.07	12.48	12.01
(d) $k_s = 0.010 \text{ ft } (48 \times 10^{-4})$						
0.79	1.58	1.31	1.12	0.97	0.86	0.83
2.25	3.36	2.78	2.36	2.06	1.83	1.77
4.13	5.20	4.32	3.61	3.19	2.83	2.73
6.35	7.10	5.87	4.86	4.34	3.86	3.72
8.88	9.00	7.49	6.18	5.52	4.91	4.72
11.67	10.94	9.07	7.51	6.70	5.96	5.80

#### ۴-۵-۵ روش (Wood et. Al., 1983) و Cain & Wood, (1981)

بدلیل اینکه روش ارائه شده توسط Cain & Wood, (1981) در روش ارائه شده توسط Wood et. Al., (1981) نیز بکار رفته است، این دو روش باهم بررسی می شوند.

اساس بررسی این روش ها بزمبای معادله و روش Bauer, (1954) و روش اصلاح شده توسط Cassidy, (1954) Halbronn, (1981) Cain & Wood, (1981) یادآوری مینمایند که تحقیقات Rao & Kobus, (1973) و Campbell et. Al., (1966) (1966) سریزهای بدون دریچه، ارائه شده توسط گروه مهندسی ارتش آمریکا (USACE) مینمایند. همچنین، اشاره مینمایند که در روش Bauer و Halbronn از اثر شکل سریز چشم پوشی می شود. تابع کلی که برای آنالیز ابعادی که Cain & Wood, (1981) ارائه میدهند به صورت معادله زیر است :

$$\frac{x_i}{k_s}, \frac{y_i}{k_s}, \frac{v_i k_s}{q} = \left[ F_*, \frac{q}{v}, \frac{a}{k_s}, \frac{a}{b} \right] \quad (21-2)$$

که،  $x_i$  فاصله تا نقطه بحرانی ;  $y_i$  عمق در نقطه بحرانی ;  $v$  سرعت جریان در در عمق  $y_i$  ;  $q$  دبی در واحد عرض جریان ;  $k_s$  ارتفاع زیری سریز ;  $v$  ویسکوزیته سینماتیک جریان ;  $a, b$  اعدادی ثابت مربوط به مشخصه های هندسی سریز و  $F_*$  از رابطه زیر محاسبه میگردد:

$$F_* = q / [g S k_s^3]^{0.5} \quad (22-2)$$

اگر  $\theta$  زاویه شب سریز باشد، آنگاه،  $S = \sin \theta$ ، شب سریز مینمایند. در روش Cain & Wood، از رابطه کلی ارائه شده توسط Bauer, (1954) برای توسعه لایه مرزی روی سریزها به شکل زیر استفاده شده است:

$$\frac{\delta}{X_c} = \alpha \left( \frac{X_c}{k_s} \right)^{-\beta} \quad (23-2)$$

که،  $\delta$  = ضخامت لایه مرزی ;  $X_c$  = فاصله توسعه لایه مرزی از تاج سریز مینمایند. در این رابطه  $\alpha$  و  $\beta$  مقادیری ثابت مینمایند.

Cain & Wood توزیع سرعت را به صورت رابطه توانی زیر در نظر گرفتند:

$$\frac{u}{U} = \left( \frac{y}{\delta} \right)^n \quad (24-2)$$

که،  $u$  سرعت جریان درون لایه مرزی ;  $U$  سرعت جریان بیرون لایه مرزی ;  $y$  عمق جریان عمود بر سطح سریز ; ضخامت لایه مرزی، و  $n$  عددی ثابت مینمایند.

برای دستیابی به رابطه تعیین نقطه بحرانی، از ترکیب رابطه فوق با رابطه برنولی، رابطه زیر را بدست آوردنده:

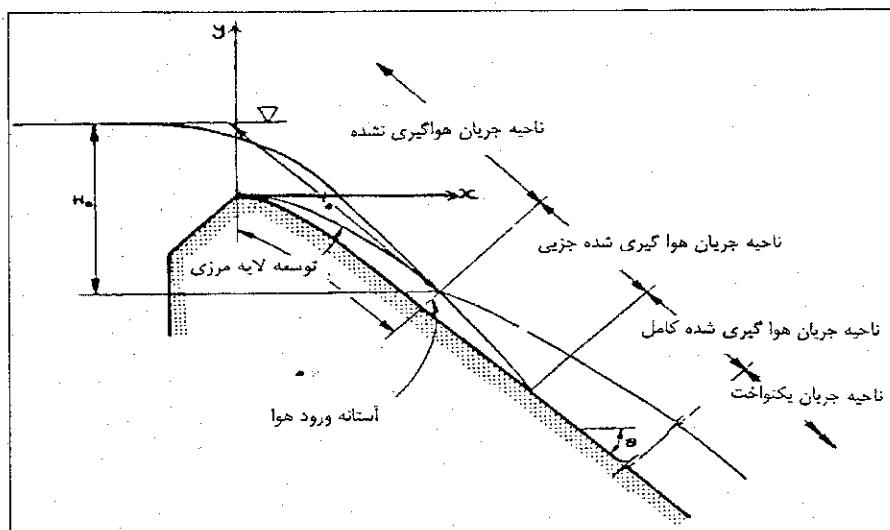
$$\frac{X_c}{k_s} = \left( \frac{n+1}{\alpha n \sqrt{2}} \right)^{(2/3-2\beta)} F_*^{(2/3-2\beta)} \quad (25-2)$$

با رگرسیون ضربی از داده های نتایج آزمایش های Keller & Rastogi, (1977) و فرض  $n = \sqrt[3]{3}$  که توسط Cain & Wood در نظر گرفته شده، Wood et. Al., (1983) روابط زیر را برای ارزیابی آستانه ورود هوا ارائه نموده اند (شکل (21-2)):

$$\frac{x}{k_s} = 13.6(\sin \theta)^{0.0796} F_*^{0.713} \quad (25-2)$$

$$\frac{\delta}{x} = \left( \frac{x}{H_s} \right)^{0.11} \left( \frac{x}{k_s} \right)^{-0.10} \quad (26-2)$$

که،  $x$  = فاصله از تاج سرریز تا نقطه بحرانی در پایین دست سرریز؛  $H_s$  = طول عمقی و عمودی بین خط انرژی کل تا سطح آب در نقطه مورد نظر ( $H_s = X_c \sin \theta$ ) میباشد.  
برای محاسبات، در این رابطه  $X_c = x$  در نظر گرفته شده است.



شکل (۲۱-۲): نواحی جریان هواگیری شده روی سرریز (Cain & Wood, 1981)

این روش به طور صریح آستانه ورود هوا را برای هر شکلی از سرریز روی تندآبهای مستطیلی بزاورد مینماید.

گامهای برآورد آستانه ورود هوا در این روش عبارتند از:

- ۱- مقدار  $F_*$  را با توجه به مقادیر معلوم  $S$ ,  $k_s$ ,  $g$  تعیین میکنیم.
- ۲- مقدار  $F_*$  را در رابطه (۲۵-۲) قرار داده و مقدار  $X_c$  را برآورد مینماییم.

#### ۶-۴-۲ روش Hager & Blaser, (1998)

روش (1998) Hager & Blaser، براساس تعیین پروفیل های لایه مرزی ( $\delta$ ) و پروفیل جریان آزاد سرریز ( $N(x)$ ) و ترکیب این دو با روش تجربی (1954) Bauer، برای تعیین عمق و موقعیت آستانه

هاگیری روی تند آب سرریز، استوار میباشد. در این روش با جایگزینی  $\frac{1}{n}$  از رابطه مانینگ (Manning)

در رابطه تعیین زیری Strickler، و معرفی پارامتر بدون بعدی به شکل نسبت عمق جریان یکنواخت به

عمق بحرانی، که به عنوان شاخصی برای تعیین عمق آستانه بکار می‌رود، معادلات صریحی برای تعیین عمق و موقعیت آستانه هواگیری ارائه شده است. رابطه شاخص یادشده به صورت زیر است:

$$v_u = N_u / N_c \quad (27-2)$$

که،  $Nu =$  عمق جریان یکنواخت؛  $Nc =$  عمق بحرانی می‌باشد.

عمق بحرانی و عمق یکنواخت با توجه به مطالب ارائه شده در بالا، به صورت روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$N_c = (q^2 / g)^{1/3} \quad (28-2)$$

$$N_u = \left( \frac{N_c^{1.5} k_s^{1/6}}{6.75 \sin^{0.5} \alpha} \right)^{3/5} \quad (29-2)$$

که،  $q =$  دبی در واحد عرض تندآب؛  $k_s =$  ارتفاع زبری سرریز؛  $\alpha =$  زاویه شیب سرریز با افق می‌باشد. با انجام آزمایش‌های مختلف، دامنه شاخص یاد شده،  $<0.01 < v_u < 0.4>$ ، برآورد گردیده است.

اگر  $0.25 < v_u$  باشد، عمق و موقعیت آستانه هواگیری از رابطه‌های زیر بطور صریح بدست می‌آیند:

$$N_i = \frac{0.258 N_c}{\left( \frac{1}{0.64} \left( \frac{N_c \sin^3 \alpha}{k_s} \right)^{1/10} - 1 \right)^{0.5}} \quad (30-2)$$

$$Xc / N_c = 16 (\sin \alpha)^{-0.6} (k_s / N_c)^{-0.08} \quad (31-2)$$

که،  $Xc$ ، فاصله آستانه هواگیری تا تاج سرریز می‌باشد.

اگر  $0.25 > v_u$  باشد، عمق آستانه هواگیری، برابر عمق جریان یکنواخت در نظر گرفته می‌شود، و فاصله آستانه هواگیری تا تاج سرریز هم از همان رابطه (31-2) بدست می‌آید.

در این روش  $x_i$  به صورت خطی با  $Nc$  افزایش می‌یابد، و با افزایش  $\alpha$  کاهش می‌یابد و نظر معکوس با کاهش  $\alpha$  افزایش می‌یابد. نکته مهم در این روش کاربرد مقیاس طولی عمق بحرانی  $Nc$  برای برآورد عمق و موقعیت آستانه هواگیری می‌باشد و اثر زبری در برآورد آستانه هواگیری کمتر در نظر گرفته شده است.

گامهای برآورد آستانه ورود هوا در این روش عبارتند از:

۱- ابتدا مقدار عمق بحرانی را از رابطه (28-2) می‌یابیم.

۲- با معلوم بودن شیب سرریز و عمق بحرانی، از رابطه (31-2)، آستانه ورود هوا را می‌یابیم.

## ۷-۴-۲ روش (Ferrando & Rico, 2002)

Ferrando & Rico, (2002) موقعیت آستانه ورود هوا را، به صورت تابعی از دبی در واحد عرض سرریز، شیب کف، زبری یکنواخت سطح سرریز، بررسی نموده اند و با استفاده از حل همزمان معادلات توسعه لایه مرزی و منحنی پروفیل جریان روی سرریز، و با توجه به روش، رابطه صریحی برای تعیین آستانه ورود هوا ارائه نموده اند. آنها آزمایش‌هایی بر روی مدلی از یک کانال با مقطع مستطیلی منظم با دامنه

شیب  $\theta$  بین ۵ تا ۷۰ درجه و دامنه دبی در واحد عرض ( $q_{(m^3/s\cdot m)} < 20 < 0/5$ )، با رژیم جریان فوق بحرانی صورت داده و رابطه خود را یاتوجه به نتایج این آزمایشها بدست آورده است.

در این روش، ابتدا به ازای مقادیر معلوم  $k_s$  و  $\theta$ ، رابطه بین  $Xc$ ، موقعیت آستانه هواگیری، با  $q$  بررسی شده، سپس رابطه  $k_s$  معلوم و شیب بررسی و از آنجا رابطه  $\theta$  و  $q$  با آستانه هواگیری بررسی شده و در نهایت زیری سطحی تحلیل، و رابطه بین  $Xc$  و  $q$  و  $\theta$  و  $k_s$  به صورت زیر ارائه می شود:

$$F = (1.46443 k_s^{0.0054} (\sin \theta)^{0.0027})^{-1} \quad (32-2)$$

$$X_c = \left( \frac{q}{0.05642 k_s^{0.056} (\sin \theta)^{0.34}} \right)^F \quad (33-2)$$

گامهای برآورد آستانه ورود هوا در این روش عبارتند از:

- ۱- ابتدا مقدار  $F$  را از رابطه (۳۲-۲) به ازای شیب و ارتفاع زیری معلوم، بدست می آوریم.
- ۲- مقدار  $F$  بدست آمده را به همراه مقادیر معلوم  $q$ ،  $k_s$ ،  $\theta$  در رابطه (۳۳-۲) قرار می دهیم تا آستانه هواگیری تعیین شود.

### ۴-۳ ارزیابی آستانه ورود هوا در مدل های مختلف

روش های برآورده آستانه ورود هوا، در فصل دوم به تفصیل مورد بررسی قرار گرفته اند. در چدول (۴-۷۳) بطور خلاصه روش های مذکور ارائه شده اند.

جدول (۴-۷۳) : روش های برآورده آستانه ورود هوا

ملاحظات	$X_c$	منابع
رابطه ای تجربی بر مبنای داده های مدل $X_c$ با استفاده از روش سعی و خطاب دست سی آید	$\frac{\delta}{X_c} = 0.0254 \left( \frac{X_c}{k_s} \right)^{-0.135}$	Bauer (1954)
بر اساس مدل تلاطمی دو بعدی و با کاربرد داده های مدلها و نمونه های اصل برای سریزهای تیپ WES ، به ازای شب های مشخص زا حل ضریح برآورده $X_c$	با استفاده از شکل طراحی و جداول	Keller & Rastogi (1977)
راه حلی نیمه تجربی به ازای هر مقدار از شب مقدار ضریح $X_c$ را برآورده میکند	$\frac{X_c}{k_s} = 13.6 (\sin \theta)^{0.0796} F_*^{0.713}$ $F_* = \frac{q}{(g s k_s^3)^{0.5}}$ $s = \sin \theta$	Wood, Ackers & Loveless (1983)
روش حل با کاربرد تئوری توسعه لایه (Bauer (1954) مرزی بر اساس روابط))	$\frac{X_c}{N_c} = 16 (\sin \theta)^{-0.6} \left( \frac{k_s}{N_c} \right)^{-0.08}$ $N_c = \left( \frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}}$	Hager & Blaser (1998)
روش اصلاح شده (Cain & Wood (1981)) ، روش ضریح برای هر مقدار شب سریز	$X_c = \left( \frac{q}{0.05642 k_s^{0.056} (\sin \theta)^{0.34}} \right)^F$ $F = (1.46443 k_s^{0.0054} (\sin \theta)^{0.0027})^{-1}$	Ferrando & Rico (2002)

$$\delta = \text{ضخامت لایه سریزی برابر عمق جریان} ; k_s = \text{ارتفاع زیری} ; \theta = \text{زاویه شب به درجه} ; q = \text{دبی واحد عرض}$$

با استفاده از داده های مشاهداتی از مدل ها و نمونه های واقعی، روش های برآورده آستانه ورود هوا، مورد ارزیابی قرار گرفته اند و نتیجه این ارزیابی در تحقیق حاضر نیز بکار رفته است. در این قسمت، نخست روش های گوناگون برآورده آستانه ورود هوا مورد ارزیابی قرار می گیرند. سپس آستانه ورود هوا در مدل های مورد آزمون بررسی می گردند. سرانجام برای سریز سد در حال احداث شفارود، موقعیت برآورده آستانه ورود هوا بر روی سریز برآورده می گردد.

#### ۴-۳-۱ ارزیابی روش‌های برآورد آستانه ورود هوا

با استفاده از پنج روش برآورد آستانه ورود هوا که در جدول (۷۳-۴) بطور خلاصه به آنها اشاره شده است و با استفاده از تعداد محدودی داده‌های مشاهداتی موجود آستانه ورود هوا بزرگی سریزهای واقعی و مدل، روش‌های برآورد آستانه ورود هوا را مورد ارزیابی قرار داده ایم. مشخصات عمومی سریزها و مدل هایی که آستانه ورود هوا در آنها مشاهده شده است، در جدول (۷۴-۴) ارائه شده اند. از داده‌های این جدول ملاحظه می‌شود که، ۳۸ سری از داده‌های مشاهداتی  $X_c$  در ۹ گروه، دامنه متنوعی از دبی در واحد عرض و شب تندآب را در بر می‌گیرند.

جدول (۷۴-۴): مشخصات عمومی مدلها و نمونه‌های اصل

تعداد مشاهدات $X_c$	دامنه دبی واحد عرض ( $m^2/s$ )	نوع سریز	شب تندآب (degree)	ارتفاع زبری (mm)	نام سریز	منابع	نوع داده‌ها	مدل و نمونه اصل *
6	1.34 - 74.99	'WES (Standard Ogee)	10	1.5	Group A	Keller & Rastogi (1977)		
			50					
7	1.12 - 8.40	Ogee	55	1.5	Norris (USA)	Hickox (1945)		
6	1.65 - 4.11	Ogee	50	1.5	Douglas (USA)	Hickox (1945)		
4	0.3 - 8.87	Ogee (Over flow)	59	1.5	Glen maggie (Australia)	Michels & Lovely (1953)		
2	0.14 - 0.2	Ogee	60	1.5	Werribee (Australia)	Michels & Lovely (1953)	نمونه اصل	
2	2.44 - 6.65	Ogee (Gated)	45	1.524	Aviomore (N Z)	Keller (1972)		
2	2.23 - 3.16	Ogee (Gated)	45	1.524	Aviomore (N Z)	Cain (1978)		
3	16.07 - 18.20	Ogee	18.5	1.5	Bikou (China)	Ning & Wang (1993)		

\* گزارشی از تمايز بین مدل و نمونه اصل ارائه نشده است.

با مقایسه داده های مشاهداتی و محاسباتی از روش های مختلف، درصد خطای هر روش از رابطه زیر بدست می آید:

$$E\% = \left( \frac{X_{c(cal)} - X_{c(act)}}{X_{c(act)}} \right) \times 100 \quad (1-4)$$

که،  $E\% = \text{درصد خطای مشاهداتی} ; X_c = X_{c(cal)} ; X_c = X_{c(act)}$  میباشد.  
اگر مقدار  $E\%$  مثبت باشد، نشان دهنده برآورد اضافی (Overestimation) خطای روش و اگر مقدار  $E\%$  منفی باشد، نشان دهنده برآورد کم (Underestimation) خطای روش بکار گرفته شده است.  
نمونه ای از محاسبات در جدولهای (۷۵-۴) و (۷۶-۴) ارائه شده است.

جدول (۷۵-۴): مقایسه بین مقادیر مشاهداتی و برآورده از  $X_c$  با استفاده از داده های مدل Group A

q (m <sup>2</sup> /s)	X <sub>c</sub> (act) (m)	Bauer (1954)		Keller & Rastogi (1977)		Wood et. Al. (1983)		Hager & Blaser (1998)		Ferrando & Rico (2002)	
		X <sub>c</sub> (cal) (m)	E %								
1.34	18	24	33	18	0	19	6	42	133	19	6
6.71	55	78	42	59	7	60	9	133	142	59	7
6.98	59	80	36	61	3	61	3	137	132	61	3
15.03	103	139	35	107	4	106	3	238	131	105	2
34.85	182	257	41	193	6	193	6	436	140	191	5
74.99	314	426	36	335	7	334	6	757	141	329	5
Range of Errors %		33 - 42		0 - 7		3 - 9		131 - 142		2-7	
Ave. Errors %		37		5		6		137		5	

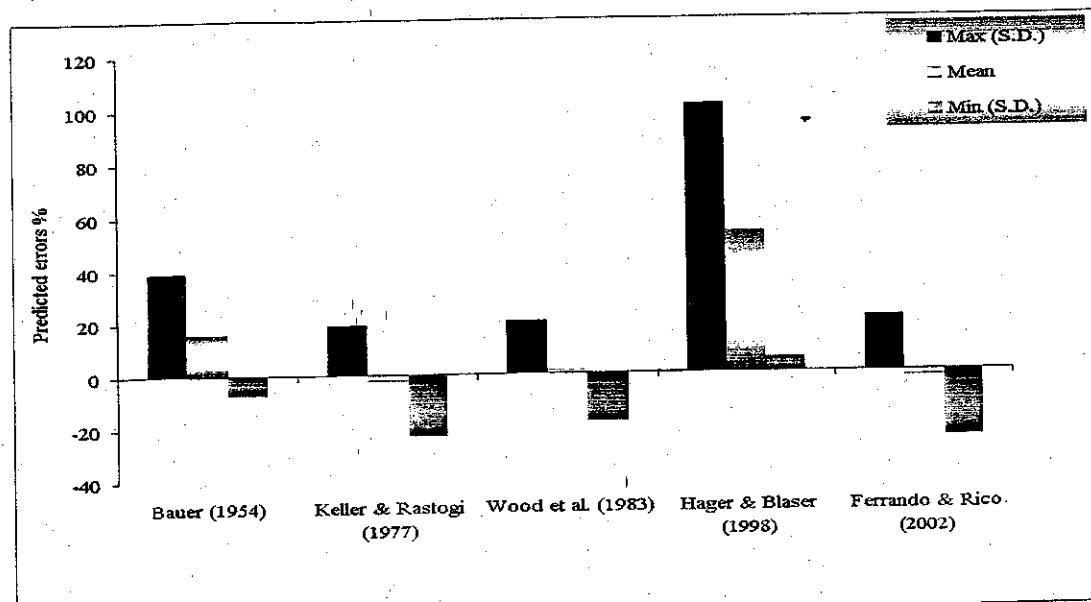
$X_c = \text{مقادیر مشاهداتی}$ ;  $X_c = \text{مقادیر محاسباتی}$ ;  $X_c = X_{c(act)}$

جدول (۷۶-۴): مقایسه بین مقادیر مشاهداتی و برآورده از  $X_c$  با استفاده از داده های سد Norris (USA)

q (m <sup>2</sup> /s)	X <sub>c</sub> (act) (m)	Bauer (1954)		Keller & Rastogi (1977)		Wood et. Al. (1983)		Hager & Blaser (1998)		Ferrando & Rico (2002)	
		X <sub>c</sub> (cal) (m)	E %								
1.12	14	12	-14	9	-34	11	-22	14	5	9	-35
1.17	16	12	-21	9	-42	11	-29	15	-5	9	-41
3.56	35	28	-20	23	-34	25	-28	33	-4	20	-41
3.60	36	28	-23	38	5	25	-31	33	-8	20	-44
6.64	47	44	-6	69	47	39	-17	52	12	31	-33
8.02	51	49	-4	64	26	44	-13	60	18	36	-29
8.40	50	51	3	66	31	46	-9	62	23	37	-26
Range of Errors %		(-23)-(-3)		(-42)-(-47)		(-31)-(-9)		(-8)-(-23)		(-44)-(-26)	
Ave. Errors %		(-13)		0		(-21)		6		(-36)	

$X_c = \text{مقادیر مشاهداتی}$ ;  $X_c = \text{مقادیر محاسباتی}$ ;  $X_c = X_{c(act)}$

در جدول (۷۷-۴) خلاصه نتایج برآورد میانگین و دامنه خطاهای در پیش بینی  $X_c$  برای ۳۸ سری داده‌ها در ۹ گروه و به ازای ۵ روش برآورد آستانه ورود هوا ارائه شده‌اند. علاوه بر آن، با فرض توزیع نرمال مقادیر خطاهای برآورده شده از هر روش برای ۳۸ مورد داده‌های مشاهداتی نیز محاسبه شده است و مقدار انحراف معیار در دو سطح احتمال (D.). $\pm S.D.$ ٪ ۶۸ و (D.). $\pm 2S.D.$ ٪ ۹۵ ارزیابی شده است که نتایج در جدول (۷۸-۴) ارائه شده است. شکل (۱۹-۴) نیز، میانگین و دامنه خطای روش‌ها را با احتمال وقوع ۶۸٪ نشان میدهد.



شکل (۱۹-۴): شکل خطای برآورده استانه ورود هوا بر روی سریزها از روش‌های مختلف جدول (۳۷-۴)

نتایج حاصل از جدول (۷۷-۴) نشان میدهد که، بجز روش (1983)، روش‌های Bauer و Wood et al. (1983) و Ferrando & Rico (2002) به ترتیب مقدار  $X_c$  را در ۶۶٪، ۵۵٪، ۸۹٪ و ۶۰٪ موارد بیشتر از مقدار واقعی برآورد میکنند. بر اساس نتایج جدول (۴۱-۴) نتایج روش (1988) Hager & Blaser در بسیاری از موارد با سایر روش‌ها اختلاف دارد و دامنه خطای نامتعادلی بین (۲۹٪+ و ۱۴۹٪-) و میانگین خطای ۵۳٪+ را دارد. روش (1954) Bauer هم دارای محدوده خطای (۷۷٪+ و ۷٪-) و میانگین خطای ۱۶٪+ را دارد. جدول (۴۲-۴) و شکل (۱۹-۴) نشان میدهد که میزان خطای برآورده استانه ورود هوا در سه روش باقیمانده کمتر و نزدیک به هم می‌باشد. میانگین برآورده خطای در روش (1977) Keller & Rastogi و (1983) Wood et. Al. به ترتیب برابر ۲٪، ۱٪ و ۲٪- میباشد. انحراف معیار خطای این روشها نیز به ترتیب ۲۱٪، ۱۹٪ و ۲۳٪ میباشد. دامنه مطلق خطای این سه روش در سطح احتمال ۹۵٪ تقریباً مشابه است. قضاوت خاصی در مورد برترین روش برآورده استانه ورود هوا نمیشود، ولی بکار گیری این سه روش برای برآورده مقدماتی  $X_c$  مناسب به نظر میرسد.

جدول (۷۷-۴) : برآورد میزان خطای روش‌های مختلف با استفاده

از روش‌های جدول (۷۳-۴) و داده‌های جدول (۷۴-۴)

داننه خطای %، میانگین خطای (%)					منابع داده‌ها
Ferrando & Rico (2002)	Hager & Blaser (1998)	Wood et al. (1983)	Keller & Rastogi (1977)	Bauer (1954)	
2 - 7 (5)	131 - 142 (137)	3 - 9 (6)	0 - 7 (5)	33 - 42 (37)	Group A
0 - 6 (3)	38 - 44 (41)	0 (0)	(0) - (8) (2)	12 - 23 (18)	Group B
(-44) - (-26) (-37)	(-6) - (24) (5)	(-39) - (-10) (-22)	(-44) - (47) (-6)	(-25) - (2) (-13)	Norris Dam
(-32) - (9) (-22)	12 - 82 (30)	(-20) - (36) (-4)	(0) - (59) (18)	(-8) - (45) (6)	Douglas Dam
(-43) - (60) (-2)	(-29) - (107) (26)	(-43) - (57) (-3)	(-30) - (0) (-12)	(-7) - (77) (10)	Glenmaggie Dam
6 - 8 (7)	33 - 50 (42)	0 - 1 (1)	(-37) - (-31) (-34)	5 - 8 (7)	Werribee Dam
17 - 39 (28)	63 - 91 (77)	14 - 35 (25)	9 - 13 (11)	31 - 48 (40)	Aviemore Dam
0 - 3 (2)	40 - 42 (41)	(-1) - (0) (0)	(-1) - (9) (4)	13 - 17 (15)	Aviemore Dam
(-2) - 3 (-1)	79 - 90 (86)	(-2) - (3) (-1)	(-7) - (1) (-4)	22 - 30 (26)	Bikou Dam
(-44) - (60) (-2)	(-29) - (142) (53)	(-39) - (57) (1)	(-44) - (59) (-2)	(-7) - (77) (16)	خطا در کل داده‌ها (%)
55%	89%	47%	60%	66%	برآورد اختلاف خطای (%)

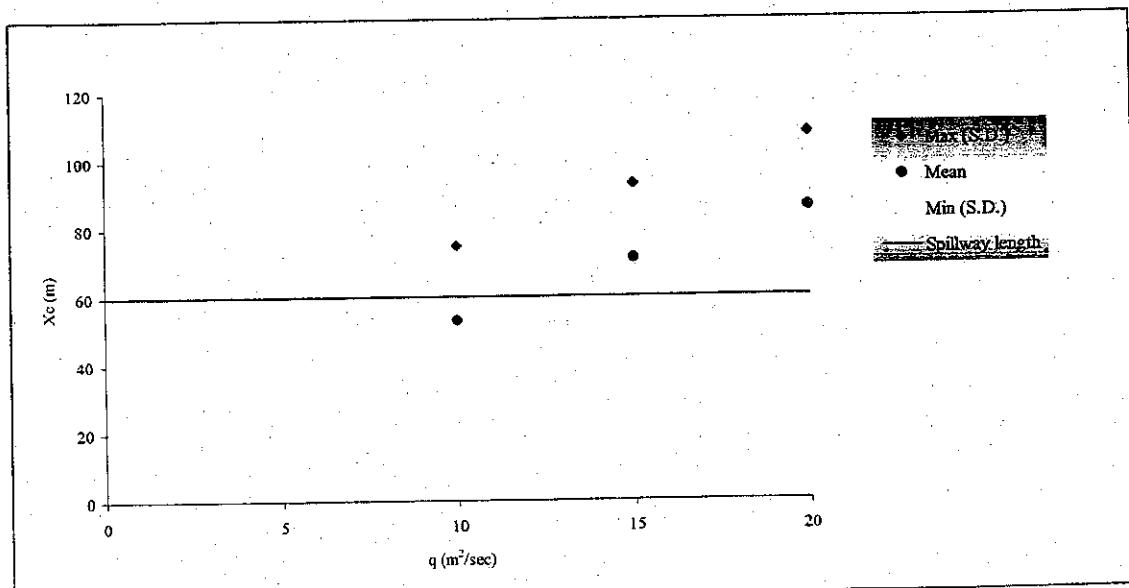
جدول (۷۸-۴) : مقادیر خطاهای محاسبه شده بوسیله روش‌های مختلف

خطا (%)	روش‌های برآورد آستانه ورود هوا				
	Bauer (1954)	Keller & Rastogi (1977)	Wood et al. (1983)	Hager & Blaser (1998)	Ferrando & Rico (2002)
مقدار متوسط (E)	+16	-2	+1	+53	-2
انحراف معیار (S.D.)	23	21	19	48	23
سطح احتمال ۶۷% (E±S.D.)	(-7, +39)	(-23, +19)	(-18, +20)	(5, +111)	(-25, +21)
سطح احتمال ۹۵% (E±2S.D.)	(-30, +62)	(-44, +40)	(-37, +58)	(-43, +149)	(-48, +44)
داننه مطلق	(-7, +77)	(-44, +59)	(-43, +57)	(-29, +142)	(-44, +60)

با استفاده از نتایج فوق، و بدلیل نبود داده های مشاهداتی مقدار  $X_c$  در سدهای ایران، برآورد  $X_c$  برای پنج سد در حال ساخت یا ساخته شده در ایران صورت گرفته است که نتایج آن در جدول (۴-۷۹) ارائه شده است. در جدول (۴-۷۹)، اطلاعات فیزیکی لازم سدها ارائه شده و مقادیر  $X_c$  به ازای سه دبی ذر واحد عرض برای هریک از سدها، با استفاده از سه روشی که در قسمت نتایج به عنوان روشهای مناسب معرفی شدند، محاسبه شده است. در زیر هر روش ابتدا مقدار  $X_c$  برآورده از آن روش ارائه شده، سپس دامنه احتمال وقوع  $X_c$  با توجه به دامنه خطای آن روش آمده و پس از آن متوسط مقدار  $X_c$  با توجه به درصد متوسط خطای روش ارائه شده است. در انتهای جدول نیز مقدار متوسط  $X_c$  با توجه به متوسط سه روش آمده و در پایین آن مقادیر احتمال وقوع  $X_c$  ارائه شده است. برای مثال، در سد قدیم بوکان، به ازای  $q = 10$  متر مربع بر ثانیه احتمال وقوع  $X_c$  در تناسب سریز در فاصله ۵۱ متری وجود دارد، و احتمال انحراف آستانه ورود هوا نیز بین ۲۹ تا ۸۳ متری میباشد. شکل (۴-۲۰) احتمال وقوع  $X_c$  را در سد قدیم بوکان نشان میدهد.

#### ۴-۳-۲ بررسی آستانه ورود هوا در نمونه واقعی سرریز سد شفارود

در سازه واقعی با توجه به شرایط فیزیکی و هیدرولیکی، آستانه ورود هوا برای دبی های ۱۰، ۱۵ و ۲۰ متر مکعب بر ثانیه در واحد عرض محاسبه و در جدول (۴-۴۳) نتایج ارائه شده اند. ملاحظه میشود که با توجه به طول سرریز امکان وقوع آستانه ورود هوا در دبی ( $m^2/s$ ) ۱۰ قابل مشاهده است. بطور کلی از نتایج بدست آمده در برآورد آستانه ورود هوا و همچنین مشاهده نتایج جدول (۴-۷۹) میتوان نتیجه گرفت که برای مشاهده آستانه ورود هوا نباید انتظار دبی های بالا یا دبی های طرح را داشت و آستانه ورود هوا در سرریز ها در دبی های هم قابل مشاهده است.



شکل (۴-۲۰): مقادیر  $X_c$  برآورده از روشهای مناسب در سد قدیم بوکان

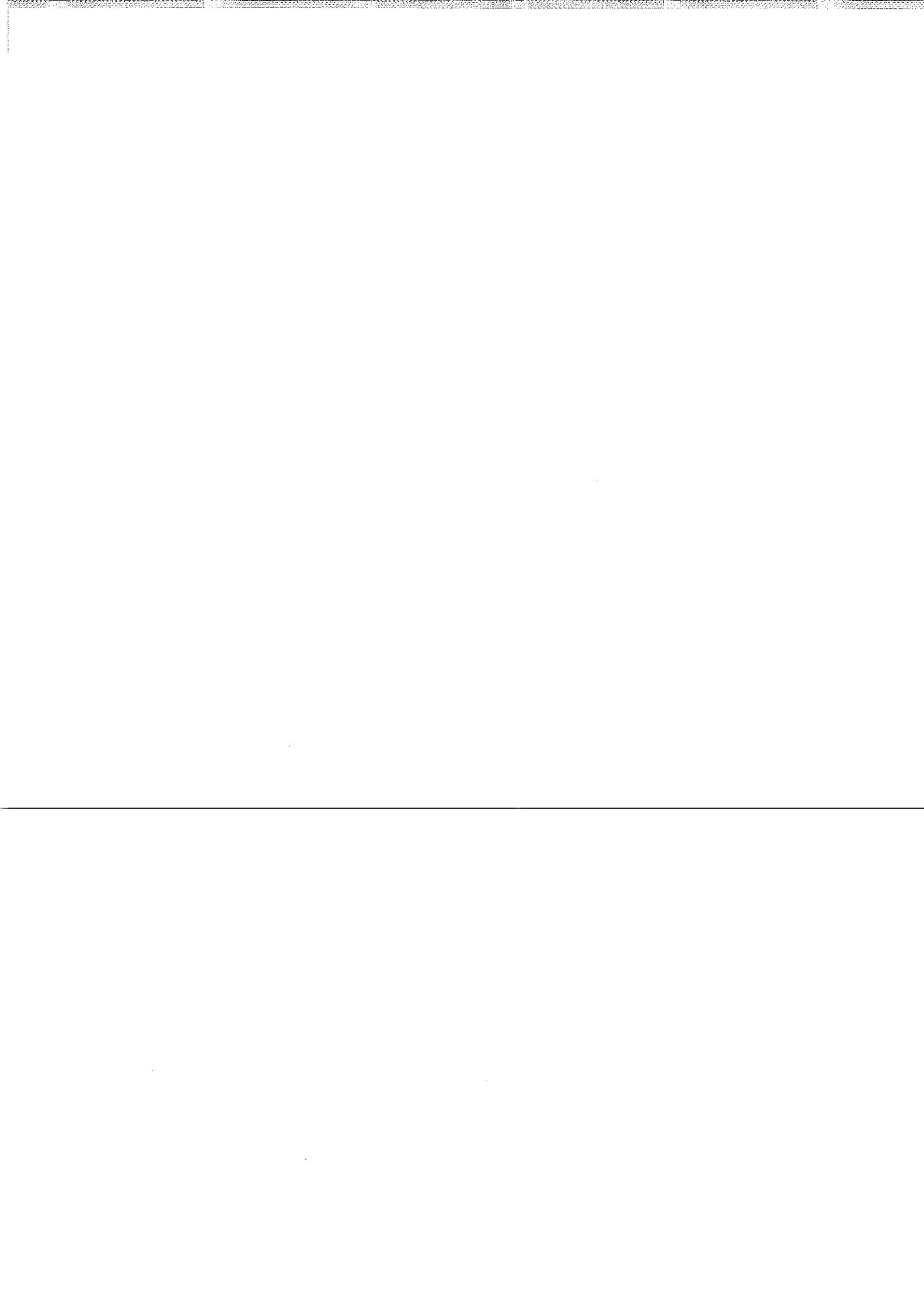
جدول (۴-۷۹): برآورد آستانه ورود هوا در بعضی از سدهای ساخته شده یا در حال ساخت در ایران

نام سد	نوع سربریز		Ferrando & Rico (2002)	Wood et. Al. (1983)	Keller & Rastogi (1977)	مقادیر برآورده $X_c$ (m)	$q$	تعیین وقوع آستانه ورود هوا روی سربریز
						(m <sup>2</sup> /s)	$X_c$ (m)	$X_c$ (m)
آری						51 <sup>+</sup> 29 - 83 <sup>++</sup>	10	51* 29 - 81** 50***
								51* 31 - 80** 52***
								52* 29 - 83** 51***
نه						69 <sup>+</sup> 39 - 113 <sup>++</sup>	15	71* 40 - 113** 70***
								68* 41 - 107** 69***
								70* 39 - 112** 69***
نه						83 <sup>+</sup> 46 - 138 <sup>++</sup>	20	82* 46 - 130** 80***
								84* 51 - 132** 85***
								86* 48 - 138** 84***
آری						53 <sup>+</sup> 30 - 87 <sup>++</sup>	10	55* 37 - 87** 54***
								52* 32 - 82** 53***
								53* 30 - 85** 52***
نه						71 <sup>+</sup> 39 - 116 <sup>++</sup>	15	73* 41 - 116** 72***
								69* 42 - 108** 70***
								71* 40 - 114** 70***
نه						86 <sup>+</sup> 48 - 139 <sup>++</sup>	20	85* 48 - 135** 83***
								85* 52 - 133** 86***
								87* 49 - 139** 85***
آری						63 <sup>+</sup> 34 - 113 <sup>++</sup>	10	71* 40 - 113** 70***
								59* 36 - 93** 60***
								60* 34 - 96** 59***
آری						82 <sup>+</sup> 45 - 143 <sup>++</sup>	15	90* 50 - 143** 88***
								79* 48 - 124** 80***
								80* 45 - 128** 78***
آری						102 <sup>+</sup> 55 - 181 <sup>++</sup>	20	114* 64 - 181** 112***
								97* 59 - 152** 98***
								98* 55 - 157** 96***
آری						50 <sup>+</sup> 29 - 82 <sup>++</sup>	10	50* 28 - 80** 49***
								50* 31 - 79** 51***
								51* 29 - 82** 50***
آری						67 <sup>+</sup> 38 - 109 <sup>++</sup>	15	66* 37 - 105** 65***
								67* 41 - 105** 68***
								68* 38 - 109** 67***
آری						81 <sup>+</sup> 46 - 134 <sup>++</sup>	20	79* 44 - 126** 77***
								82* 50 - 129** 83***
								84* 47 - 134** 82***
آری						53 <sup>+</sup> 30 - 87	10	55* 37 - 87** 54***
								52* 32 - 82** 53***
								53* 30 - 85** 52***
نه						71 <sup>+</sup> 40 - 116 <sup>++</sup>	15	73* 41 - 116** 72***
								69* 42 - 08** 70***
								71* 40 - 114** 70***
نه						85 <sup>+</sup> 48 - 139 <sup>++</sup>	20	85* 48 - 135** 83***
								85* 52 - 133** 86***
								87* 49 - 139** 85***

$\theta$  = زاویه کف تنداب ;  $P$  = ارتفاع سربریز ;  $L$  = طول سربریز

\* محاسبه مستقیم ; \*\* مقدار برآورده  $X_c$  با توجه به دامنه خطاب ; \*\*\* برآورده  $X_c$  بر اساس متوسط خطاب

+ مقدار متوسط برآورده  $X_c$  ; ++ محدوده قابل انتظار مشاهده  $X_c$



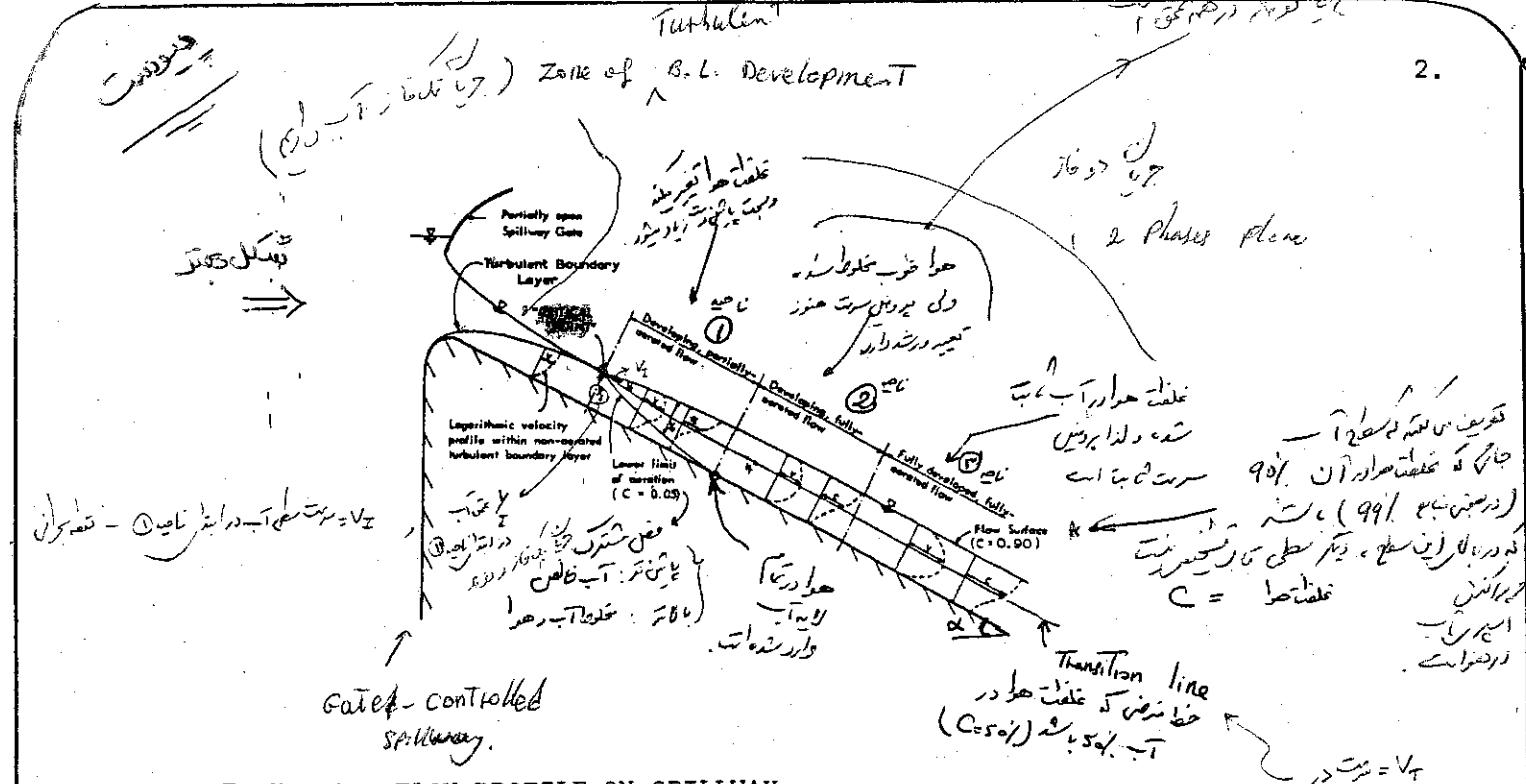


FIGURE 1. FLOW PROFILE ON SPILLWAY.

~~Figure 1 illustrates the several aspects of importance in designing for self-aeration. The first aspect is aeration inception: because the critical point moves downstream with increasing discharge, it is evident that at the design discharge self-aeration may not even occur. Thus the first issue for the designer is to calculate for given conditions the position of the critical point and to ascertain whether or not the critical point will be reached in a given length of spillway.~~

~~Once the critical point has been reached there are evidently three regions of aerated flow downstream: ① developing partially aerated flow, ② developing fully aerated flow, and ③ fully developed fully aerated flow.~~

~~Analysis of spillway flows to determine aeration characteristics is still at an early stage of development. Progress is slow primarily because of the enormous difficulty in obtaining measurements in full-scale structures. Straub and Anderson (see Book List) carried out an experimental study of the region of fully developed, fully aerated flow. However, this region is largely of academic interest since it is evident from Figure 1 that either the spillway must be very long or the design discharge very small before this region will exist on the spillway.~~

~~In this section a design method for locating the critical point is first presented. Empirical relationships and methods for the aerated regions are then discussed.~~

(میکو)

همه میکو های این دستورات تقریباً (Bob Keller و Lai) دارند.

در طول ناچیه (a) هشتاد و پانز (Self-Similar)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{راجهه تقریبی: } \\ \left( c - \frac{y_d}{y_a} \right) \\ \left( \frac{y_d}{y_a} \right) \\ \left( \frac{v_a}{v_t} - \frac{y_a}{y_d} \right) \end{array} \right.$$

Bob Keller میکو

نکاح: Fig(a) Fig(c)

حدود دستورات همچو  $y_d > y_b > v_a / v_t$  (دستورات تقریبی این محدوده مطابق است)

- (وند محاسبات در حد متأمل)  $v_a / v_t > y_b > v_a / v_d$

AT I :  
(critical point)

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad \alpha_c: \text{از تاج سریز} \\ v_I = \text{سرعت سطحی} = \sqrt{v g h_c} \\ \text{where, } F_c = \sqrt{\frac{q}{g}} + \alpha_c \sin \alpha \\ y_I = \text{عمق کار در نقطه سریز} = d_c \\ \text{نکاح: If } S_* = 1150 \text{ at } \alpha_c \text{ then, } y_I = 11 \left( \frac{q}{v_I} \right) \end{array} \right.$$

$\sqrt{v_I}$  هست در خط  
 $c = 0.1$ .

$$R_2 = \frac{v_I \cdot a}{v}, \quad v_I = f(\alpha)$$

$y_d = ?$  عمق لایه دواره

$c = 0.1 \rightarrow$

$$\frac{y_d}{y_I} = f_r(R_2, \alpha) \quad \text{راجهه تقریبی (ک)}$$

$$\text{where: } R_2 = \frac{v_I \cdot a}{v} \quad \text{Reynolds No.}$$

$S = \tan \alpha$  سلیپ سریز

$y_b = ?$  عمق لایه ب

خاله رخ فاصله

$$q = q_u + q_w \quad (y_b)$$

aerated (جیدر لایه)  $y_d$  (عمق لایه)

جی حلایه آب خاله

جهاز اساس روابط تبادلية

$$f_u = 0.14 V_T \cdot Y_d$$

$$f_w = \int_0^{Y_b} u dy$$

where  $u = k y^n$ ,  $n = (V_{th})^{-1} \approx 1$ ,  $k = f(a)$

$$f_w = k \frac{n}{n+1} Y_b^{\frac{n+1}{n}}$$

$$K = ? \leftarrow$$

$$Y_b = \left( \frac{n+1}{n} \right) C_1 V_T \frac{q}{V_T} = C_1 Y_d$$

$$\text{IF } n \approx 1 \text{ Then } Y_b = C_1 V_T \frac{q}{V_T} = C_1 Y_d$$

$Y_b \gg 0.14 Y_d$  : سُرعة محدودة

> الواقع انتقام I ( $a = 0 \rightarrow$ ) تأثير  $\alpha$  معن از روابط فوق هی کوان اسفاده شد.

where : From (Fig 4) :  $Y_d = (-12V_a \log R_2 - 1.6V) Y_I \sqrt{s}$

$$\text{از باقی فاصله کمتر } Y_t = Y_b + Y_d = f(a)$$

$$\text{کمتر } Y_t = 0.14 Y_d + Y_d = 1.14 Y_d = 1.14 Y_b$$

→ See Eq(2) page 14:

مسئل ۲ - صریح برسود :

پاورتی : (نکات مدنیمه)

$k = ?$  سُرعة تبادلی لازم است : در مدار تغیر عبارت

$$\text{From : } u = k y^n \rightarrow k = \frac{u_b}{(Y_b)^n}$$

$$\text{From Fig(4), } \frac{Y_b = Y_d \rightarrow Y_d = 0}{at Y_a = 0 \rightarrow V_a = U_b} \text{ For } \frac{Y_a}{Y_d} = 0 \rightarrow \frac{U_b}{V_T} = 0.14$$

$$U_b = 0.14 V_T$$

$$\text{And, } K = \frac{0.14 V_T}{(Y_b)^{1/n}}$$

Figures 3 and 4 are no longer self-similar.

→ The design procedure is best illustrated by an example.

$\Rightarrow$  Example 2:

① نحوی

$$\alpha = 30^\circ$$

Assume the spillway and flow conditions as specified in Example 1.

$$y_0 = 400 \text{ m}$$

Calculate the flow depth at a distance 280 m from the crest.

$$I = 3500^{-\frac{1}{3}}$$

$$= 20 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Solution:

$$P \text{ at } x = 280 \text{ m down - 15}$$

From Example 1, the critical point occurs at a distance 234 m downstream of the crest.

$x = 280 \text{ m} > x_c$  stream of the crest. Thus the point of interest is situated  $x = 280 - 234 = 46 \text{ m}$  downstream of the critical point.

$$x = 280 \text{ m} > x_c$$

$$V_I = \sqrt{2g h_c}$$

$$V_I = \sqrt{2g x_c \sin \alpha}$$

$$= \sqrt{(19.6)(234)(\sin 30^\circ)}$$

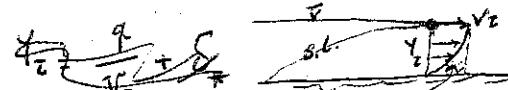
$$= 47.9 \text{ m/sec.} = 172 \text{ Km/hr. !}$$

$$y_I = \frac{q}{V_I} \times 1.1$$

(Assume  $\delta_* = 0.1 \delta$ ) at  $x_c$

$$= \frac{70}{47.9} \times 1.1$$

$$= 1.61 \text{ m.}$$



$$q = y_I V_I - \delta_* V_I = (y_I - \delta_*) V_I$$

$$R_x = \frac{V_I x}{V} \text{ at } x = 46 \text{ m}$$

$$\begin{cases} y_I = \delta \text{ at } x_c \\ \delta_* = 0.1 \delta = 0.1 y_I \end{cases}$$

$$(y_I - \delta_*) = y_I - 0.1 y_I = 0.9 y_I$$

$$q = 0.9 y_I V_I \Rightarrow y_I = 1.1 \left( \frac{q}{V_I} \right)$$

$$V = 1.1 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$= \frac{47.9 \times 46}{(1.1 \times 10^{-6})}$$

$$= 2 \times 10^9.$$

From Figure 5

$$\frac{V_T}{V_I} = 1.3$$

$$V_T = (1.3)(47.9) = 62.3 \text{ m/sec.} = 223 \text{ Km/hr.}$$

From Eqn. (7) OR Fig (6)

10/20/20

$$x = \frac{d}{2} \quad d = (x + x_d) \quad x_d = 1.24 \text{ m}$$

$x$   
 $x_d$   
10  
20

Fig. (6)  $y_d = [0.275 \log(2 \times 10^9) - 1.47] \times (1.61) (\sqrt{\sin 30^\circ})$

$$= 1.24 \text{ m.}$$

From Eqn. (12)

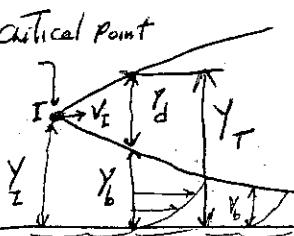
$$y_b = 1.31 \times \frac{70}{62.3} - 0.68 \times 1.24$$

$$f = \frac{Q}{B} = \frac{3500 \text{ m}^3/\text{s}}{50 \text{ m}} = 70 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$= 0.63 \text{ m.}$$

$y_b > 0.5 y_d \therefore \text{Design procedure is valid.}$

Important



$$y_T = y_b + y_d$$

$$= 0.63 + 1.24$$

$$= 1.87 \text{ m.}$$

$$\text{For } Y_T = 1.5 Y_d \text{ or } Y_b = 0.5 Y_d$$

at what  $x$ ?   
 (C)  $\rightarrow$  (E)  $\rightarrow$  (F)  $\rightarrow$  (G)  $\rightarrow$  (H)  $\rightarrow$  (I)

Regions of Developing, Fully-Aerated Flow and of Fully Developed, Fully-Aerated Flow

These two regions are considered together since the currently recommended design method is the same for both regions. In fact no experimental studies of the developing, fully-aerated region have been carried out and the design method to be presented is based on Straub and Anderson's experimental data (see Book List) which were obtained in the region of fully developed, fully-aerated flow. However, a subsequent review by the American Society of Civil Engineers (see Book List) recommends the use of the design method for both regions.

Straub and Anderson's comprehensive study included detailed measurements of air concentration distribution within the aerated region. The reader is referred to the original paper for this information. Herein, only the design procedure for calculating flow depths is presented.

The ASCE review showed that the mean air concentration is a function of  $S/q^{1/5}$  alone and could be expressed in the form

$$\bar{c} = 0.743 \log(S/q^{1/5}) + 0.876 \quad \dots (13)$$

The question of flow resistance is then considered. Straub and Anderson found that uniform nonaerated flow in their laboratory channel followed the Chézy equation very closely and that uniform aerated flow

تعریفیات حربال حرباین درست (حایله)  $\Rightarrow \text{L}$

- دسته انتای ناحیه (۱) :  $\left. \begin{array}{l} \text{نهفته بی‌غیری سرعت و بی‌غیری میزان هوا در طول هتلخراشت} \\ \text{نمایانه همچنان که مذکور شد} \end{array} \right\}$  هتلخراشت دلخیبی موجود کافی نشست.

- ناحیه (۲) Fully aerated Flow & Developing (نمایانه عمق آب (کافی نمی‌شود))

نهفته نگردیده است. سطح آب پر از هوا در عمق به تعداد نسبیه است. هنوز خروجی کله طوله رعایت نمایند.

۱- بی‌غیری سرعت و میزان هوا کاملاً  $\Rightarrow$  است یعنی تغییر نمایند.

۲- نمایانه انتای انتقالی است

$\hookrightarrow$  هتلخراشت نهفته همچنان کافی نشست.

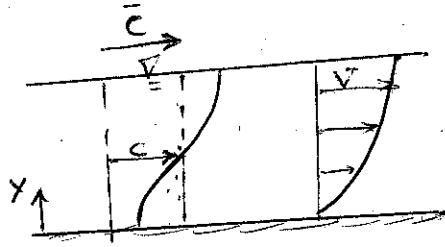
- ناحیه (۳) Fully developed, Fully aerated Flow

۱- بی‌غیری سرعت و میزان هوا کاملاً  $\Rightarrow$  است یعنی تغییر نمایند.

۲- حربال حالت یکنواختی دارند (uniform).

۳- (واجده نیمه تغییری داریم. در ترکیب روابط حربال یکنواخت آب حاصل شود هوا)

لینک ۸ در حل مسأله درای ناحیه  $\Rightarrow \text{L}$  به میان دسته ناحیه (۱) و ناحیه (۲) احتمالاً و ممکن است از وابطه حاصل در ناحیه (۳) استفاده گردد.



دو فازی سیستم پرتو فازی مخلوط دارای  
حریان

(2 phases Flow)

$$\text{Manning Eq.: } Q = \frac{1}{n} A R^{1/4} S^{1/2} \quad (\text{SJ})$$

$$\text{For wide Rectangular section: } \left\{ \begin{array}{l} q = \frac{Q}{b} \\ A = b y \\ R = y \end{array} \right\} \rightarrow q = \frac{1}{n} y^{1/4} S^{1/2}$$

$$\text{where, } S = \sin \alpha \quad (\text{چون سین سینا است } S \neq \tan \alpha)$$

(معارفه آتش بعلتی خارجی کم تغیری باشد، لذا  $\sin \alpha = \tan \alpha$  نمی‌باشد)  $y = dm$  (هر سوم تراست)

$$dm = \left( \frac{q \cdot n}{S^{1/2}} \right)^{1/2} \quad (\text{معنی دلخواخت حریان و معاویه سیگه از هایند})$$

آنچه:  $dm$  عمق مخلوط آب و هوا نیست، بلکه تعداد جول مخلودن استفاده خواهد شد و معنی  
شیوه ای مذکور.

متوجه

$$dw = \int (C - c) dy$$

$$\text{where, } c = f(y)$$

$$d(C - c) = 1 - \frac{V_{air}}{V_t} = \frac{V_w}{V_t} = \frac{dw}{Y_t} \quad \therefore \frac{dw}{Y_t} = \frac{\text{عمق خالص}}{\text{عمق حوتان خالص}} \quad (\text{معنی دلخواخت حریان باید حریان در راهیه (۲) سریز})$$

$$\bar{C} = F(\alpha, q) \quad (\text{معنی دلخواخت حریان باید در راهیه (۲)})$$

$$\text{حل معنی: } \frac{dw}{dm} = 1 - 1.14 (\bar{C} - 0.12)^2$$

$\rightarrow$  Valid only For  $-1.12 < \bar{C} < 1.12$

$$\text{ASCE (1941): } \bar{C} = 1.14 \log_{10} \left( \frac{S}{q^{1/2}} \right) + 0.12 \quad S = \sin \alpha$$

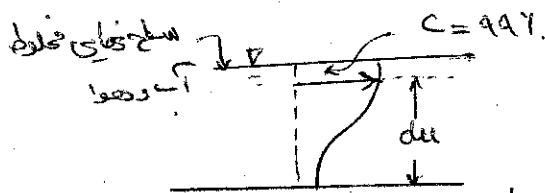
مطالعات کیمی هر راهیه (۲) Henderson, PIES ←

صفحه ۱۸

$$\bar{C} = \alpha / V \epsilon + \log \left( \frac{S}{\eta_{\text{ref}}} \right) + \beta / V \eta$$

راهنمایی

$du$ : عمق خوبی کلیاختت آب (مخلوط آب و هوا) (وی سریز (در راهیه ۳)) یا عمق کل مخلوط سطی صاف  $C = 997$  هی نسد. (در راهی این عمق، مقدار آب ناخیر است و بسیار کمتر است) .



[توجه  $\leftarrow$  در حقیقت مقطع مثل Fig (1) مطالع Bob نیز Flow Surface را

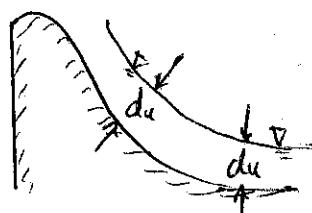
مختلفت  $C = 0.9$  نشان می‌دهد. ولی در اینجا  $du$  تعریف سده در اساس عمق کم  $C = 997$  ماست که باشد.]

$$du = \frac{dw}{(1 - \bar{C})}$$

، نتیجه ۴

عطفیان کلزامت روی سریز ریز  
سریز در راهیه ۳

$dw$ : عمق آب طالع



$\leftarrow$  در ادامه مثال ۳: (Eq. (3)) را حاصل می‌باشیم.

ارتفاع آزاد خیله جانی سریز رداب سریز :

- ۱- در حدوده تاج سریز : حداکثر است
- ۲- در حدوده آزاد سریز :  $/(0.2 - 0.3)$  عمق آب لبر سریز (در راهیه ۴).

192044

followed a similar relationship. It is recommended that the Manning equation be used with an  $n$  value (for concrete) of 0.015.)

Thus

$$q = \frac{d_m^{5/3} S^{1/2}}{0.015} \quad n=0.015 \text{ Manning} \quad \dots (14)$$

where  $d_m$  is a convenient reference depth to which depths representative of the aerated flow can be related. Two further depths were defined:

$d_u$ , the depth at which  $c = 0.99$ , and above which there is a negligible amount of water; and  $d_w$ , defined by the equation

$$d_w = \int_0^{\infty} (1 - c) dy$$

$$\text{متوسط عمق الماء} = 1.99 / \sqrt{C} = d_u$$

$$C = \frac{V_{\text{air}}}{V_t} = 0.99 \quad \dots (15)$$

and therefore equal to the effective depth of water only,  $q/v_m$ , where  $v_m$  is the mean velocity. The results of Straub and Anderson's experiments can then be summed up in this way. Given  $q$  and  $S$ ,  $d_m$  is calculated from Eqn. (14);  $d_w$  can then be obtained from it by means of the following empirical relationship, true in the range  $0.25 < \bar{c} < 0.75$ :

$$\frac{d_w}{d_m} = 1 - 1.3 (\bar{c} - 0.25)^2 \quad \dots (16)$$

Then by definition, the upper limiting depth  $d_u$  is given by the equation

$$d_u = \frac{d_w}{1 - \bar{c}} \quad \dots (17)$$

The use of Eqns. (13) through (17) in design is best illustrated by an example.

Example 3:

Assume the spillway and flow conditions as specified in Example 1.

Calculate the flow depth at a distance 350 m from the crest. ( $n = 0.015$ )

Solution:

It is first necessary to show that the design methods of this section are applicable. This is done by carrying out a design as for Example 2 and showing that  $y_b < 0.5 y_d$ . Once this is established the design proceeds as follows:

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } y_b < 0.5 y_d \Rightarrow \text{مطابق لـ (1) و (2)} \\ \text{if } y_b \geq 0.5 y_d \Rightarrow \text{مطابق لـ (3) و (4)} \end{array} \right\}$$

From Eqn. (13)

$$1 \gamma_b < 0.5 \gamma_d \sqrt{\frac{C}{f}} \Rightarrow 350 \text{ درج مدور، بحث در} \\ (\text{at } \gamma_b = 0.5 \gamma_d \Rightarrow X = x_c + \dots = 350^\circ)$$

لهم لستك  $\bar{c} = 0.743 \log(\sin 30^\circ / 70^{1/5}) + 0.876$

$$= 0.378 \Rightarrow 0.25 < \bar{c} = 0.378 < 0.75$$

$$\bar{c} = f(\alpha, \beta)$$

From Eqn. (14)

مثلاً 600  $f = 70 = \frac{d_m^{5/3} (\sin 30^\circ)^{1/2}}{0.015}$

OK

$$\bar{c} = f(\alpha, \beta)$$

$$\therefore d_m = 1.27 \text{ m} \quad (\text{لهم لستك})$$

From Eqn. (16)

$$\frac{dw}{dm} = \frac{d_w}{1.27} = 1 - 1.3 (0.378 - 0.25)^2$$

$$\therefore d_w = 1.24 \text{ m}$$

From Eqn. (17)

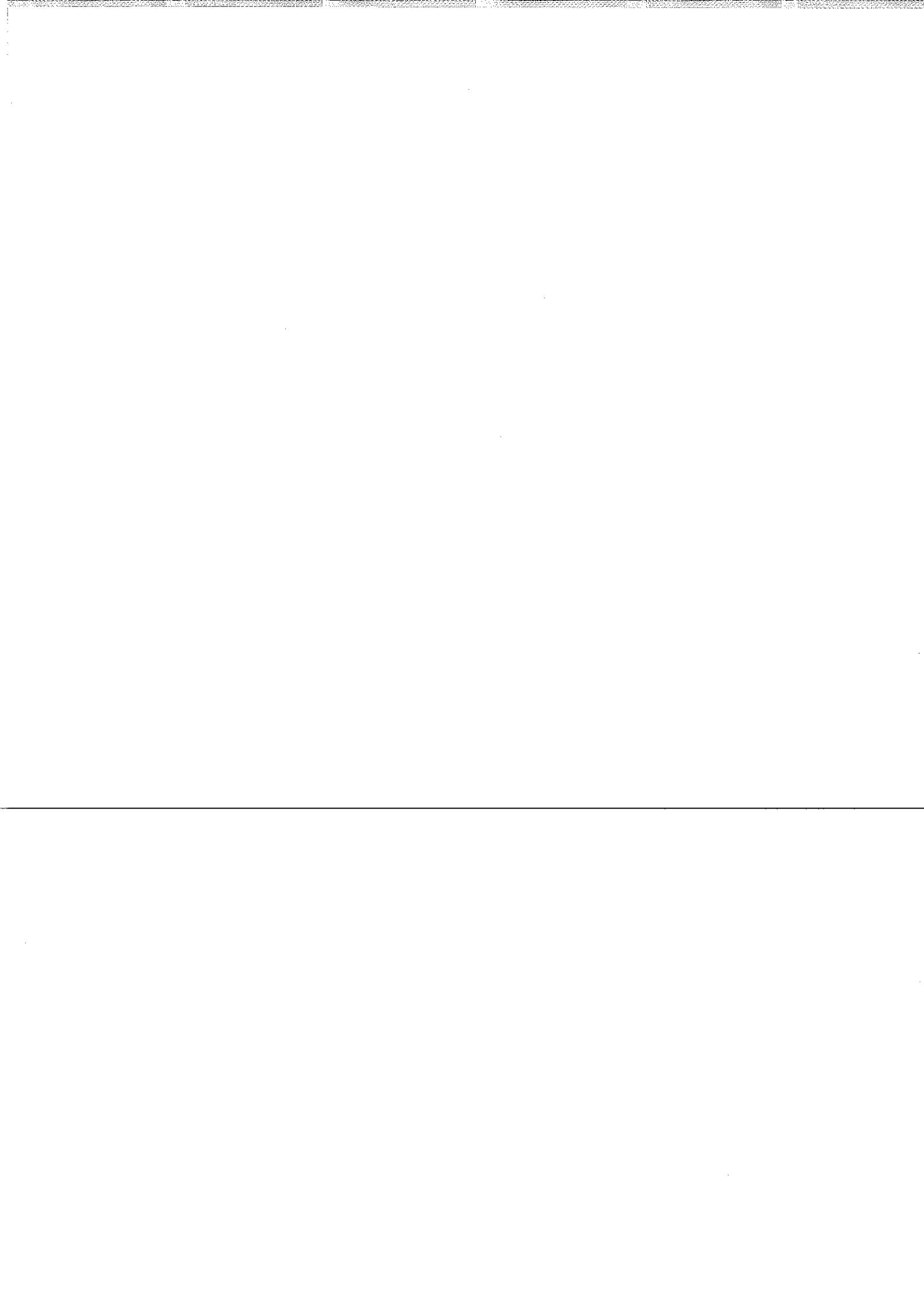
$$d_u = \frac{1.24}{1 - 0.378}$$

$$= 1.99 \text{ m}$$

It is emphasized that this design procedure and that of the preceding section should be treated as useful guides for the designer. There exists an urgent need for corroborative data from full-scale structures. Such data are, unfortunately, sparse due to the extreme difficulties involved in their collection.

### GAVITATION

(1) Cavitation damage on surfaces subject to high velocity flows is associated with surface irregularities. Surface irregularities cause local pressure reductions which reach the vapour pressure of the fluid to form vapour cavities or bubbles that move downstream into a higher pressure region. At this point, the vapour cavities can no longer exist in the vapour state and thus condense or collapse to produce a high unit force capable of inflicting considerable damage when it occurs at or near the flow boundary. Severe cavitation damage in early hydraulic structures has led to the

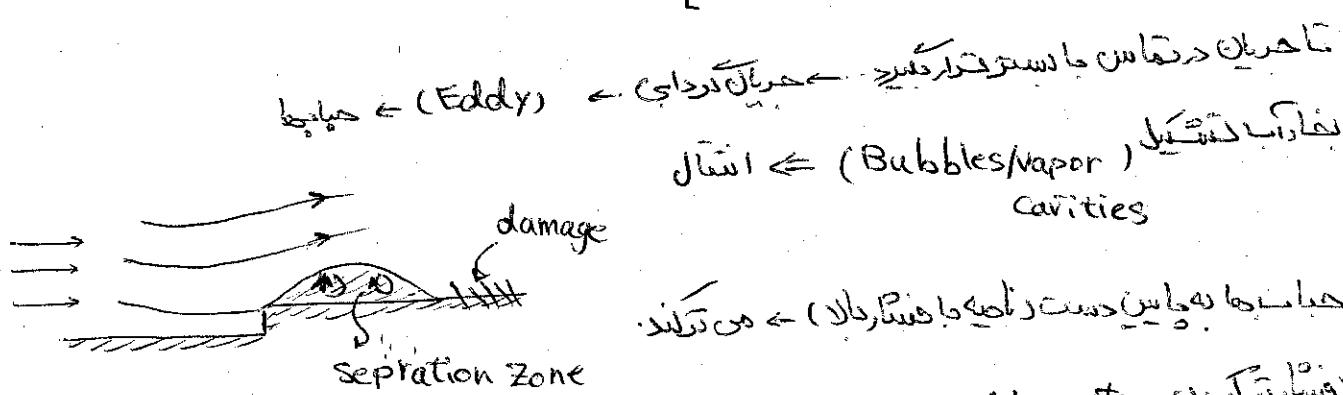


# بیده خلایزی بر سریع Cavitation on spillways:

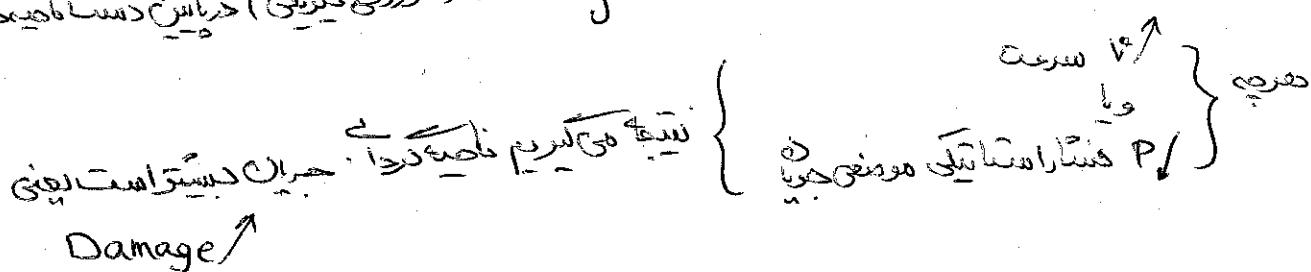
دکانیزم:

- ۱) هسته خلایزی بر جریان (V) (Pv)
- ۲) نادنفعی (وی بستر جریان رفت و داد) حبابی جریان

[**تعریف:** جریانی ایجاد هسته خلایزی کند]



الدریجی زیاد و باور کارش بالا (هزینه های مسترشار)  $\leftarrow$  پیشگیری (Pv)  $\leftarrow$  آسیلهای دست راهنمایی (Holes)  $\leftarrow$  هسته خلایزی



## مسائل هم

- ۱) تعیین سرعت حرای  $V$   $\leftarrow$  آسیلهای دست راهنمایی  $\leftarrow$  آسیلهای ایجاد Cavitation بر مبنای زیرعوایی و احتمال نادنفعی (بستر است).

Figs. ۱(a), ۱(b) و ۱(c)  $\leftarrow$  in your Lecture Note  $\leftarrow$

$$\text{Cavitation Index} : K = \frac{P - Pv}{\frac{1}{2} \rho V^2} \quad \begin{array}{l} \text{دادهاین مساحف} \\ (\text{محلخن کاویتاسیون}) \end{array}$$

$$K_I = \frac{P_{critical} - Pv}{\frac{1}{2} \rho V^2} \quad \begin{cases} K_I \approx 0.2 \\ K_I \approx 0.25 \end{cases}$$

$$K_I = \frac{P_{critical} - Pv}{\frac{1}{2} \rho V^2} \quad \begin{cases} K_I \approx 0.2 \\ K_I \approx 0.25 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{عمل (تفیی)} \\ \text{کاربردی} \end{array}$$



شکل (۱-۱) : تخریب قسمت هایی از سرریز کارون ۱ در سال ۱۹۷۷  
در اثر وقوع خلاعه‌زایی (Dr Krammer, 2004)



شکل (۲-۱) : تخریب سرریز Glencanyon در اثر وقوع خلاعه‌زایی  
و ایجاد حفره‌ای به عمق ۱۱ متر در آن در سال ۱۹۸۳ (Falvey, 1990)

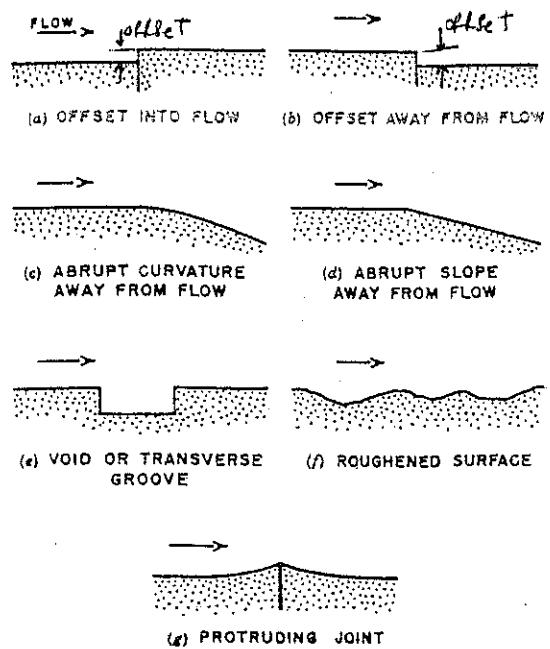


FIGURE 7. POSSIBLE IRREGULARITIES IN FLOW SURFACES.

أنواع ناسفیت‌های مکن در سطح ستد جریان نویزهای آتند آبها

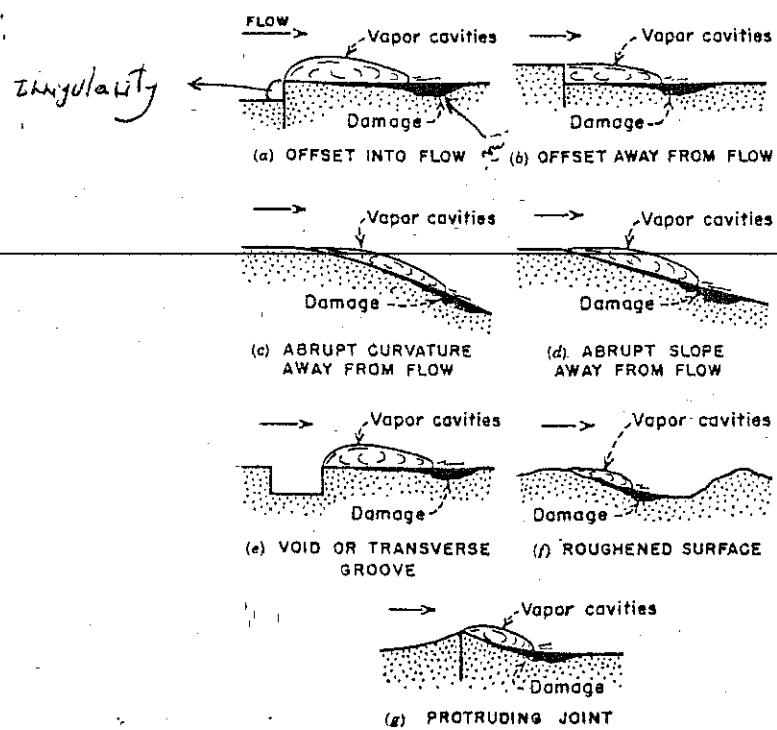


FIGURE 8. CAVITATION REGIONS AT FLOW SURFACE IRREGULARITIES.

ناحیه آسیب پذیر ناسف از پیده خلایر زان در پائین دست ناسفی سطح ستد جریان

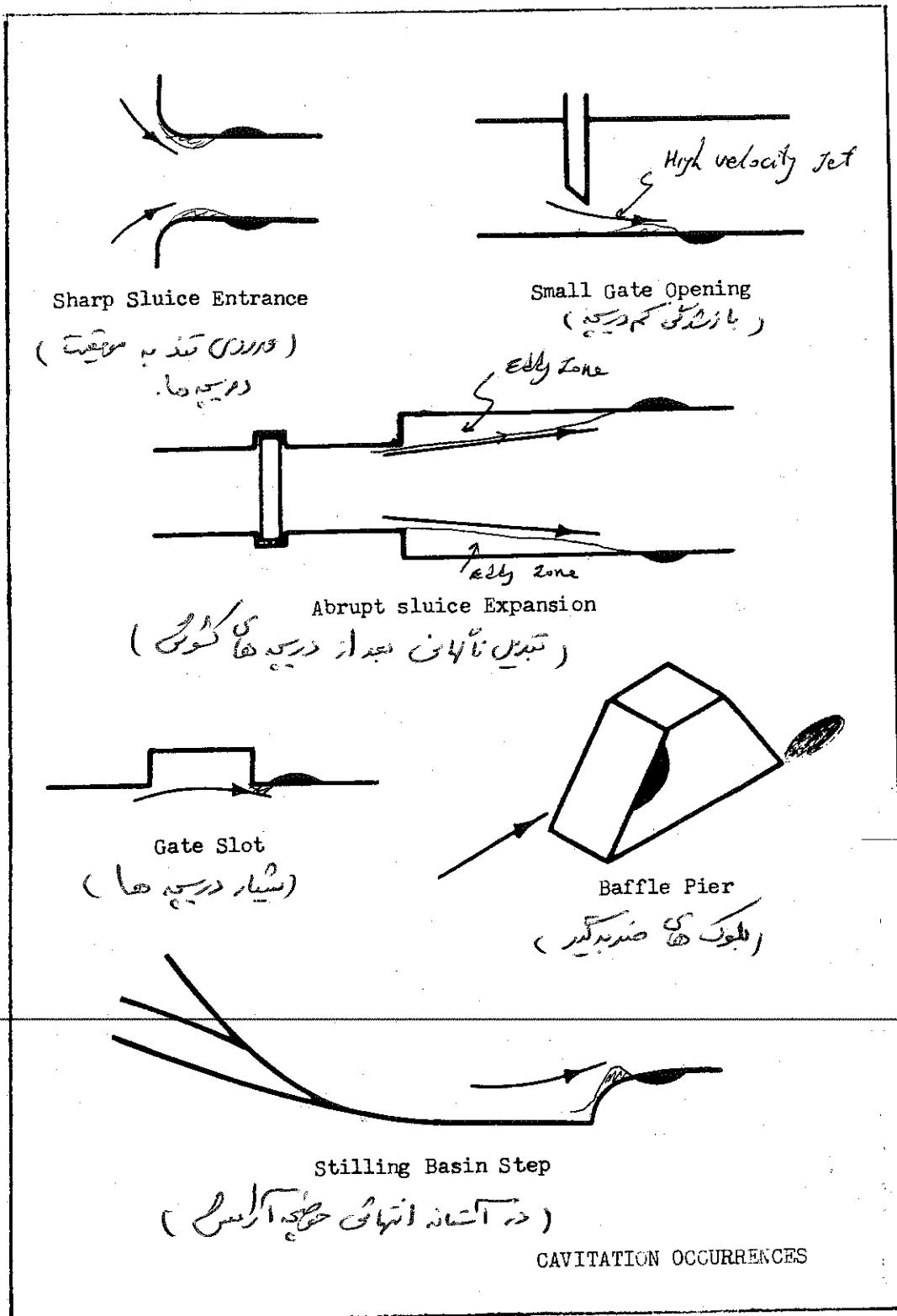
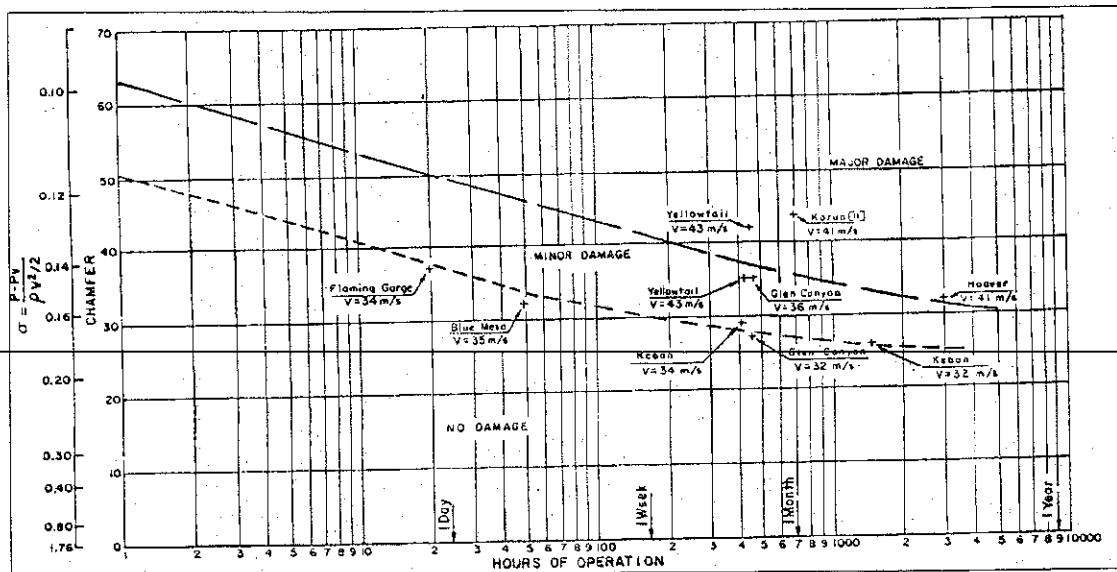


PLATE NO. 9

### ۳-۲ پدیده خلاءزایی در سرریزهای بلند

در دو دهه گذشته شاهد افزایش ارتفاع سدها و شدت جریان های عبوری از روی سرریزها بوده ایم. در بسیاری از پروژه های سدسازی، ارتفاع سدها بیش از ۲۰۰ متر و دبی عبوری از روی سرریزها بیش از ۲۷۰ متر مکعب در ثانیه در واحد عرض سرریز بوده است. با وجود مقادیر یاد شده، سرعت روى تنداب سرریزها به حدود ۵۰ متر بر ثانیه و بیشتر نیز می رسد. زمانیکه سرعت در سطح یک سازه هیدرولیکی افزایش یابد، خطر تخریب ناشی از خلاءزایی نیز افزایش می یابد. در واقع خطر تخریب ناشی از خلاءزایی با توان ششم سرعت متناسب است، و اگر زمانی حفره های کوچکی در اثر این سرعتهای بالا، در سطح سرریز بوجود آیند، در مدت کوتاهی عمق آنها به چندین متر هم می رسد. مطالعه و مشاهده تجربه تخریبهای قبلی ناشی از خلاءزایی در جریان بر روی تندآبها و سرریزهای تونلی، نشان میدهدند که هرگاه سرعت جریان به بیش از ۳۰ متر بر ثانیه برسد، خطر وقوع خلاءزایی وجود دارد و ارتفاع انرژی متناظر با این سرعت معادل ۴۸ متر میباشد (شکل ۵-۲) (Hopping & Mass, 1987; Burgi & Eckley, 1987; Mefford & Muller, 1987)



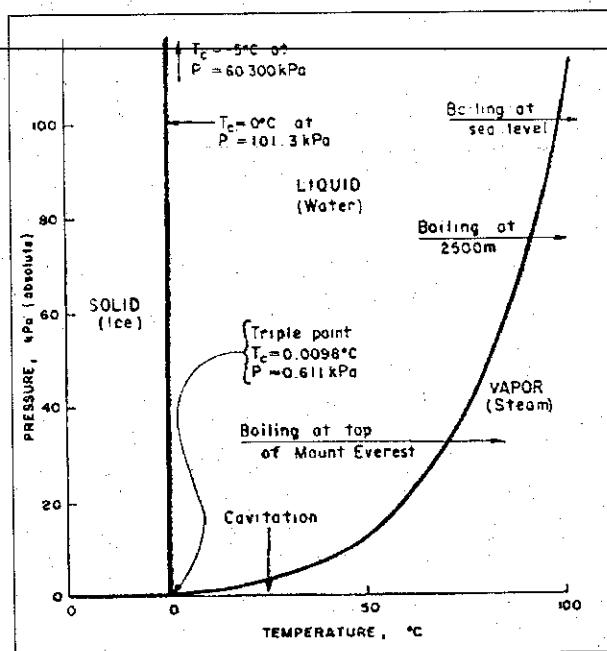
شکل (۵-۲): نمونه هایی از خطر خلاءزایی مشاهده شده در سرریزهای سدها (Falvey, 1990)

### ۱-۳-۲ مکانیزم خلاءزایی و دلایل وقوع خلاءزایی

خلاءزایی زمانی رخ می دهد که فشار مطلق (Absolute pressure) در داخل سیال به حد فشار بخار سیال نزول کند. در این وضعیت، تنش های کششی داخل سیال، باعث می شوند که حبابهای کوچکی از بخار در داخل سیال شکل بگیرند. سپس این حبابها، همراه جریان به مناطق پر فشار منتقل می شوند و در آنجا منهدم می شوند. این انهدام که در زمان کوتاهی رخ می دهد، باعث بروز

ضربه های شدیدی با فرکانس بالا در نزدیکی کف بستر و دیواره ها می شود و تنشهای متناوبی در مرزها ایجاد نموده و سرانجام باعث تخریب میشوند. این پدیده معمولاً با خطراتی روی سطح سرریز همراه است. اگر حباب ایجاد شده در اثر خلاءزایی از بخار آب پر شود، آن را خلاءزایی بخاری (Vapour) (Gases cavitation) و اگر حباب از گازهایی بجز بخار آب پر شود آن را خلاءزایی گازی (cavitation) می نامند.

وقتی جریان آب گرم شود، دمای آن افزایش یافته و باعث افزایش فشار بخار آب میشود. زمانیکه فشار بخار برابر فشار بخار موضعی (Local pressure) گردد، فرآیند جوشیدن (Boiling) رخ میدهد. در نقطه جوش، آب به بخار آب تبدیل شده و این تغییر بصورت بروز حبابهای کوچکی در محل مشاهده میشود. دما در نقطه جوش تابعی از فشار است. با کاهش فشار جوشیدن در دمای کمتری رخ میدهد. از آنجاییکه فشار نیز تابعی از ارتفاع است، جوشیدن در ارتفاعات بالا در دمای کمتری رخ میدهد (شکل ۲-۶). اگرچه حفره ها در جریان آب، زمانیکه فشار موضعی برایر فشار بخار آب باشد و جوشیدن اتفاق افتد، ظاهر میشوند، بین جوشیدن و خلاءزایی تفاوت تکنیکی وجود دارد. جوشیدن، فرآیند گذر از حالت مایع به گاز با تغییر حرارت و در فشار موضعی ثابت می باشد، ولی خلاءزایی، فرآیند گذر از حالت مایع به بخار با تغییر فشار موضعی در دمای ثابت می باشد. کاهش فشار موضعی همراه خلاءزایی بوسیله تلاطم و نوساناتی که در جریان رخ میدهد، وقوع می یابد. آستانه خلاءزایی (Cavitation incipient) زمانی رخ میدهد که فشار موضعی جریان با افزایش سرعت کاهش یابد. در سازه های هیدرولیکی، جریان بطور طبیعی شامل حبابهای هوا و ذرات مختلفی به ابعاد گوناگون است که در وقوع خلاءزایی اولیه (Initiate cavitation) موثرند.



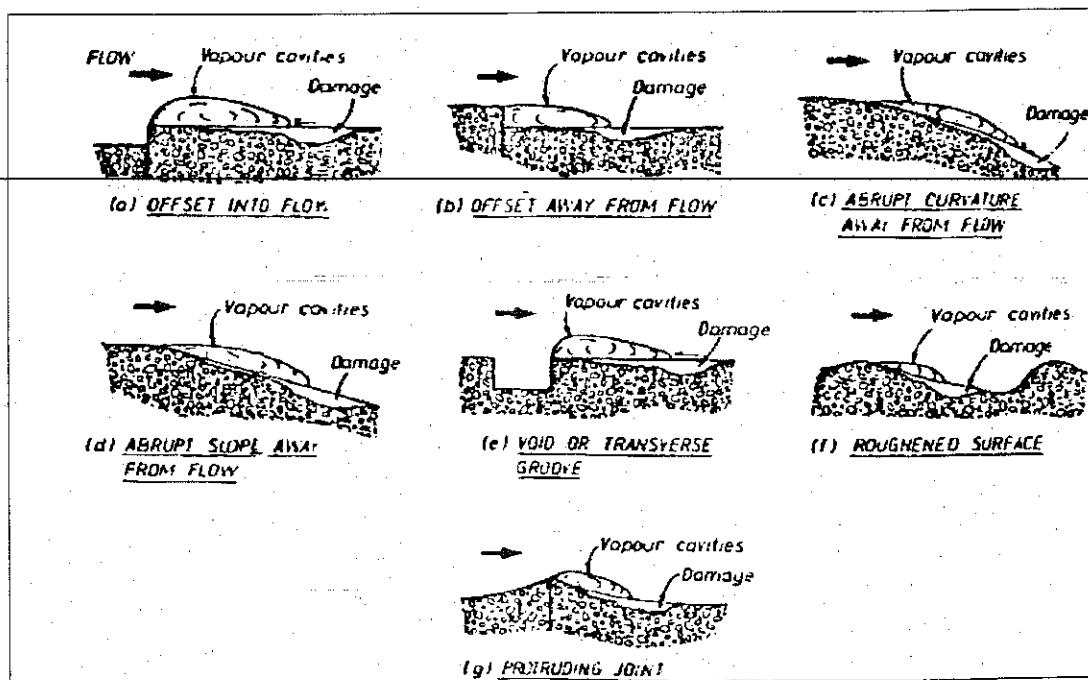
شکل (۲-۶): تغییرات فشار در برابر ارتفاع و حرارت (Falvey, 1990)

دلایل عمدۀ وقوع خلاء‌زایی عبارتند از:

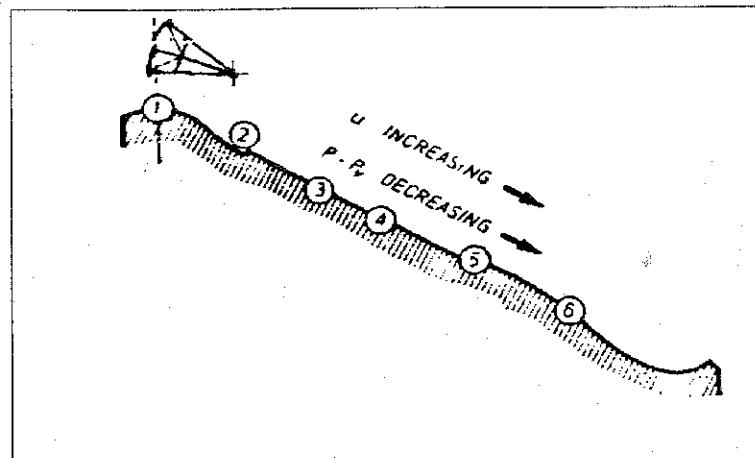
- (۱) مکانیزم طبیعی افزایش سرعت و کاهش فشار
- (۲) تشکیل ناحیه جدایی جریان (Separation zone) در اثر وجود ناهمواری‌های موجود در بستر جریان و دیواره‌ها (Irrigularites)

مکانیزم طبیعی در اثر افزایش سرعت و کاهش فشار، حتی در سطح صاف هم رخ میدهد: دلیل اصلی خلاء‌زایی در سازه‌های هیدرولیکی، تشکیل ناحیه جدایی جریان می‌باشد. اگر خطوط جریان از کف بستر و دیواره‌ها جدا شوند ناحیه شکل می‌گیرد که در آن جریان بصورت گردابی (Vortex) است و از خطوط کلی جریان تعیین نمی‌کند. علت جدایی خطوط جریان وجود ناهمواری‌ها در کف بستر می‌باشد بطوریکه اگر در سرعت‌های بالا، ناهماری‌ها در حد میلیمتر باشند جدایی جریان رخ میدهد. توسعه ناحیه جدایی باعث افت فشار موضعی تا حد فشار بخارآب و سپس بروز خلاء‌زایی می‌گردد. در این حالت، حباب‌های بخار ایجاد شده، در اثر پیوستگی جریان به پایین دست و ناحیه با فشار زیاد منتقل می‌شوند. در این ناحیه حبابها متراکم شده و سپس در اثر متلاشی شدن و انهدام آنها نیرویی تولید می‌شود که در نهایت باعث خوردگی (Pitting) یا تخریب سازه می‌گردد. باید در نظر داشت که یک ناهمواری بصورت برآمدگی قائم ۳ میلیمتری، در جریانی با سرعت ۱۱ متر بر ثانیه می‌تواند ایجاد خلاء‌زایی نماید.

شکل (۷-۲) انواع مختلف ناهمواری‌ها و مواقع ایجاد حفره‌های ناشی از خلاء‌زایی را نشان میدهد. همچنین در شکل (۸-۲) موضع احتمالی وقوع خلاء‌زایی بر روی سریز را نشان میدهد.



شکل (۷-۲): انواع خلاء‌زایی ناشی از ناهمواری‌های سطحی (Ball, 1976)



٥- شیب تندتر (Transition to steeper slope) ٢- مفاصل (Joints)

٦- انحنای مکعب (Convex curvature) ٣- شیارها (Ribs)

شکل (۲-۸): مکانهای وقوع احتمالی خلاء زایی روی سرریزها (Volkart & Rutschmann, 1984)

۲-۳-۲ شاخص خلاءزایی و ارزیابی آن در جریان بر روی سریزها و تندآب‌ها برای ارزیابی خلاءزایی و تشخیص موضع بحرانی وقوع آن، باید مناطقی را که در آنها فشار جریان تا حد فشار بخارآب در دمای محیط کاهش می‌یابد، شناسایی نمود. برای این منظور شاخصی بنام شاخص خلاءزایی بصورت رابطه زیر معرفی شده است:

$$\sigma = \frac{\gamma_w}{\frac{V_o^2}{2g}} - \frac{P_o}{P_v} \quad (15-2)$$

که:  $\sigma = \text{شاخص خلأهایی} ; P_0 = \text{فشار موضعی} ; P_{\infty} = \text{فشار بخارآب در دمای محیط} ; V_0 = \text{سرعت جریان موضعی} ; g = \text{وزن مخصوص آب} ; g = \text{شتاب نقل میباشد.}$

در جریانهای با سطح آزاد، مانند سریزها، با در نظر گرفتن قوس قائم در کف و فرض توزیع فشار خطی و نیروی گیری از مرکز، شاخص خلاءزایی از رابطه زیر محاسبه میشود:

$$\sigma = \frac{\frac{P_{am}}{\gamma_w} - \frac{P_v}{\gamma_w} - h \cos \theta \pm \left( \frac{h}{g} \times \frac{V_o^2}{r} \right)}{\frac{V_o^2}{2g}} \quad (10-1)$$

که:  $P_{atm} = \text{فشار اتمسفر}; r = \text{شعاع انحنای قوس قائم} (+\text{برای انحنای مکفر و}-\text{برای انحنای محدب}); h = \text{عمق جریان عمود بر کف بستر میباشد.}$

خلاءزایی زمانی رخ می دهد که شاخص آن برابر یا کمتر از مقدار شاخص بحرانی خلاءزایی (Critical cavitation index)، باشد. شاخص بحرانی خلاءزایی به هندسه جریان، شکل و ارتفاع نامهاریهای سطحی، موقعیت نقطه مبنا که در آن فشار و سرعت اندازه گیری شده بستگی دارد. شاخص بحرانی با توجه ب امکانات اجرای معمولی بتن در سازه های هیدرولیکی، دارای شبیه نامهاری های سطحی ۲۰ : ۱ است، یعنی نسبت ارتفاع نامهاریها به طول آنها معادل ۱ به ۲۰ باشد. با استفاده از گرافهای ضریب خلاءزایی برای چنین شبیه، شاخص بحرانی خلاءزایی ( $\sigma_{cr}$ ) برابر  $0.2$  تعیین میگردد. نمونه هایی از گرافهای تعیین شاخص خلاءزایی در قسمت ضمیمه ۱ ارائه شده است. اگر شاخص خلاءزایی از میزان  $0.2$  کمتر شود، خطر وقوع خلاءزایی افزایش خواهد یافت.

در سرریزها و تندآبها، اگر از عبارت  $(\frac{h}{g} \times \frac{V_o^2}{r}) \pm$  در رابطه (۱۵-۲) صرف نظر شود، با فرض توزیع خطی فشار در مجاری شبیدار، خواهیم داشت:

$$\sigma = \frac{\frac{P_{atm}}{\gamma_w} - \frac{P_o}{\gamma_w} - h \cos \theta}{\frac{V_o^2}{2g}} \quad (16-2)$$

که:  $\frac{P_{atm}}{\gamma_w}$  = ارتفاع نظیر فشار محیط اطراف که در شرایط آزمایشگاه، معادل  $10.33$  متر ستون آب فرض میشود؛  $\frac{P_o}{\gamma_w}$  = ارتفاع نظیر فشار بخار آب که در دمای  $25$  درجه سانتیگراد، معادل  $0.33$  متر ستون آب

فرض میشود و در جهت ضریب اطمینان آن را برابر  $1$  متر ستون آب در نظر میگیرند؛  $h \cos \theta$  یا

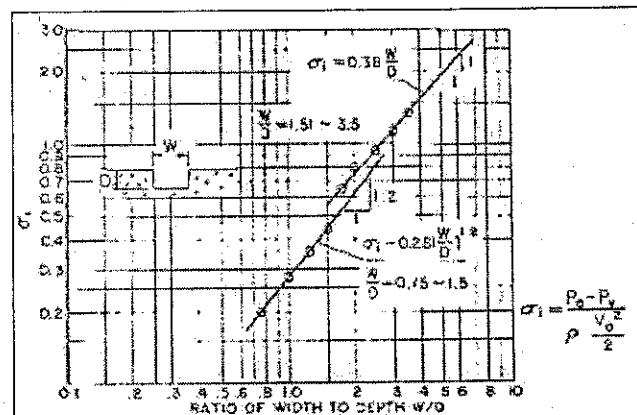
= ارتفاع نظیر فشار روی سازه که در قسمتهای مختلف اندازه گیری میشود؛  $\frac{V_o^2}{2g}$  = ارتفاع نظیر سرعت در قسمتهای اندازه گیری شده سازه میباشد.

با جایگزینی موارد بالا در رابطه (۱۶-۲)، رابطه زیر را بدست می آوریم:

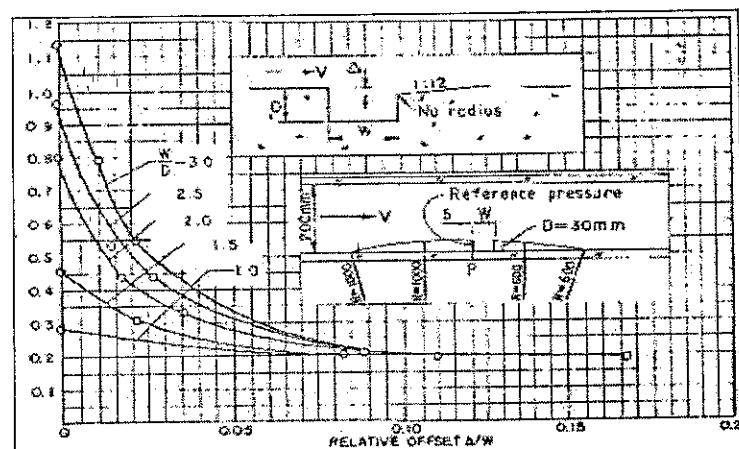
$$\sigma = \frac{(10.33 - 1) + \frac{P_o}{\gamma_w}}{\frac{V_o^2}{2g}} = \frac{2g}{V_o^2} (9.33 + \frac{P_o}{\gamma_w}) \quad (17-2)$$

بنابراین با داشتن فشار و سرعت در هر نقطه از سازه، میتوان شاخص خلاءزایی را در آن نقطه تعیین نمود. با تعیین شاخص خلاءزایی و مقایسه آن با شاخص بحرانی خلاءزایی، محل اولین هواده (Aerator)، مشخص میشود. اولین هواده در بالادست نقطه ای که شاخص خلاءزایی آن از شاخص بحرانی خلاءزایی کمتر است، قرار میگیرد.

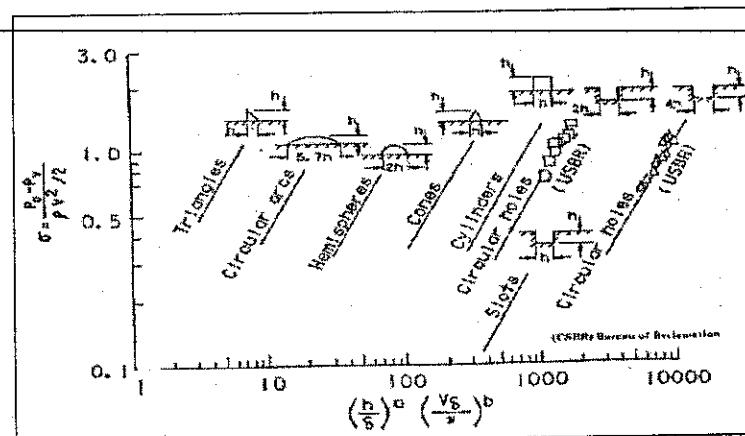
#### **ضمیمه (۱): انواع نمودارهای برآورد شاخص خلاعه‌زایی**



شکل (۱-۱): برآورد شاخص خلاعزمایی در شکافهای مستطیلی

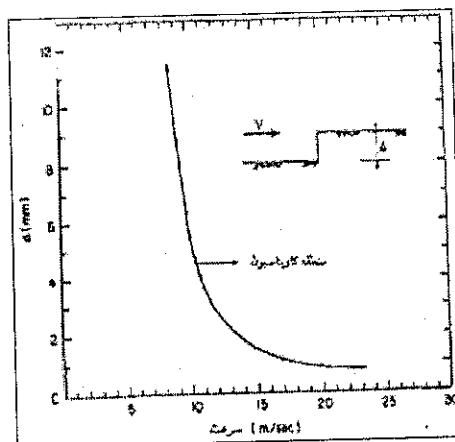


شکل (۱-۲): برآورد شاخص خلاء زایی در لبه پایین دست پله

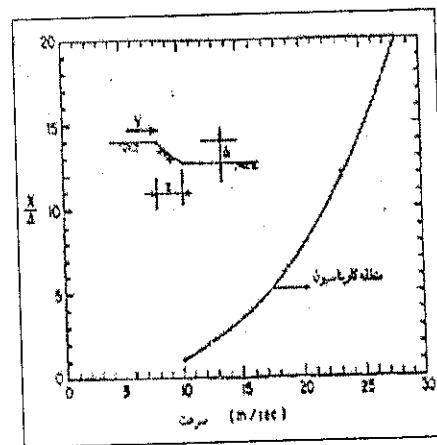


شکل (۱-۳): برآورد شاخص خلاعهای در حفره های با شکلهای مختلف

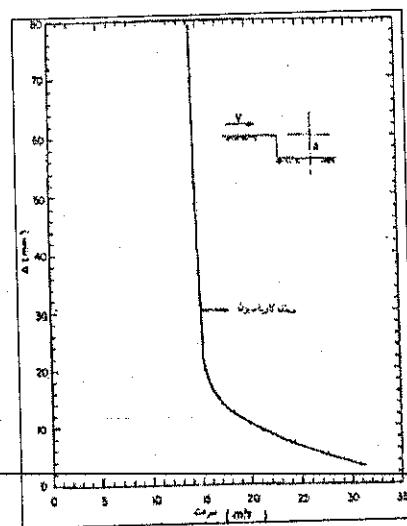
✓/A



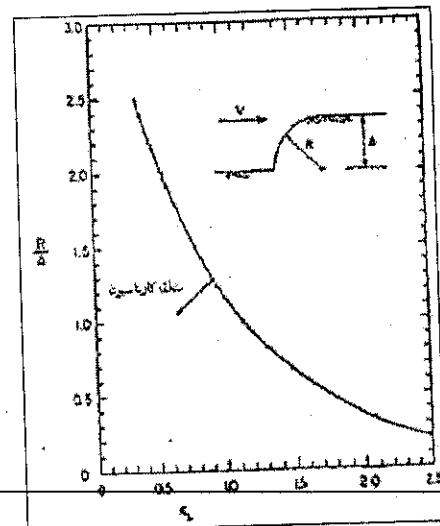
شکل(۱-۴-الف) خلاعزایی اولیه در فرورفتگی شیب دار  
(Ball, 1975)



شکل(۱-۴-ب) خلاعزایی اولیه در پرجستگی ها  
(Ball, 1975)

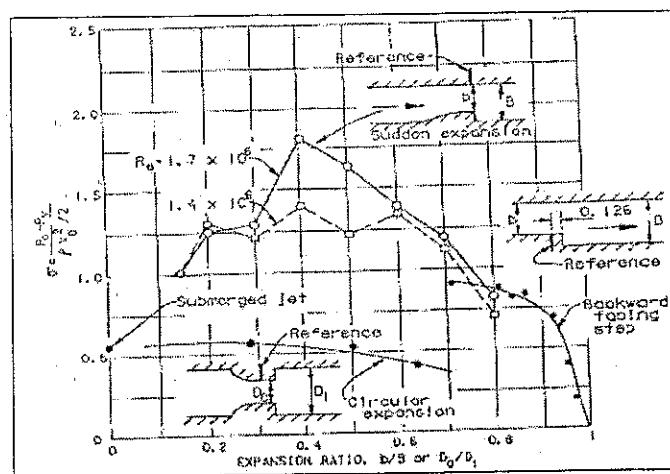


شکل(۱-۴-د) خلاعزایی اولیه در فرورفتگی های ناگهانی  
(Johnson, 1963)

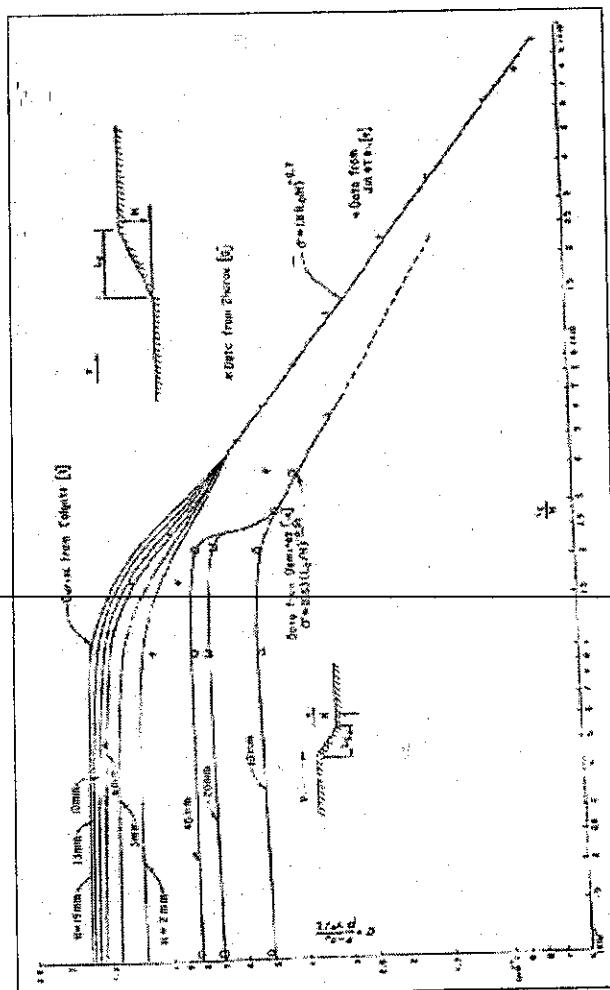


شکل(۱-۴-ج) خلاعزایی اولیه در پرجستگی گوشه گرد  
(Wang & Chou, 1979)

شکل (۱-۴-۱): نمودارهای برآورد اولیه شاخص خلاء زایی در انواع ناهمواری های سطحی



شکل (۱-۵): برآورد شاخص خلاعزمی در انبساط ناگهانی، جت مستغرق، انبساط دایره ای، و پله



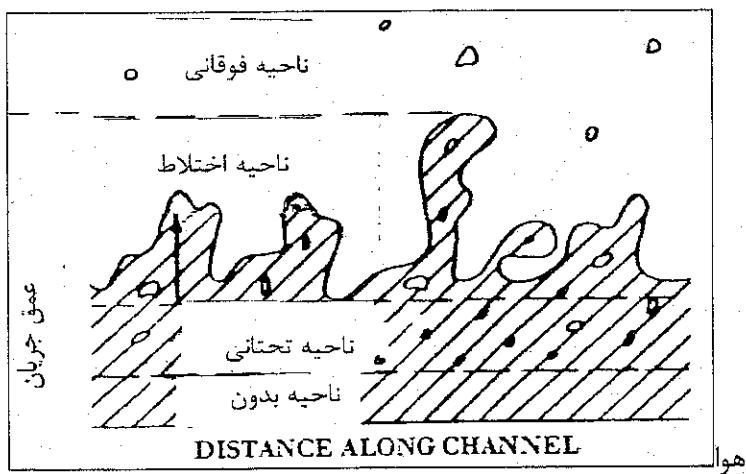
شکل (۱-۶): برآورد شاخص خلاعزمی در سطوح شیب دار

## ۵-۲ ناحیه جریان هواگیری شده

### ۱-۵-۲ ساختار عمودی (عمقی) جریان

ساختار عمودی یا عمقی جریان متلاطم در مجاری روباز را میتوان به چهار ناحیه تقسیم نمود. این ساختار توسط Killen & Anderson, (1969) و Killen, (1968) معرفی شده است.

- ۱ - ناحیه فوقانی (Upper zone)، که قطرات آب به حالت آزاد در هوا میباشند.
- ۲ - ناحیه اختلاط (Mixing zone)، که در آن سطح آب پیوسته است.
- ۳ - ناحیه تحتانی (Underlying zone)، که حبابهای هوا همراه و درون جریان توزیع شده اند.
- ۴ - ناحیه بدون حضور هوا (Air free zone) (شکل ۲۲-۲)



شکل (۲۲-۲): ساختار عمودی یا عمقی جریان در یک کانال روباز (Killen, 1968)

در طراحی از ناحیه یک صرف نظر میشود. ناحیه دو بدليل اینکه تمام هوا مورد تقاضا یا هوایی که جذب جریان میشود، باید از این ناحیه بگذرد، اهمیت دارد. باید حداقل ارتفاع موجی را که در اثر تلاطم در این ناحیه رخ میدهد جهت تعیین ارتفاع دیواره ها مشخص نمود. ناحیه سه با استفاده از تئوری تلاطم مرزی و توزیع غلظت هوا قابل بررسی است. ناحیه چهار اغلب به خوبی قابل تفکیک از ناحیه سوم نیست و غلظت هوا در آن نیز ناچیز است.

### ۲-۵-۲ ساختار طولی جریان روی تنداپ سرریز

Borman, (1968) از سرتاج سرریز سه ناحیه را برای هواگیری طبیعی در نظر گرفت.

► ناحیه ای که هنوز تلاطم به سطح نرسیده و هیچ ورود هوایی ندارد.

► ناحیه ای که هواگیری در حال توسعه بوده و پروفیلهای غلظت هوا در آن ثابت نشده است.

ناحیه ای که هوایگیری در آن کاملاً توسعه یافته و پروفیلهای غلظت هوا در طول مسیر ثابت است. Keller, Lai & Wood, (1974) ناحیه دوم در ساختار طولی (Borman, 1968) را به دو ناحیه زیر تقسیم نموده اند:

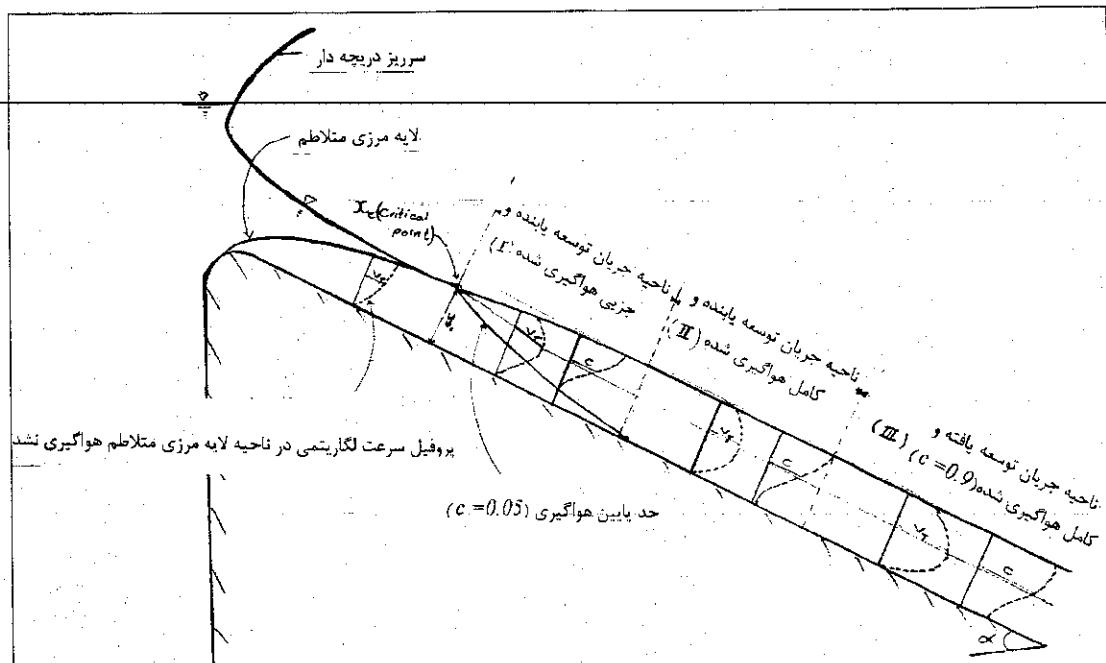
۱- ناحیه ای که هوایگیری توسعه یافته ولی هنوز به کف بستر نرسیده است.

۲- ناحیه ای که هوا به کف تندآب رسیده، ولی پروفیلهای هوا در طول مسیر متغیراند.

جريان بر روی یک سرریز بلند را مطابق شکل (۲۳-۲) میتوان به تعدادی ناحیه معین تقسیم نمود. در ناحیه نزدیک تاج سرریز که هنوز هوا وارد جريان نشده است، توسعه لایه مرزی از کف بستر سرریز تقریباً از تاج سرریز آغاز میشود (شکل ۲۴-۲). بیرون از لایه مرزی جريان کاملاً غیر چرخشی است. هوایی که وارد این ناحیه میشود ناشی از تلاطم امواج در مخزن می باشد. در نقطه ای که لایه مرزی به سطح برسد، سطح دچار اختشاش شده و ورود هوا در اثر تلاطم جهان رخ میدهد.

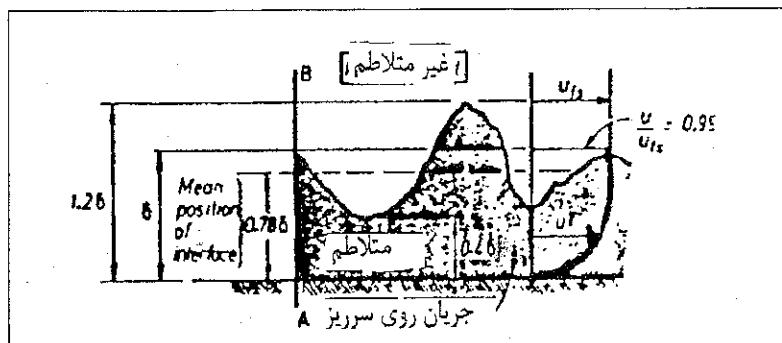
این نقطه را آستانه ورود هوا (Inception point of Aeration) مینامند. مطالعات

Rao Gayinda et. (1973) Gangadhariah, (1970) Hino, (1961) Al. (1961) نشان میدهد که انرژی کافی در گردابهای متلاطم سبب رسیدن لایه مرزی به سطح شده و هوا به جريان وارد میشود و در پایین دست نقطه ورود هوا ای مشکل از مخلوط هوا و آب به تدریج در جريان توسعه می یابد که شدت توسعه در شب های کوچک، کم و در شب های تند زیاد بوده و به کف بستر نیز میرسد. مطالعات Cain, (1978) نشان میدهد که جريان مخلوط آب و هوا دارای موجهای سطحی نا منظمی است که سبب بازگشت قطرات آبی که از سطح به بیرون پرتاپ شده اند میگردد.



شکل (۲۳-۲): نواحی جريان و پروفیلهای سرعت و غلظت بر روی سرریز

(Keller, Lai & Wood, 1974)



شکل (۲۴-۲): توزیع تلاطم در لایه مرزی (Wood, 1991)

Volkart, (1980) پیوستگی این روند را عامل پیوستگی ورود هوا به جریان میداند. هوای وارد شده به جریان به صورت حبابایی در هثر شدت تلاطم در جریان پراکنده و توزیع میشود. غلظت هوا در نزدیکی سطح بین  $0/5$  تا  $0/9$  میباشد که غلظت بالایی است. بزرگترین حبابها در نزدیکی سطح آب، قطری بین  $10$  تا  $20$  میلی متر دارند. با دور شدن از سطح آب، جریان از حبابهای هوای کمتری برخوردار شده و در اثر تنش وارده به حبابها قطر آنها بین  $3$  میلی متر میگردد. حضور هوا در نزدیکی بستر دارای دو اثر مهم است:

- ۱- جریان قابل تراکم شده و احتمال وقوع خطر خلاء زایی (Cavitation) (بسیار پایین می آید، در فاصله بالاتر از بستر اساسا جریان غیر قابل تراکم است و اگر سرعت جریان زیاد باشد (بیش از  $20 - 35$  متر بر ثانیه) پدیده خلاء زایی رخ خواهد داد.
- ۲- وجود هوا در نزدیکی بستر تنش برشی مؤثر و در واقع عامل زبری موضعی را کاهش میدهد.

۳-۵-۲ بررسی جریان در پایین دست آستانه ورود هوا و در ناحیه هواگیری شده جریان در روی سریز به دو ناحیه هواگیری نشده و هواگیری شده تقسیم میشود که مرز بین این دو ناحیه آستانه ورود هوا میباشد. ناحیه جریان هواگیری شده نیز همانگونه که در بخش ۲-۴-۲ نیز شرح داده شد، به سه ناحیه تقسیم میشود. Keller, Lai & Wood, (1974) این سه ناحیه را مطابق شکل (۲۳-۲) به صورت زیر در نظر میگیرند:

- (I) ناحیه جریان در حال توسعه و بطور جزئی هواگیری شده (Developing, Partially aerated flow)
- (II) ناحیه جریان در حال توسعه و بطور کامل هواگیری شده (Developing, Fully aerated flow)
- (III) ناحیه جریان کاملا توسعه یافته و بطور کامل هواگیری شده (Fully developed, Fully aerated flow)

مشخصات جریان در این نواحی بر مبنای روش Keller, (1972) مورد بررسی قرار می گیرد.

#### ۴-۵-۴ بررسی جریان در ناحیه I

پس از شناسایی آستانه ورود هوا، این نقطه به عنوان مبدأ ناحیه I در نظر گرفته میشود. در این ناحیه بخشی از قطرات آب در اثر آشفتگی های سطحی تلاطم به هوا پرتاپ شده و در بازگشت به سطح آب، هوا را به جریان وارد می کنند، که با انتقال تلاطم، هوا در جریان توزیع می شود. در واقع در این ناحیه تبادل دائمی جریان هوا وجود دارد. در این ناحیه پروفیلهای سرعت و غلظت شیوه یکدیگرند. دبی در واحد عرض جریان در داخل ناحیه هواگیری شده از رابطه زیر بدست می آید:

$$q_u = 0.514 V_T y_d \quad (34-2)$$

که،  $q_u$  = دبی در واحد عرض جریان در داخل ناحیه هواگیری شده؛  $V_T$  = سرعت جریان در جاییکه غلظت هوا  $50\%$  میباشد؛  $y_d$  = ضخامت لایه هواگیری شده میباشد.

برای پیدا نمودن  $V_T$  و  $y_d$  از تحلیل ابعادی عبارات  $V_I$  و  $y_i$  که به ترتیب سرعت و عمق جریان در نقطه آستانه ورود هوا مباشدند و  $x$  فاصله نقطهای دلخواه در پایین دست تا آستانه ورود هوا و  $s$  شیب سرریز، خواهیم داشت:

$$\frac{V_T}{V_I} = \phi_1(R_x, s) \quad (35-2)$$

$$\frac{y_d}{y_i} = \phi_2(R_x, s) \quad (36-2)$$

$$R_x = \frac{V_I x}{v} \quad (37-2)$$

که،  $R_x$  = عدد رینولدز؛  $v$  = ویسکوزیته سینماتیک آب مباشدند.  
با استفاده از داده های مشاهداتی و مدل آزمایشگاهی و تحلیل روابط فوق، دو شکل ارائه شده که در شکل (۲۵-۲) نشان داده شده اند. در شکل نخست،  $\frac{V_T}{V_I}$  به صورت تابعی از  $R_x$  و در شکل دوم،  $\frac{y_d}{y_i}$  به صورت تابعی از  $R_x$  نمایش یافته است. در شکل دوم داده ها تقریباً روی خطی قرار میگیرند که معادله آن چنین است:

$$\frac{y_d}{y_i} = 0.275 \log R_x - 1.47 \quad (38-2)$$

روش محاسبه عمق آب در ناحیه I به صورت گامهای زیر است:

- ۱- فاصله آستانه ورود هوا  $x$  را برآورد مینماییم.
- ۲- سرعت جریان و عمق آن را در نقطه آستانه ورود هوا برآورد مینماییم.
- ۳- عدد رینولدز را تعیین مینماییم.
- ۴- مقادیر  $V_T$  و  $y_d$  را از شکل های شکل (۲۵-۲) تعیین مینماییم.
- ۵- مقدار  $y_b$  عمق از کف لایه هواگیری شده تا کف سرریز (عمق لایه آب خالص) را از رابطه (۴۱-۶) تعیین مینماییم.
- ۶- عمق کل جریان از رابطه:  $y_b + y_d = y_T$  بدست می آید.

۷- شرط درستی روش بالا این است که،  $y_b \geq 0.5 y_d$  باشد، زیرا در غیر این صورت اثر زیری سرریز در ناحیه هواگیری وارد شده و محاسبات بالا معتبر نخواهد بود.

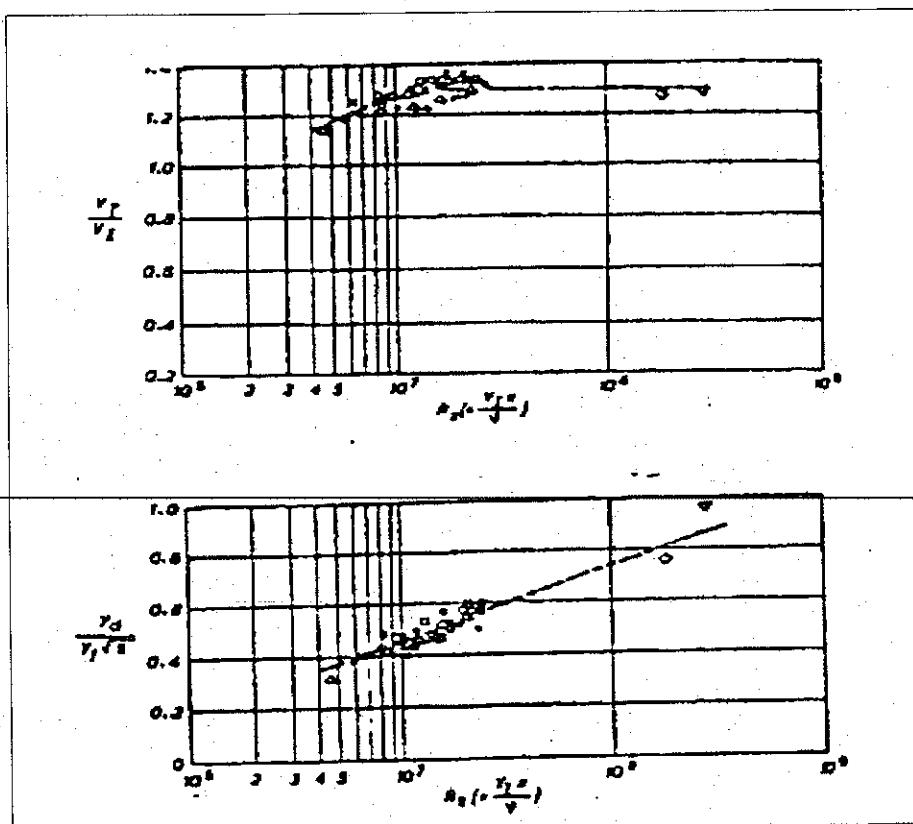
روابط سرعت جریان و عمق در آستانه ورود هوا به صورت زیر میباشند:

$$V_I = \sqrt{2gx_c \sin \alpha} \quad (39-2)$$

$$y_i = 1.1 \frac{q}{V_I} \quad (40-2)$$

که،  $q$  = دمی در واحد عرض جریان بالا دست آستانه ورود هوا؛  $\alpha$ : زاویه شیب سرریز میباشد.  
مقدار  $y_b$  عمق از کف لایه هواگیری شده تا کف سرریز (عمق لایه خالص آب) را از رابطه زیر تعیین مینماییم:

$$y_b = 1.31 \frac{q}{V_I} - 0.68 y_d \quad (41-2)$$



شکل (۲۵-۲): تعیین سرعت جریان و عمق جریان  
در جایی که غلظت هوا ۵۰٪ است (Keller et. Al., 1974)

### ۵-۵-۲ بررسی جریان در ناحیه II و ناحیه III

در ناحیه II هوا در تمام لایه مخوط شده است ولی پروفیل سرعت هنوز متغیر است و در ناحیه III نیز تغییری در غلظت هوای جریان رخ نمیدهد، بنابراین پروفیل سطح جریان ثابت میماند. بررسی این دو ناحیه با هم صورت میگیرد و روش طراحی هم برای هردو ناحیه یکسان است.

در واقع بدلیل ناپایداری ها و نامعینی های ناحیه II، Straub & Anderson, (1958) و انجمن مهندسی عمران آمریکا (ASCE, 1961) پیشنهاد می کنند که از روش طراحی برای ناحیه III جهت ناحیه II نیز استفاده شود. بر اساس روش (ASCE, 1961)، غلظت متوسط هوا تابعی از  $\frac{s}{q^{\frac{1}{5}}}$  است و

رابطه زیر برای غلظت متوسط ارائه میشود:

$$\bar{c} = 0.743 \log \left( \frac{s}{q^{\frac{1}{5}}} \right) + 0.876 \quad (42-2)$$

(Straub & Anderson, 1958) رابطه شری را جهت جریان یکنواخت هوایگری نشده مناسب میدانند و برای ناحیه هوایگری شده معادله مشابهی مانند مانینگ را در نظر میگیرند. بنابراین با فرض ضریب زیری مانینگ برابر  $15,000$  در مقطع عریض مستطیلی خواهیم داشت:

$$y_T = \left( \frac{0.015q}{s^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{5}} \quad (43-2)$$

که،  $y_T$  = عمق جریان هوایگری شده میباشد.  
با معلوم بودن مقادیر دبی در واحد عرض و شبیع عمق جریان هوایگری شده بدست می آید. برای بدست آوردن عمق خالص آب از رابطه تجربی زیر، با شرط  $0.75 < \bar{c} < 0.25$  استفاده می کنیم:

$$y_b = 1 - 1.3(\bar{c} - 0.25)^2 \quad (44-2)$$

اکنون عمق جریان را در جاییکه غلظت هوا  $99\%$  باشد را از رابطه زیر می یابیم:

$$y_{0.99} = \frac{y_b}{1 - \bar{c}} \quad (45-2)$$

همواره باید در نظر داشت که:

اگر  $y_b \geq 0.5y_d$ ، آنگاه جریان در ناحیه I قرار دارد، و اگر  $y_b < 0.5y_d$  آنگاه جریان در ناحیه II یا III قرار دارد.

### ۶-۵-۲ تابع ورود هوا

بین آستانه ورود هوا و ناحیه جریان پایدار هوایگری شده در پایین دست، تغییرات غلظت تدریجی است. در واقع، فرضیه لایه مرزی و توسعه آن در این ناحیه، فرضیه مناسبی است. سرعت ورود هوا  $V_e$  تابعی از شرایط موضعی میباشد و از تحلیل ابعادی بدست می آید:

$$\frac{V_e}{u_{0.9}} = \phi(Fr(x), \bar{c}(x)) = \beta(x) \quad (46-2)$$

که،  $u_{0.9}$  = سرعت جریان در جاییکه غلظت هوا % ۹۰ میباشد؛  $Fr$ : عدد فروضی؛  $c(x)$  = غلظت متوسط هوا؛  $\beta(x)$  = عددی ثابت که با ورود هوا به جریان ارتباط دارد میباشدند.

در همان زمانی که ورود هوا به جریان آغاز میشود، فرآن هوا یا هوازدایی (Air-detrainment) هم رخ میدهد، که از رابطه :  $(u_r \cos\theta) \bar{c}(x)$  مقدار هوازدایی بدست می آید. در این رابطه  $u_r$  سرعت صعود حبابهای هوا و  $\theta$  زاویه شیب سرریز است. اکنون تابع شدت هوایگری را میتوان از رابطه زیر بدست آورد:

$$\frac{dq_a}{dx} = \beta(x)u_{0.9}(x) - (u_r \cos\theta)\bar{c}(x) \quad (47-2)$$

که،  $q_a$  = دبی در واحد عرض سرریز هوا می باشد.

در نزدیکی ناحیه جریان پایدار، طرف چپ رابطه فوق صفر میگردد. بنابراین خواهیم داشت:

$$0 = \beta_e u_{0.9e} - (u_r \cos\theta)\bar{c}_e \quad (48-2)$$

که،  $\beta_e$  = عدد ثابت ورود هوا در ناحیه تعادل و پایداری جریان می باشد.

اندیس  $e$  نشان دهنده این است که پارامتر جریان در ناحیه پایدار و در حال تعادل جریان بررسی میشود.

از ترکیب روابط (47-2) و (48-2) داریم :

$$\frac{dq_a}{dx} = \beta(x)u_{0.9} - (\beta_e u_{0.9e}) + (u_r \cos\theta)(\bar{c}_e - \bar{c}(x)) \quad (49-2)$$

در سرریز بلندی که شیب یکنواختی داشته باشد، تغییرات سرعت از آستانه ورود هوا تا ناحیه پایدار و متعدد جریان، اندک بوده و میتوان از دو عبارت اول رابطه (49-2) چشم پوشی نمود:

$$\frac{dq_a}{dx} = \bar{c}_e u_r \cos\theta - \bar{c}(x)u_r \cos\theta \quad (50-2)$$

از رابطه بالا نتیجه میشود که شدت ورود هوا در تمام نقاط پایین دست نقطه بحرانی ثابت است ولی شدت فرار هوا بستگی به غلظت موضعی جریان دارد. اگر جریان آب و هوا همسان (Isotropic) در نظر گرفته شود، با انتگرال گیری از رابطه بالا خواهیم داشت:

$$q_a = \int_0^{y_{0.9}} \frac{\bar{c}}{1-\bar{c}} u dy \quad (51-2)$$

با چشم پوشی از تغییرات قائم سرعت رابطه زیر بدست می آید:

$$d = \int_0^{y_{0.9}} (1-c) dy = (1-c)y_{0.9} \quad (52-2)$$

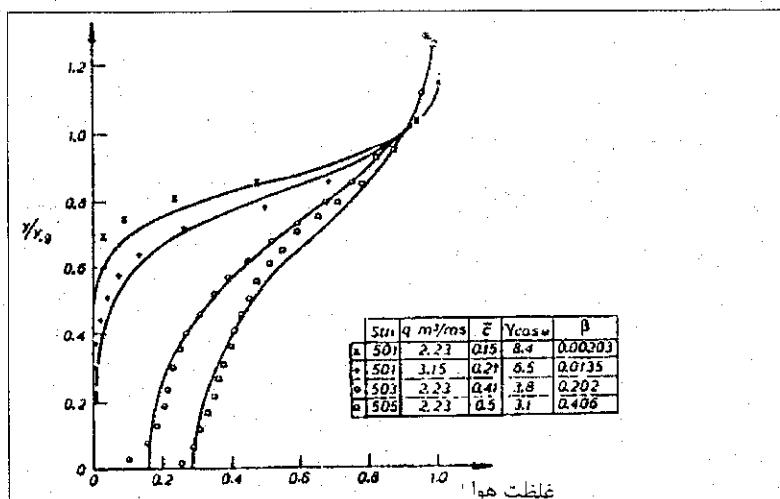
با جایگزینی روابط (51-2) و (52-2) در رابطه (49-2)، رابطه زیر بدست می آید:

$$q \frac{d}{dx} \left[ \frac{\bar{c}(x)}{1-\bar{c}(x)} \right] = u_r \cos\theta (\bar{c}_e - \bar{c}(x)) \quad (53-2)$$

اگر مبدأ  $x$  را آستانه ورود هوا در نظر بگیریم، و غلظت هوا را در این نقطه  $c_v$  فرض کنیم، غلظت هوا ناشی از جریانهای گردابی ای طولی را با انتگرال گیری از رابطه (۵۳-۲) به شکل رابطه زیر بدست می آوریم:

$$\frac{1}{(1-\bar{c}_e)^2} \ln\left(\frac{1-\bar{c}(x)}{\bar{c}_e - \bar{c}(x)}\right) - \frac{1}{(1-\bar{c}_e)(1-\bar{c}(x))} = \frac{u_r \cos\theta}{q_w} + \frac{1}{(1-\bar{c}_e^2)^2} \ln\left(\frac{1-c_v}{\bar{c}_e - c_v}\right) - \frac{1}{(1-\bar{c}_e)(1-c_v)} \quad (54-2)$$

در شکل (۲۶-۲)، نتایج مطالعات Cain, (1978) برای شکل منحنی های غلظت هوا در تابعی متغیر تدریجی ارائه شده است.

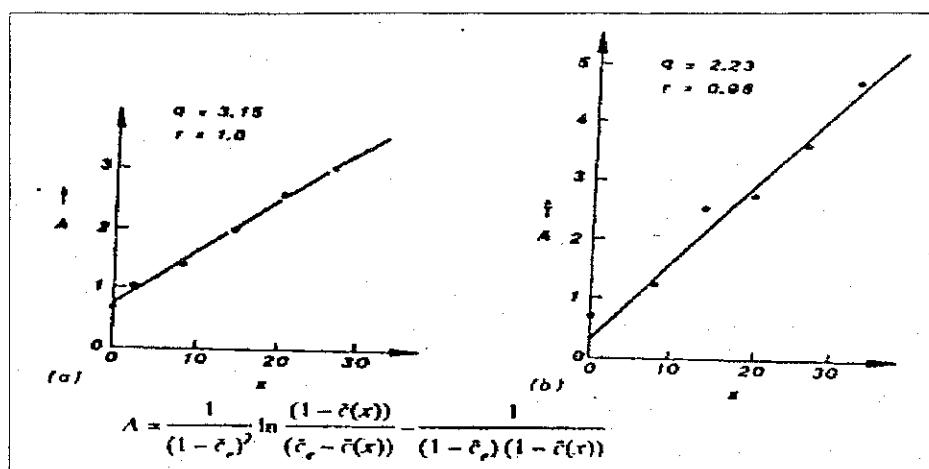


شکل (۲۶-۲): منحنی های غلظت متوسط (Cain, 1978)

Cain, (1978) مقدار  $c_v$  را از تحلیل داده های بدست آمده از سد Aviomore Dam در حدود ۰/۵٪ بدست آورده است و با استفاده از این داده ها شکل (۲۷-۲) را ارائه نموده است. ضریب همبستگی خطوط بدست آمده از داده ها بین ۰/۹۸ تا ۱/۳۹ میباشد. سرعهای صعود متناظر حبابها هوا ۰/۴۰۵ و ۰/۴۰۵ بدست آمده است. با جایگزینی مقادیر متوسط در رابطه (۵۳-۲) رابطه عمومی تابع ورود هوا به شکل زیر ارائه میشود:

$$q \frac{d\bar{c}}{dx} = \frac{0.4 \cos\theta}{q} (\bar{c}_e - \bar{c}(x))(1 - \bar{c}(x))^2 \quad (55-2)$$

این رابطه برای سرریزهای استاندارد که دارای شبیث ثابت و عرض ثابت در تمام طول سرریز است مناسب است و برای سایر سرریزها میتوان به روش ارائه شده توسط Anderson, (1955) مراجعه نمود.



شکل (۲۷-۲): ضرایب هم بستگی تابع ورود هوا (Cain, 1978)

### ۷-۵-۲ پروفیلهای غلظت هوا

با تعریف قراردادی غلظت، عبارتست از مقدار حجمی از ماده  $A$  که بصورت محلول یا معلق در حجم ماده  $B$  وارد شده باشد. اگر ماده  $A$  و ماده  $B$  آب باشد، غلظت هوا، حجم هوا در حجم معین آب میباشد و غلظت متوسط به صورت زیر بیان میشود:

$$\bar{c} = \frac{v_a}{v_a + v_w} \quad (56-2)$$

که،  $v_a$  = حجم هوا؛ و  $v_w$  = حجم آب میباشند.

در این بخش، غلظت با تعریف فوق بکار می رود.

### ۸-۵-۲ توزیع غلظت هوا در جریان مخلوط آب و هوا

توزیع غلظت هوا در ناحیه اختلاط و ناحیه تختانی (شکل ۲۴-۲)، از قوانین خاصی پیروی میکند. این مساله نخستین بار توسط Anderson (1955) بیان شده است. وی نشان داد که توزیع غلظت در ناحیه اختلاط از قانون توزیع نرمال گوس، پیروی میکند و رابطه زیر را ارائه داد:

$$\frac{dc_m}{dy} = \frac{2(1-c_t)}{h\pi^{0.5}} \exp\left[-\left(\frac{y'}{h}\right)^2\right] \quad (57-2)$$

که،  $c_m$  = غلظت هوا به درصد حجمی در نقطه ای دلخواه؛  $c_t$  = غلظت هوا در مرز پایینی اختلاط؛  $h$  = ارتفاع متوسط موج و برابر  $\sqrt{2}s$ ؛  $s$  = انحراف معیار توزیع ارتفاع موج؛  $y$  = عمق عمود بر کف؛ و  $y'$  = عمق عمود بر مرز لایه اختلاط میباشند.

با انتگرال گیری از رابطه فوق، خواهیم داشت:

$$\frac{1-c_m}{1-c_t} = \frac{2}{\pi^{0.5}} \int_{y'}^{\infty} \exp\left[-\left(\frac{y'}{h}\right)^2\right] d\left(\frac{y'}{h}\right) \quad (58-3)$$

رابطه بالا همان تقریباً شبیه رابطه توزیع نرمال گوس است. رابطه توزیع نرمال گوس به صورت زیر است:

$$P_g = \frac{1}{(2\pi)^{0.5}} \int_{-\infty}^{\eta} \exp\left(-\frac{\eta^2}{2}\right) d\eta \quad (59-2)$$

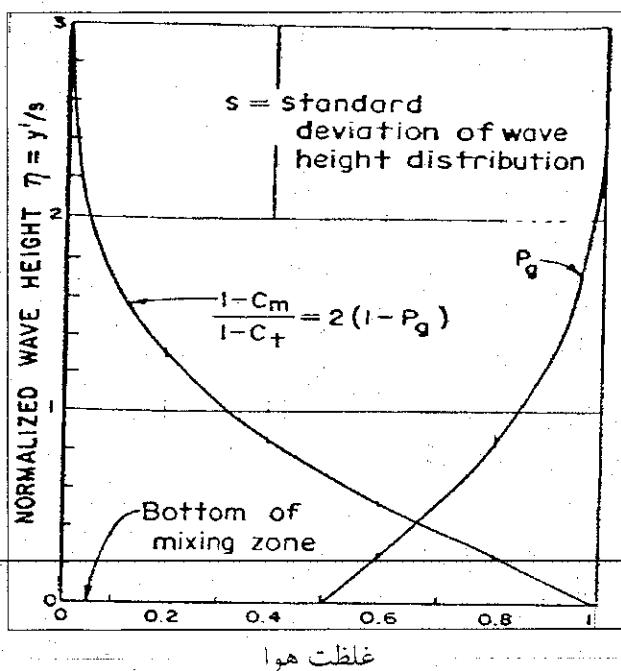
با معکوس نمودن حدود انتگرال گیری در رابطه (59-2) رابطه زیر بدست می آید:

$$\frac{1}{(2\pi)^{0.5}} \int_{-\eta}^{\infty} \exp\left(-\frac{\eta^2}{2}\right) d\eta = 1 - P_g \quad (60-2)$$

از ترکیب رابطه (60-2) با رابطه (58-2)، خواهیم داشت:

$$\frac{1 - c_m}{1 - c_f} = 2(1 - P_g) \quad (61-2)$$

مقادیر توزیع نرمال  $P_g$  را میتوان از منابع آمار و احتمالات یافت. شکلی گرافیکی از تابع توزیع نرمال و توزیع غلظت هوا در شکل (28-2) ارائه شده است.



شکل (28-2): تابع تجمعی غلظت هوا یا تابع احتمالی گوس

#### ۹-۵-۲ توزیع هوا در ناحیه تحتانی

در این ناحیه امواج نمیتوانند نفوذ کنند. Straub & Anderson, (1958) برای بیان توزیع هوا در این ناحیه ابتدا ضریب انتقالی جرم را به صورت زیر تعریف نمودند:

$$\varepsilon = \xi k \left(\frac{\tau_o}{\rho}\right)^{0.5} \left(\frac{d_t - y}{d_t}\right) y \quad (62-2)$$

که،  $d_t$  = عمق کل ناحیه بدون هوا در ناحیه تحتانی؛  $k$  = ثابت عمومی وان کارمن برابر ۴،۰؛  $\xi$  = عدد ثابت توزیع غلظت هوا؛  $\rho$  = جرم حجمی سیال؛  $\tau_o$  = نش برشی دیواره میباشد.

در رابطه بالا مقدار ۸ در بستر جریان و مرز بین ناحیه اختلاط و ناحیه تحتانی صفر است. این رابطه در واقع در مرز این دو ناحیه معتبر نیست زیرا هوا از مرزها به نواحی دیگر انتقال می‌یابد. این رابطه برای ناحیه در حال توسعه هواگیری معتبر نیست. برای ناحیه جریان کاملاً توسعه یافته و کامل هواگیری شده میتوان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$c = c_1 \left( \frac{y}{d_t - y} \right)^m \quad (63-2)$$

که،  $c$  = غلظت موضعی هوا؛  $c_1$  = غلظت هوا در عمق  $d_t$ ؛  $0.5d_t$  = سرعت برشی برابر:

$$m = \text{عدد ثابت و برابر } \frac{V_f}{\zeta k u_*} ; \quad V_f = \text{سرعت حدی حبابهای هوا در جریان متلاطم میباشد.}$$

مشاهده میشود که دو عامل مهم تلاطم و کشش سطحی از عوامل موثر بر توزیع غلظت هوا در این ناحیه میباشند.

#### ۱۰-۵-۲ غلظت متوسط هوا

غلظت متوسط برای کل جریان به صورت رابطه زیر محاسبه میشود:

$$\bar{c} = \frac{1}{y_{0.99}} \int_0^{y_{0.99}} c_a dy \quad (64-2)$$

غلظت واقعی هوا است. عمق  $y_{0.99}$  مربوط به عمقی است که غلظت هوا در آن ۹۹٪ باشد. در تحلیل ابعادی برای ناحیه کامل توسعه یافته و کاملاً هواگیری شده در نظر گرفته میشوند:

شتاب تقل، تنش برشی تلاطم، نیروهای کششی، خصوصیات سیال دارای جریان مخلوط آب و هوا، شاخصها و ابعاد جریان برای  $Q_a$  تابعی به صورت زیر تعریف میشود:

$$Q_a = f(V, b, d, g, \mu_a, \mu_w, \rho_a, \rho_w, \sigma, \tau_o) \quad (65-2)$$

که،  $Q_a$  = شدت حجمی جریان هوا؛  $V$  = سرعت آب؛  $b$  = عرض مجراء؛  $d$  = عمق آب؛  $g$  = شتاب تقل؛  $\mu_a$  = ویسکوزیته دینامیک هوا؛  $\mu_w$  = ویسکوزیته دینامیک آب؛  $\rho_a$  = جرم حجمی هوا؛  $\rho_w$  = جرم حجمی آب؛  $\sigma$  = نیروی کشش سطحی؛ و  $\tau_o$  = تنش برشی دیواره میباشند.

در تحلیل ابعادی، با در نظر گرفتن عوامل  $V, d, \rho$  به عنوان متغیرهای تکرار شونده، خواهیم داشت:

$$\frac{Q_a}{V^2} = f \left( \frac{\tau_o}{V^2 \rho_w}, \frac{\sigma}{V d \rho_w^2}, \frac{\rho_a}{\rho_w}, \frac{\mu_a}{\mu_w}, \frac{\mu_w}{V d \rho_w}, \frac{b}{d}, \frac{gd}{V^2} \right) \quad (66-2)$$

بسادگی میتوان مشاهده نمود که عوامل بدون بعد شاخصهای معروفی مانند عدد فرود (Froude number)، عدد ویر (Weber number)، عدد رینولدز (Reynolds number) و شاخصهای دیگر میباشند که با انتخاب بهترین ترکیب از این عوامل، در نهایت تابع غلظت متوسط به صورت زیر ارائه میشود:

$$\bar{c} = f \left( \frac{We(\sin \alpha)^{0.5}}{Fr}, We, \frac{\rho_a}{\rho_w}, \frac{\mu_a}{\mu_w}, Re, Fr \right) \quad (67-2)$$

$$\text{که، } \frac{Vd}{v} = \text{عدد فرود برابر } Re ; \frac{V}{\left( \frac{\sigma}{\rho_w d} \right)^{0.5}} = \text{عدد ویر برابر } We ; \frac{V}{(gd)^{0.5}} = \text{عدد رینولدز برابر } Fr$$

میباشد.

این رابطه هفت متغیر دارد که محاسبه همه آنها دشوار است. اما با چشم پوشی از متغیرهای مستقلی که اثرشان بر غلظت متوسط کم است، رابطه ساده‌تری بدست می‌آید:

$$\bar{c} = f \left( \frac{We(\sin \alpha)^{0.5}}{Fr} \right) \quad (68-2)$$

(1958) Straub & Anderson از تحلیل نتایج داده‌های آزمایشگاهی خود و مطالعات وداده‌های

(1953) Michels & Lovely برای تعیین رابطه غلظت متوسط هوا و روابط ارائه شده بالا، با فرض

ثابت بودن نسبت نیروی تلاطمی و کشش سطحی، رابطه زیر را بدست آورده‌اند:

$$\bar{c} = a_0 + a_1 Fr \quad (69-2)$$

این رابطه با شرط  $0.6 \leq \bar{c} \leq 0$  قابل کاربرد است.  $a_1$  عددی ثابت است که از نتایج تحلیل بر روی داده

های آزمایشگاهی مقدار آن برابر  $-0.05$  در نظر گرفته می‌شود.  $a_0$  تابعی از نسبت نیروی تلاطمی و نیروی

کشش سطحی است که از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$a_0 = \bar{c} - 0.05 Fr \quad (70-2)$$

با استفاده از تحلیل منحنی شکل (۲۹-۲)، مقدار  $a_0$  برابر رابطه زیر می‌باشد:

$$a_0 = \frac{We(\sin \alpha)^{0.5}}{63 Fr} \quad (71-2)$$

بنابراین رابطه غلظت متوسط به صورت رابطه نهایی زیر ارائه می‌شود:

$$\bar{c} = 0.5 Fr - \frac{We(\sin \alpha)^{0.5}}{63 Fr} \quad (72-2)$$

(1958) Straub & Anderson از آزمایش‌های خود نتیجه گرفته‌اند که اگر غلظت هوا بیش از ۲۵٪

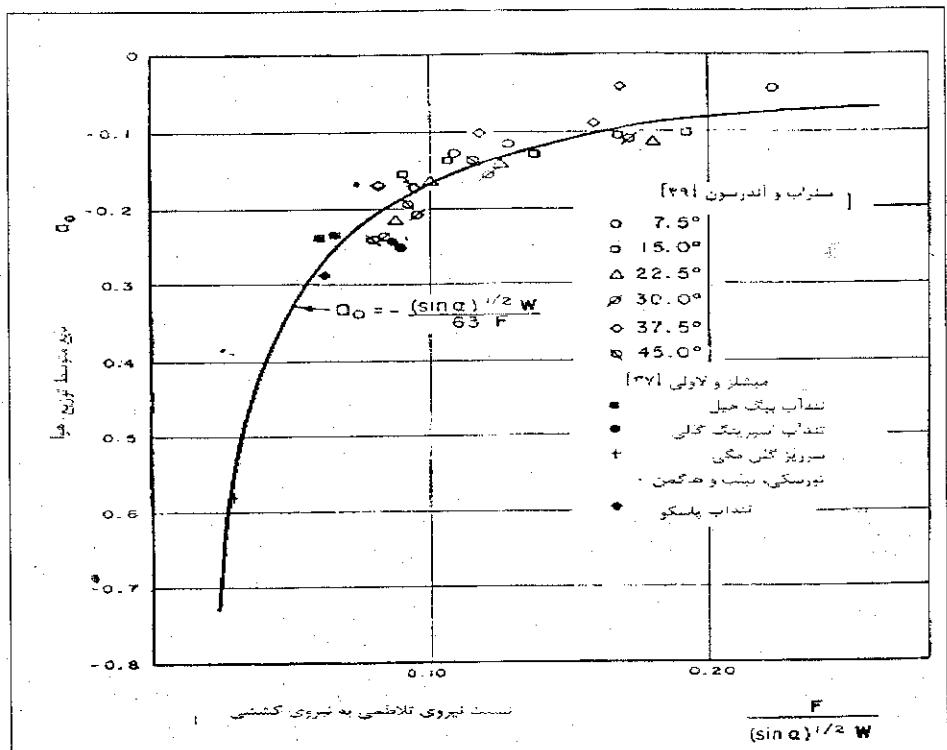
افزایش یابد، عمق خالص جریان کم شده، و به عبارت دیگر سرعت افزایش می‌یابد. برای نمونه آنها

برآورد نموده‌اند که اگر غلظت جریان ۷۴٪ باشد، سرعت جریان در حدود  $1/8$  برابر سرعت جریانی

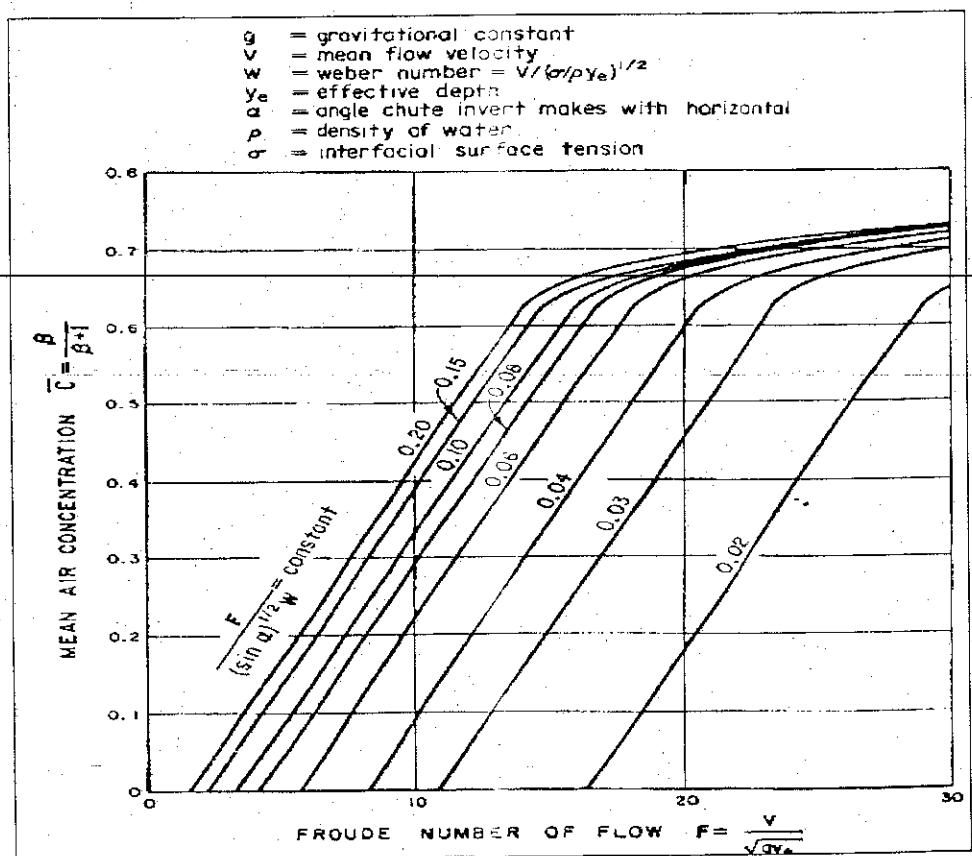
است که هواگیری نشده است. اگر  $0.6 \geq \bar{c} \geq 0$  باشد، از روی منحنی شکل (۳۰-۲) مقدار غلظت متوسط

تعیین می‌شود. برای یافتن عمق خالص جریان هواگیری شده که غلظت هوای جریان بیش از ۲۵٪ باشد از

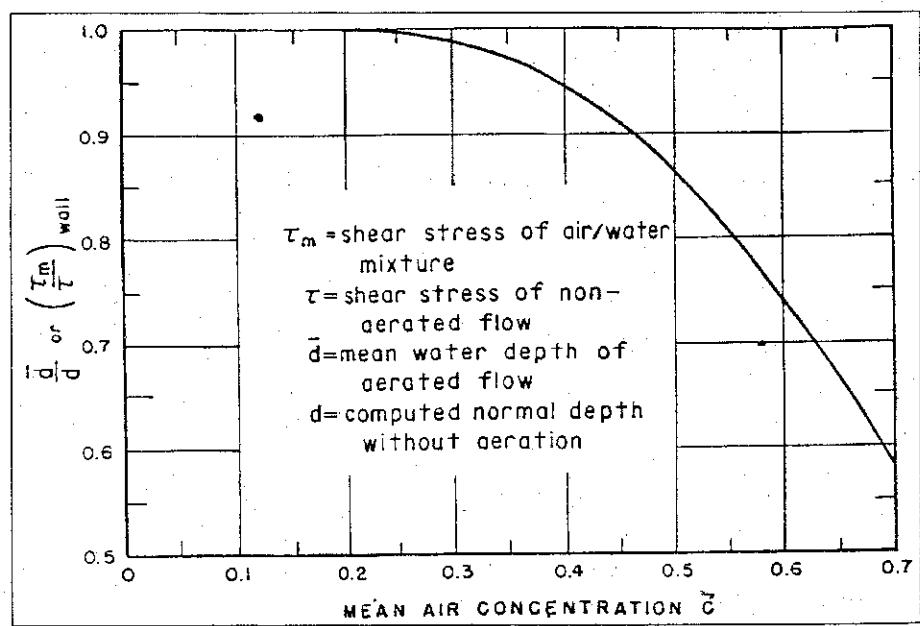
شکل شکل (۳۱-۲) میتوان استفاده نمود.



شکل (۲۹-۲): تعیین ضریب ورود هوا (Straub & Anderson, 1958)



شکل (۳۰-۲): تعیین غلظت هوا وقتیکه  $C = 0.6$  باشد (Straub & Anderson, 1958)



شکل (۲-۳۱). رابطه بین عمق واقعی، عمق لایه هواگیری شده

و غلظت هوا (Straub & Anderson, 1958)

### ۳-۳-۲ روش‌های پیشگیری و کنترل خلاء‌زایی

برای پیشگیری و کنترل خلاء‌زایی میتوان به روش‌های اصلاح شکل مجرای جریان، ترمیم سطح جریان افزایش فشار، زیر نمودن سطح سرریز و هواده‌ی، اشاره نمود که بطور مختصر به آنها اشاره می‌شود.

-۱- اصلاح شکل مجرای جریان: برای رفع جداسدگی جریان، میتوان تبدیلهایی را در ناحیه هایی که جداسدگی رخ میدهد، قرار داد، به نحوی که حداقل جداسدگی رخ دهد یا اصلًا رخ ندهد، برای مثال میتوان به تبدیل تدریجی همراه اتحنا در گوشه‌ها به جای تبدیلهای تیز گوشه ناگهانی اشاره نمود.

-۲- ترمیم سطح جریان: با شروع خلاء‌زایی، سطح بستر و دیواره‌هایی که در آنها حفره‌هایی وجود داشته باشد، در معرض خوردگی شدید قرار می‌گیرند. استفاده از مواد مقاوم و با چگالی بالا برای ترمیم این سطوح و صاف و صیقلی نمودن آنها میتواند از خرابی زیاد جلوگیری نماید. در سطح سرریز‌ها استفاده از بتنهای مقاوم مانند بتن الیاف دار میتواند مفید باشد. اگرچه در سرریز سد کارون<sup>۱</sup>، انجام این عمل موفقیت آمیز نبوده است (Hopping & Mass, 1987).

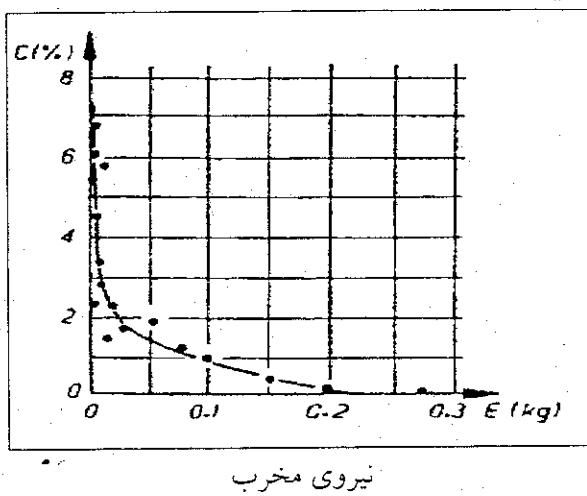
-۳- افزایش فشار: بالا بردن شبیه هیدرولیکی یا افزایش فشار در نواحی که جریان بصورت گردابی و متلاطم است، مانند افزایش سطح مقطع دریچه یا کاهش سرعت، در طراحی هیدرولیکی باید مد نظر قرار گیرد.

-۴- زیر نمودن سطح سرریز: بررسی‌ها و مشاهدات متعددی نشان میدهند که سطح زیر (Rough surface)، افت فشار (Pressure drop) را کاهش داده و در نتیجه احتمال وقوع خلاء‌زایی را در پایین دست سطح زیر کاهش میدهد. همچنین سطح زیر در بالادست ناهمواری (Irregularity)، بطور مشخص کاهش فشار ایجاد شده در اثر ناهمواری را، کاهش میدهد (Arndt & Ippen, 1968; Nie, 1984; Walobief, 1965).

فشار در پایین دست ناهمواری، تابعی است از نیروی گریز از مرکز (Centrifugal force) در مربڑ‌های قسمت منحنی شکل سرریز، نیروی گردابی در پشت ناهمواری، و افزایش تلاطم ناشی از وجود ناهمواری. همه این عوامل به توزیع سرعت پایین دست ناهمواری ارتباط دارند. یک ناهمواری منفرد در پایین دست یک سری از ناهمواریهای مشابه به دو صورت تحت تاثیر قرار می‌گیرد. اثر اول این که زیری بالادست، سرعت سیال در نزدیکی کف بستر را کاهش میدهد. اثر بعدی این است که ناهمواری پایین دستی در موج گردابی ناهمواریهای بالادستی قرار خواهد گرفت. این آثار به اندازه و موقعیت ناهمواریهای بالادستی ارتباط دارند. اثر سطح زیر با افزایش فاصله از ناهمواری پایین دستی، کاهش می‌یابد. نمونه‌ای از کنترل خلاء‌زایی با زیر نمودن سطح سرریز در سرریز سد (Zhixi) چین بخوبی اجرا شده است و خطر وقوع خلاء‌زایی را از بین برده است (Meng-Xi Nie, 2001).

-۵- هواده‌ی جریان: برخی از روش‌های ذکر شده قبلی برای کنترل خلاء‌زایی از نظر اجرا سخت و یا گران می‌باشند. یکی از موثرترین و اقتصادی‌ترین راههای مقابله با خلاء‌زایی کاربرد هواده (Aerator) در سرریزها و تنداپ‌ها می‌باشد. وجود هوا در مربڑ‌های جریان مانند بالشتنک ارجاعی ای عمل می‌کند که

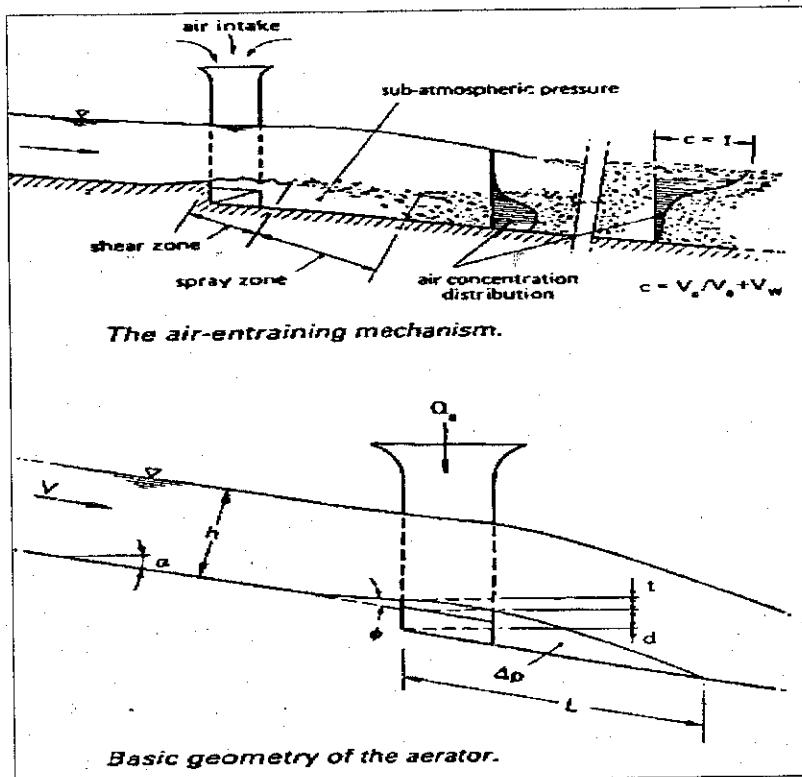
باعث کاهش انرژی ناشی از متلاشی شدن و انهدام حبابها میگردد. نتایج تجربیات قبلی نشان میدهدند که حضور مقدار کمی هوا در جریان، به میزان قابل ملاحظه ای از خطر خلاءزایی می کاهد. Peterka, (1953) با انجام آزمایشها بی بر روی نمونه های بتنی نشان داد که تزریق تنها ۲٪ هوا تا حدود ۸۰٪ از کاهش وزن نمونه ها در اثر تخریب ناشی از خلاءزایی می کاهد. شکل (۹-۲) نتایج آزمایشها او را نشان میدهد.



شکل (۹-۲): شکل غلظت هوا در برابر نیروی مخرب (Peterka, 1953)

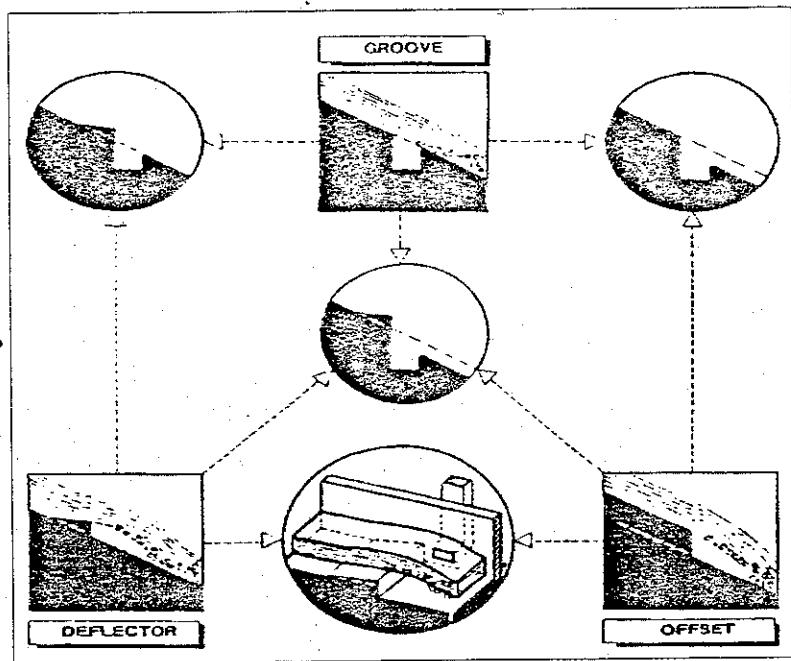
از شکل (۹-۲) مشاهده میشود که با غلظت هوا حدود ۱٪ تا ۲٪ میزان تخریب کاهش زیادی می یابد و با غلظت هوا ۱۸٪ از خطر تخریب بطور کامل جلوگیری میشود.

Semenkov & Lentiaev, (1973) نشان دادند که با کاهش مقاومت بتن، میزان هوا لازم برای حفاظت سطوح بتنی باید افزایش یابد. Russel & Sheehan, (1974) نشان دادند که در مقاطع تحت فشار، غلظت هوا ۳٪ تا ۵٪ برای جلوگیری از خلاءزایی در سرعتهای تا ۴۶ متر بر ثانیه کافی میباشدند. بنابراین اگر در سرریزها و تندآبها احتمال وقوع خلاءزای وجود داشته باشد و غلظت هوا جریان نیز کافی نباشد، میتوان با هواهی مصنوعی (Artificial aeration) خطر تخریب ناشی از خلاءزای را از بین برداشتی این منظور (تامین هوا مورد نیاز) از هواه (Aerator) استفاده میکنند. هر سازه هواه باید دو شرط اساسی داشته باشد : (الف) بدون نیاز به انرژی مکانیکی قادر به وارد نمودن مقدار زیادی هوا برای تامین غلظت لازم در سطوح مورد نظر باشد، (ب) باید طرحی ساده و اقتصادی داشته باشد و از خطر استغراق و تبدیل شدن به عاملی مضاعف برای خلاءزای دور باشد. شکل (۱۰-۲) نمونه ای از هندسه یک هواه و مکانیزم ورود هوا را نشان میدهد.

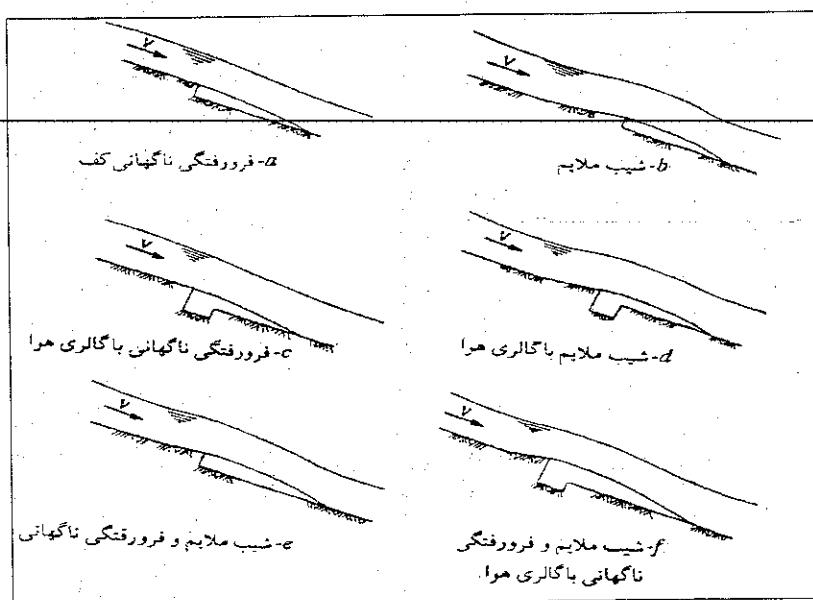


شکل (۱۰-۲): نمونه ای از شکل هندسی هواده و مکانیزم ورود هوای (Pinto, 1982)

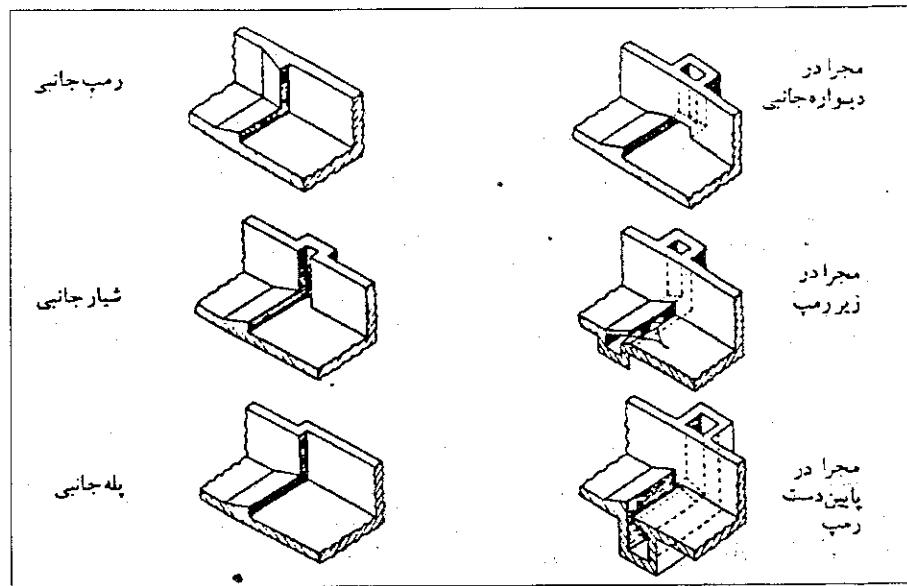
نوع مختلف هواده ها عبارتند از : انحراف دهنده ها (Grooves)، شیارها (Deflectors) و پله ها (Ramps) که در شکل (۱۱-۲) بطور نمونه ارائه شده اند. هدف از ساختن انحراف دهنده ها، بالا راندن جریان از سطح مرزی است، بطوریکه هوای بتواند وارد سطح زیرین جریان بشود. شیارهای هوادهی برای توزیع هوای در تمام عرض هواده بکار میروند. به شیارهای هوادهی مجرای تامین هوای (Ducts) نیز گفته میشود که در سریزهای عریض در دیواره جانبی قرار میگیرند و انواع مختلف آن در شکل (۱۲-۲) نشان داده شده است. از پله های نیز در شبکهای کم استفاده میشود تا از مستغرق شدن هواده ای که ممکن است بخشی از جت جریان در پایین دست ایجاد کند، جلوگیری شود. در عمل، موارد یاد شده فوق بصورت منفرد یا ترکیبی بکار میروند که در شکل (۱۳-۲) بطور نمونه ارائه شده اند. نمونه ای از طرح یک هواده در خمیمه ۲ ارائه شده است.



شکل (۱۱-۲): انواع اصلی هواده ها (Falvey, 1990)



شکل (۱۲-۲): انواع هواده های ساده و مرکب



شکل (۱۳-۲): انواع مجاري هواده در دیواره های جانبی

با ايجاد هواده در سرريز نواحي جريان روی سرريز به صورت زير تقسيم بندی ميشوند :

**(الف) ناحيه ورودي (Approach zone):** در اين ناحيه سرعت متوسط بستگي به فاصله عمودي از تاج سرريز دارد. ورود هوا در سطح بالايي جريان رخ ميدهد، به شرط اينكه توزيع حبابهاي هوا ناشي از تلاطم در اين سطح برای غلبه بر سرعت صعود حبابهاي هوا در اثر گراديان فشار هيدروليكي كافی باشد. بطور طبیعی اين شرط زمانی تامین ميشود که لایه مرزی به سطح رسیده باشد (شکل ۱۴-۲).

**(ب) ناحيه انتقالی (Transition zone):** اين ناحيه به اندازه طول رمپ (Ramp) یا انحراف دهنده (Deflector) مibashid. رمپ شيب کمتری از سرريز دارد. در ابتدای رمپ فشار بيش از فشار هيدروستاتيکی است ولی در انتهای رمپ به حد فشار بخار ميرسد (Pinto, 1984). عمق جريان در طول رمپ تغيير ميکند، لایه مرزی نازکر ميشود و تنش برشی بزرگتری به کف سرريز وارد ميشود (شکل ۱۴-۲).

**(ج) ناحيه هواگيری (Aeration zone):** از محلی که جريان رمپ را ترک می کند، اين ناحيه شروع ميشود. دو تفاوت عمدی بين اين ناحيه و نواحي بالادست وجود دارد. اول اينكه گراديان فشار به حد بسیار کمتری از فشار هيدروستاتيکی ميرسد و دوم اينكه، تنش برشی در سطح پایینی، بطور ناگهانی از مقداری زياد به مقدار صفر ميرسد. اگر اختلاف فشار بين دو سطح وجود داشته باشد، حبابهاي هوا نه تنها به راه می افتدند، بلکه بر گراديان فشار هم غلبه ميکنند. فشار زير جت که مقدار آن از فشار اتمسفر کمتر است به صورت زير عمل ميکند (شکل ۱۴-۲) :

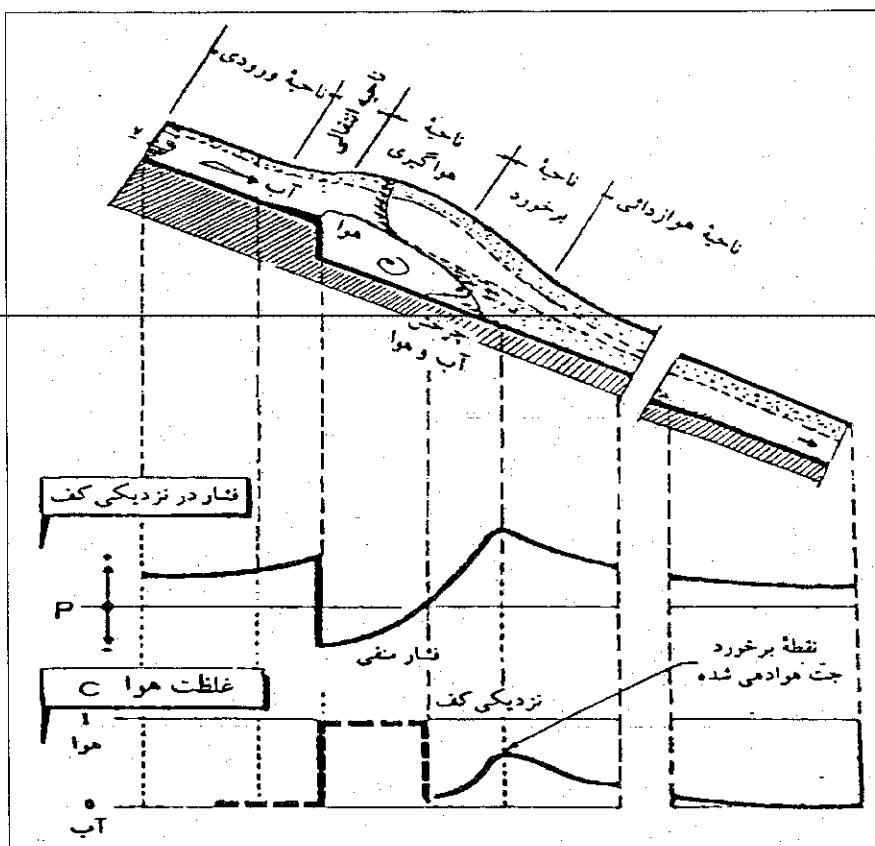
► کاهش ورود هوا در پایین جت جریان

► افزایش ورود هوا در سطح بالایی جریان روی سرریز با فرض تلاطم کافی

د) ناحیه برخورد (Impact zone): در این ناحیه اختلاط هوا و آب رخ میدهد. گرادیان فشار از فشار هیدروستاتیکی بیشتر است. بالا بودن گرادیان فشار در این ناحیه، باعث تغییر شریع در توزیع هوا میشود و بوضوح غلظت هوا تغییر می کند (شکل ۱۴-۲).

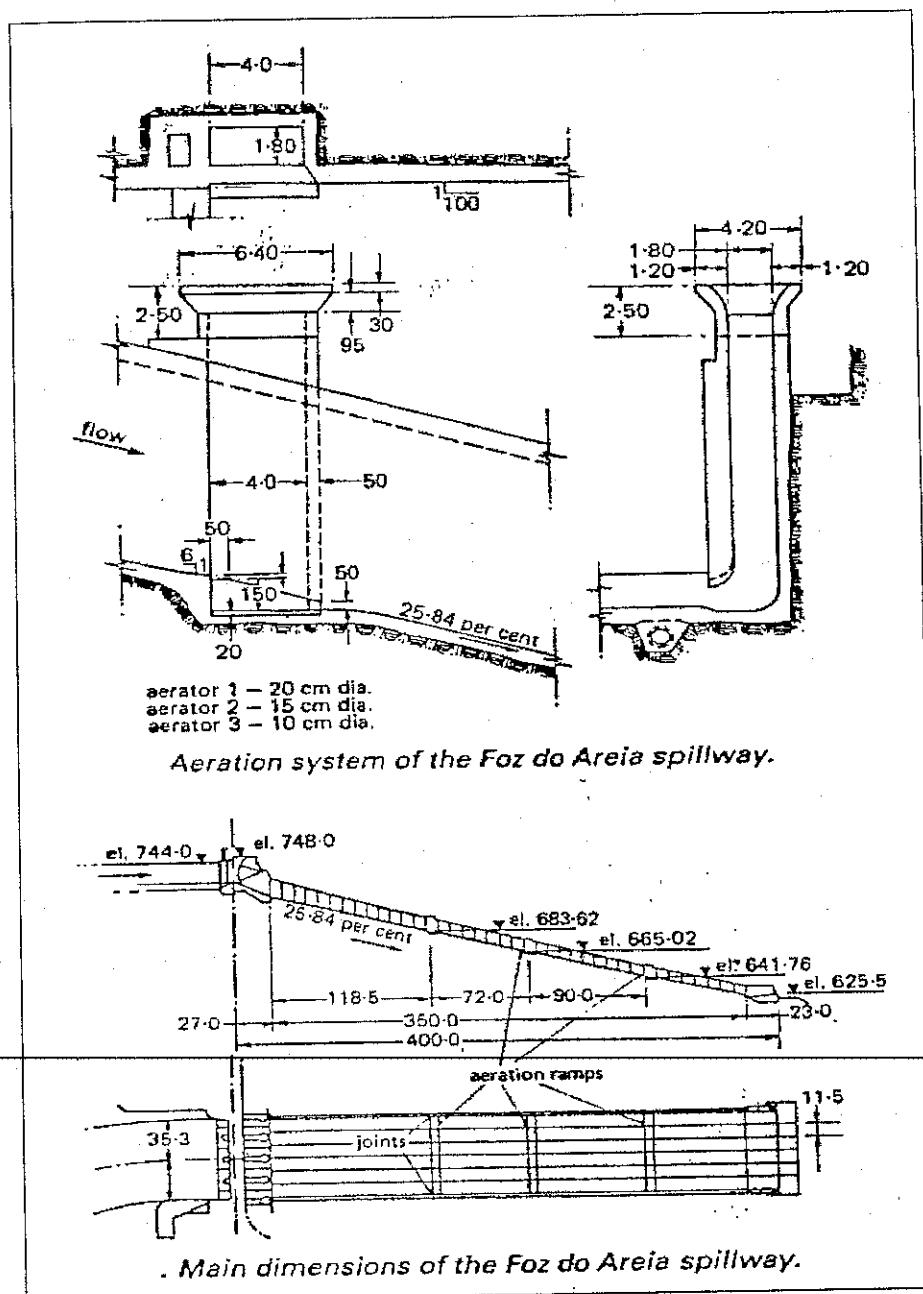
ه) ناحیه هوازدایی (De-aeration zone): در این ناحیه گرادیان فشار به حد فشار هیدروستاتیکی باز می گردد و غلظت هوا در مجاورت کف بستر تنداپ به دلیل صعود حبابهای هوا به سطح جریان کاهش می یابد. (Volkart (1985) نشان داده است که سرعت صعود حبابها در جریان متلاطم یکمتر از آب راکد و ساکن است. اگر غلظت هوا در این ناحیه به کمتر از میزان مجاز برسد، (۸٪)، طراحی هواده دیگری لازم است (شکل ۱۴-۲).

منابع Falvey (1990) و Wood (1991) برای مطالعه بیشتر در زمینه هواده ها معرفی میشوند.



شکل (۱۴-۲): نواحی جریان بر روی هواده (Volkart & Rutschmann, 1991)

ضمیمه (۲) : نمونه ای از طرح هواده در سرریز سد Foz Do Eria



شکل (۱-۲) : نقشه های هواده و موقعیت آن بر روی سرریز سد Foz Do Eria در برزیل  
(Pinto, 1982)

جیز مکرر (outlet gates) جیز مکرر (outlet gates)

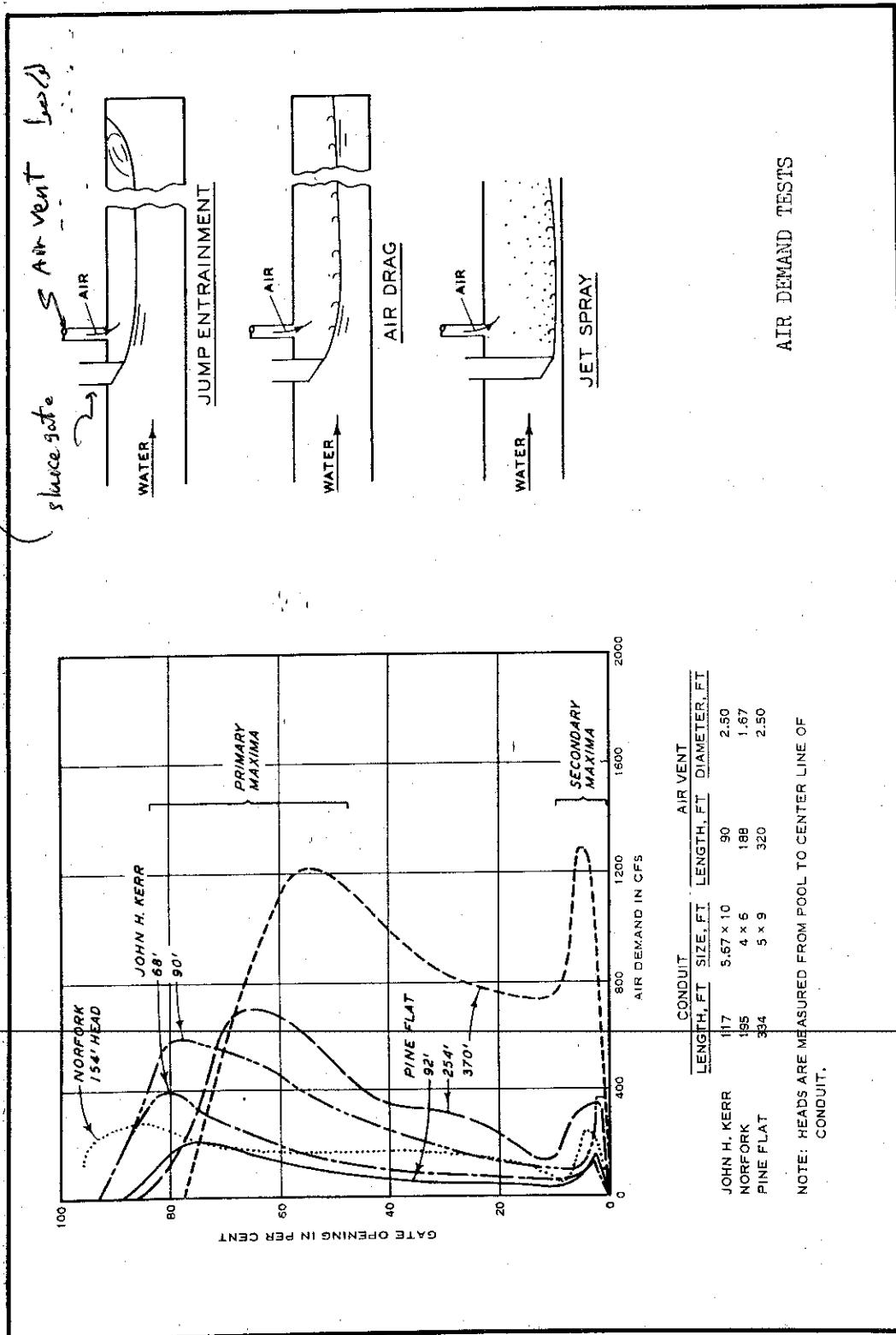


PLATE NO. 10

III-12

TAGO 10089-A

جیز مکرر (outlet gates) جیز مکرر (outlet gates)

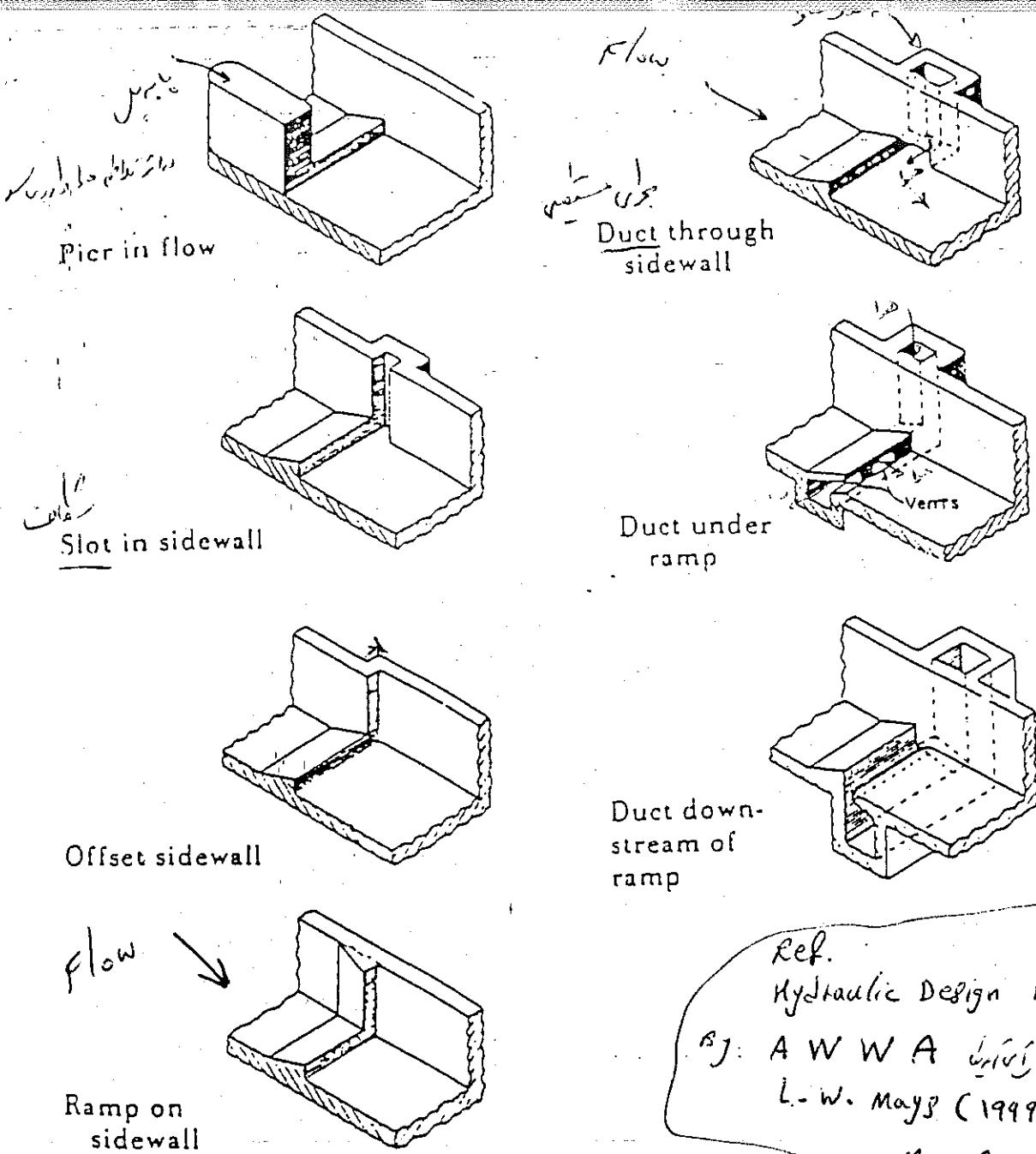


Figure 17.32 Aeration ramps and air supply systems. (Falvey, 1990).

### 17.11 SPILLWAY AERATION RAMPS

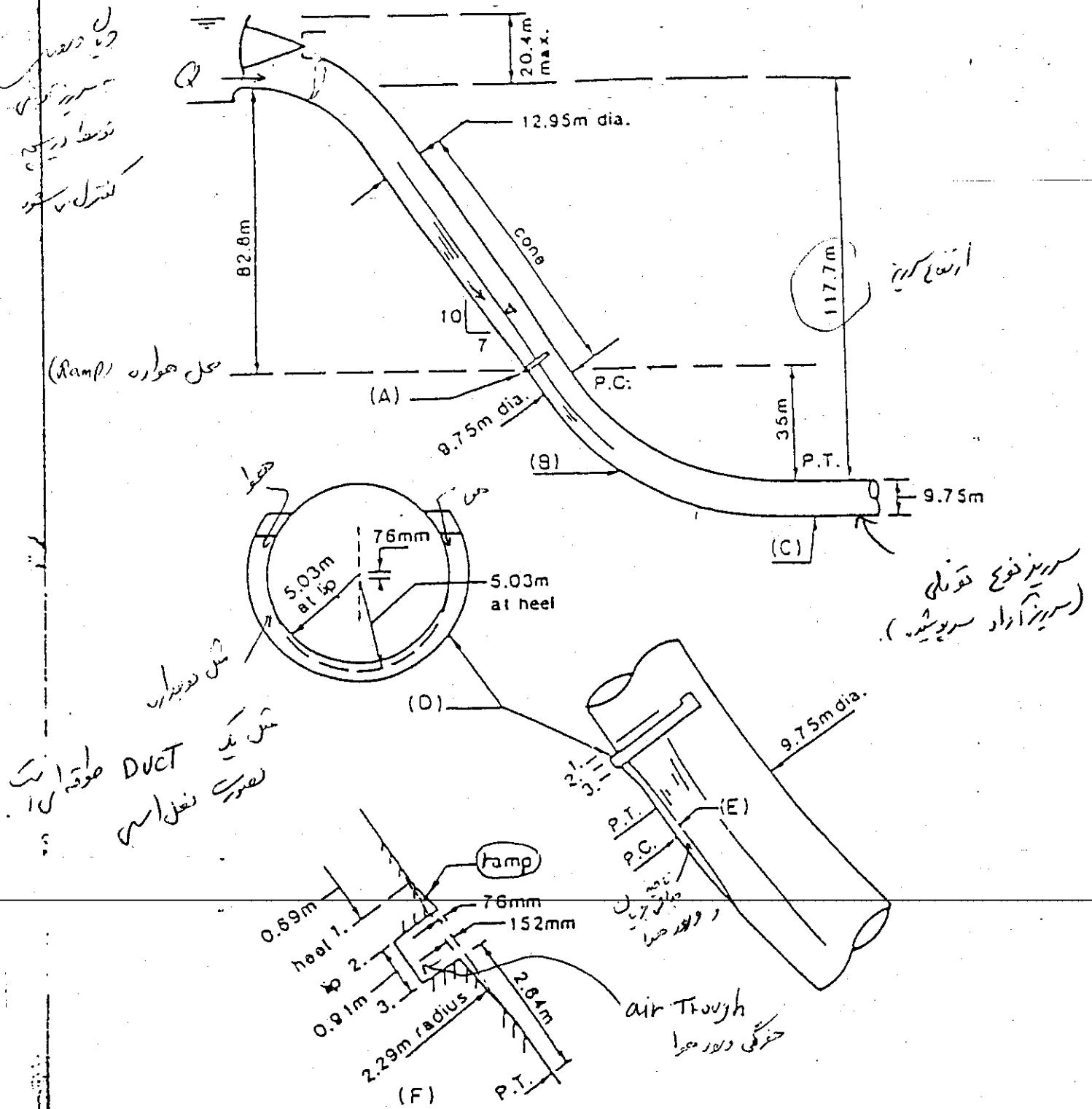
In recent years, aeration has become the standard for cavitation protection for spillways (as well as for outlet works and other release facilities) for structures with a height greater than 50 m (Falvey, 1990; ICOLD, 1992; USACE, 1995; Zipparo and Hasen, 1993). Aeration ramps of various types have been used on spillway chutes (Fig. 17.32) as well as on tunnel spillways (Fig. 17.33). Air is supplied to the ramps in various ways (Fig. 17.32).

The aeration ramp requirement is generally determined on the basis of an assessment of the cavitation potential along the entire length of the spillway. The cavitation potential can be expressed in terms of the cavitation number (or cavitation index)  $\sigma$  as

$$\sigma = \frac{P_0 - P_v}{\frac{1}{2} \rho V_o^2}$$

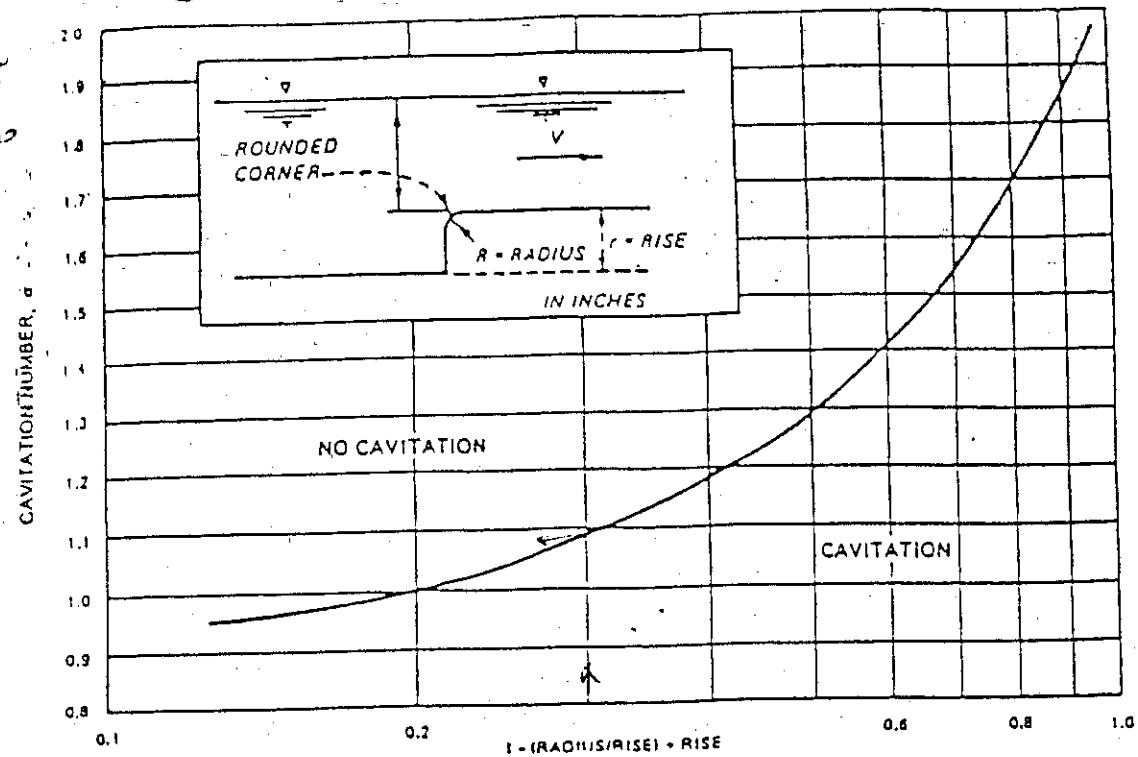
Chaitanya

V/V

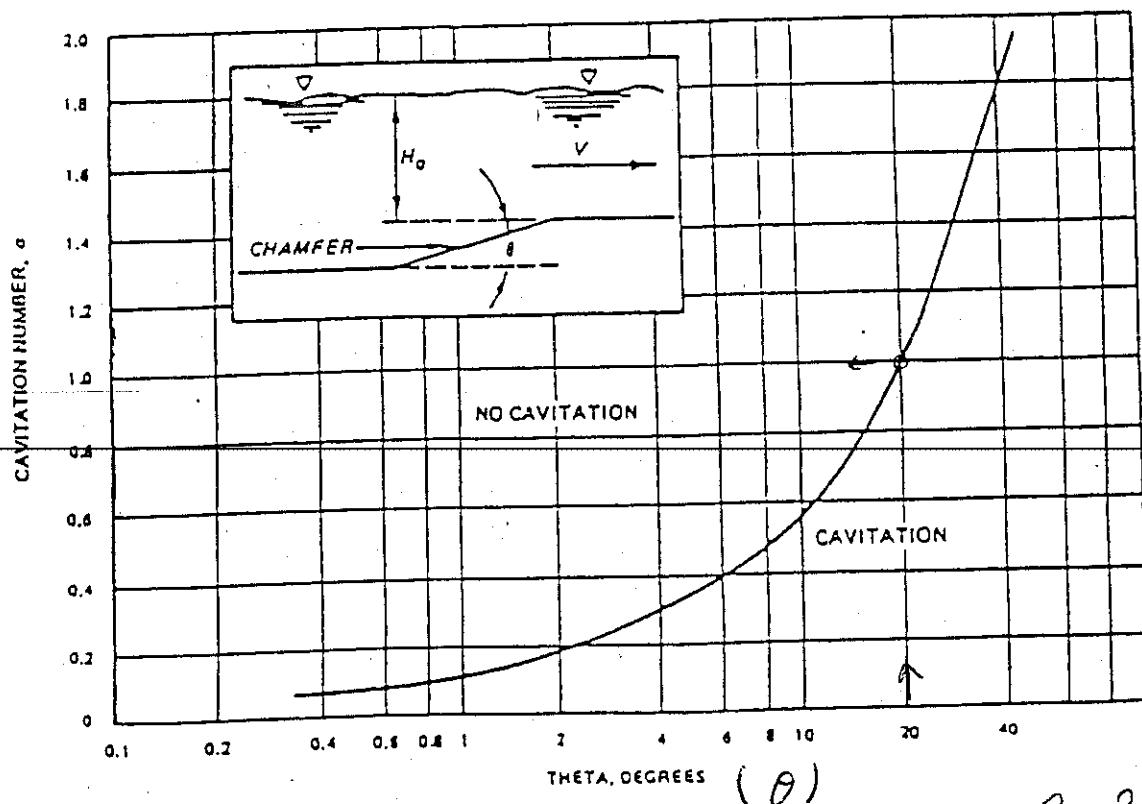


- (A) Air trough.
- (B) Area of minor damage.
- (C) Area of major damage.
- (D) Horse-shoe trough. (مجرى الهواء في المدخل)
- (E) Air cavity. (مجرى الهواء في المخرج)
- (F) Detail of air trough along axis of invert.

Figure 17.33 Aeration ramp and slot of the Yellowtail Dam tunnel spillway. (ICOLD, 1992)



$$\sigma = \frac{1}{(1 - (R/r) + r)}$$



$$\theta = 20^\circ$$

$$\sigma_c = 1$$

FIGURE 17.34 Cavitation characteristics of local irregularities. (continued).

No Local Cavitation,  $\sigma < \sigma_c < 1$

$$\sigma = \frac{p_a - p_v}{\gamma_w \frac{V_o^2}{2g}} = \frac{P_o - P_v}{\frac{1}{2} \rho V_o^2} \quad (17.12)$$

where  $p_o = p_a + p_g$  = reference pressure,  $p_a$  = atmospheric pressure,  $p_g$  = gauge pressure,  $p_v$  = vapor pressure of water,  $\gamma_w$  = unit weight of water, and  $V_o$  = reference velocity.

In general, cavitation damage is expected, at locations where the value of the cavitation number is less than 0.2. In addition to the flow velocity and depth, the occurrence of cavitation damage also depends on the expected or existing local irregularities in the spillway's surface, the strength of the surface material, the elevation of the structure, and the length of operation. For a specific surface irregularity, the critical cavitation number can be determined from Fig. 17.34. An aeration ramp separates the flow from the boundary and forms a cavity so that air can be entrained underneath the surface of the free jet to provide protection against cavitation damage. Since the cavitation number depends on the local velocity and pressure, the maximum discharge is not necessarily the flow rate that produces the highest cavitation potential or the lowest value of the cavitation number of the flow.

Aeration ramps for tunnels must be verified by a physical model unless an extremely close approximation can be made to an existing design that has been model tested. However, aeration ramps for chute spillways can largely be designed using computer models because the flow is primarily two-dimensional (Brater et al., 1996; DeFazio and Wei, 1983; Falvey, 1990; ICOLD, 1992; Wei and DeFazio, 1982; Zipparo and Hasen, 1993). Brief descriptions of several computer models for analysis of spillway aeration ramps can be found in Brater et al. (1996). However, if significant three-dimensional effects are produced by a flat chute slope or tapered side walls, where return flow or accumulation of flow in the cavity beneath the jet might reduce the effective jet trajectory, the design should be confirmed by physical model tests.

→ The recommended procedure for the design of ramp and air vent on a simple chute is as follows:

1. Perform an analysis of the spillway's water surface profile for flows up to the maximum discharge in approximately 20-percent increments.
2. For the preliminary assessment, find the upstream-most site where the mean velocity is approximately 30 m/s for maximum discharge and where protection by aeration is likely to be needed. Experience has shown that significant cavitation damage usually will not occur upstream of this point.
3. Determine the cavitation numbers for the entire length of the spillway for each flow rate based on the flow velocities and depths obtained in Step 1. The computer program provided in Falvey (1990) can be used.
4. Determine the upstream-most site where the computed value of the cavitation number is less than 0.20, or the critical cavitation number for the expected local irregularities, and find an appropriate site for the first ramp so that the impact point of the jet is at the desired location.
5. Based on a consideration of the frequency and discharges of the spillway operation, each ramp should be sized to draw quantity of air equal to approximately 10% of the maximum water flow.
6. The required cavity length  $L$  for maximum flow can then be determined using the following equation (see also Fig. 17.35):

$$q_a = 0.022 VL$$

(17.15)

$$q_a = \frac{10}{100} (q_{w_{min}})$$

where  $q_a$  = air discharge per unit width,  $V$  = mean water velocity approaching the ramp, and  $L$  = cavity length.

Use a computer model to determine a suitable ramp geometry to provide the required cavity length  $L$ , assuming a free-jet underpressure of  $-1.0$  m (water). The computer models described in Falvey (1990), Harza Engineering Co. (1996), and Wei and DeFazio (1982) can be used.

Size the air vent to provide the air flow from Step 5, with no more than  $-1.0$  m under-pressure and an air vent velocity that does not exceed  $80$  m/s to avoid excessive noise and choking of the air flow.

Use the computer model to analyze the performance of the ramp/air vent for the full range of flow. If the resulting air vent velocity or underpressure exceeds the allowable  $80$  m/s or  $-1.0$  m, respectively, resize the ramp to provide acceptable conditions over the full range of flows.

10. Place the succeeding ramps no more than  $50$  m apart. The last ramp should be no closer than approximately  $20$  m to the entrance to the energy dissipator (stilling basin or flip-bucket). Check the concentration of air downstream of the aeration ramp in accordance with the following equation (Falvey, 1990):

Ramp  $\Rightarrow$  Between Ramps

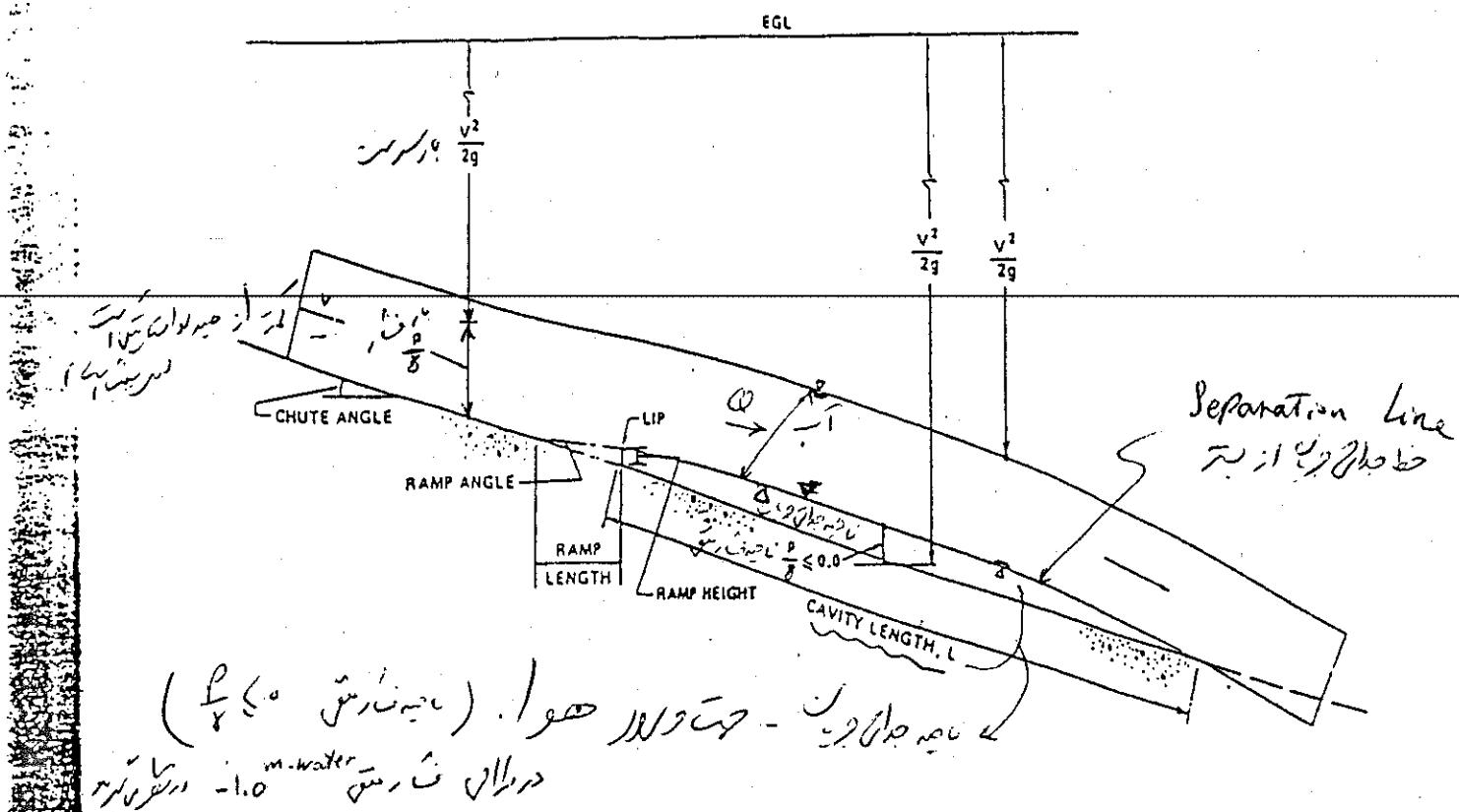
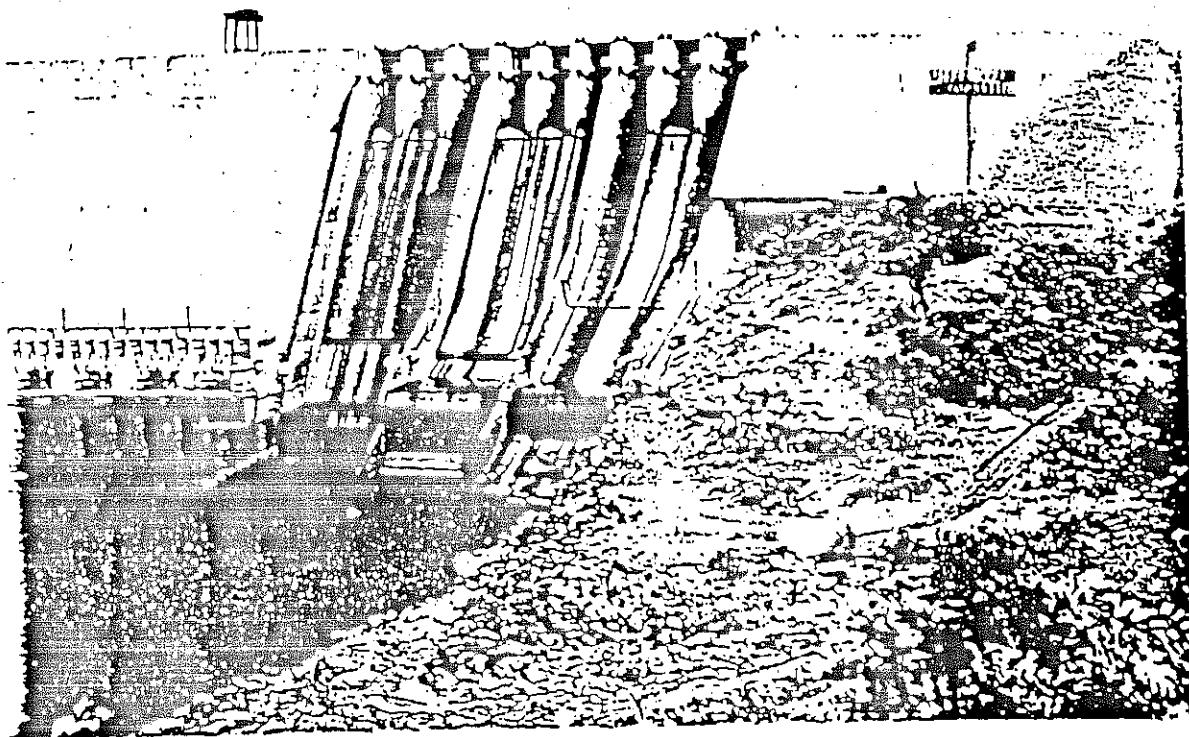


Figure 17.35 Definition sketch of a free-jet from an aeration ramp. (Wei and DeFazio, 1982)

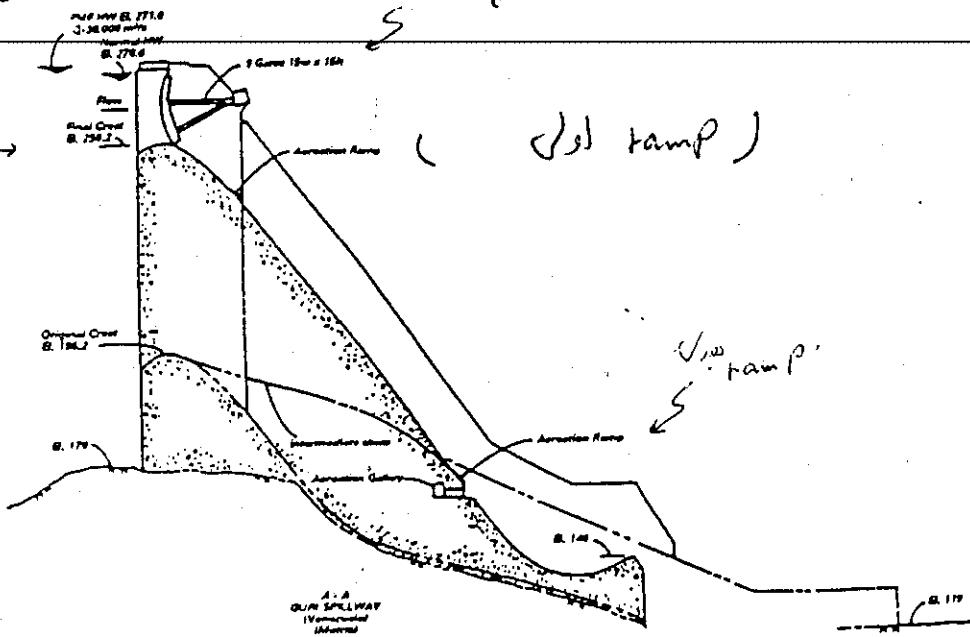


(a)

مکانیزم طالق سنگ  
در حفر شکن (دوار) -  
(عین تندیز پیز) :  
 $3 \times 15 = 45^{\circ}$

سریع دین دیگه را  
(ارس تندیز)

سریع فرمان (کارن)  
(ارس عرضی)



(b)

$C_x = C_0 e^{-Kx}$   
 where  $C_x$  = mean air concentration at distance  $X$ ,  $C_0$  = mean air concentration at beginning of aeration,  $L_x$  = slope distance downstream from aerator,  $L_i$  = slope distance downstream from aerator to beginning of aeration, and  $K = 0.017$  = dimensional constant per meter (i.e.,  $0.017 \text{ m}^{-1}$ ). On a straight section, the concentration of air decreases approximately 0.15 to 0.20% per meter (Falvey, 1990).

11. Install the ramp design from Step 7, in a physical model, if necessary. The model scale should be 1:20 or larger and should include all geometric details that could reduce the effective jet trajectory. The ramp design might need adjustment as a result of the model studies. In the model, air flow will be reduced because of scale effects. Therefore, use the ramp underpressure as input in the computer model to confirm the jet trajectory.

Note that the above procedure is a rule-of-thumb approach based on experience over the past 30 years or so. Design of ramps over this period has varied significantly within the United States and around the world. Although considerable model information is available, prototype data are limited. The most critical piece of data relates air concentration at the chute's surface to distance downstream of the ramp. This determines the required spacing of ramps.

The other important criterion is how much air should be input at each ramp. Current thinking is that the concentration of air just downstream of the ramp should not exceed approximately 50% in the bottom flow layer. The guidelines above assume that the bottom 10% of depth should be equal parts of air and water.

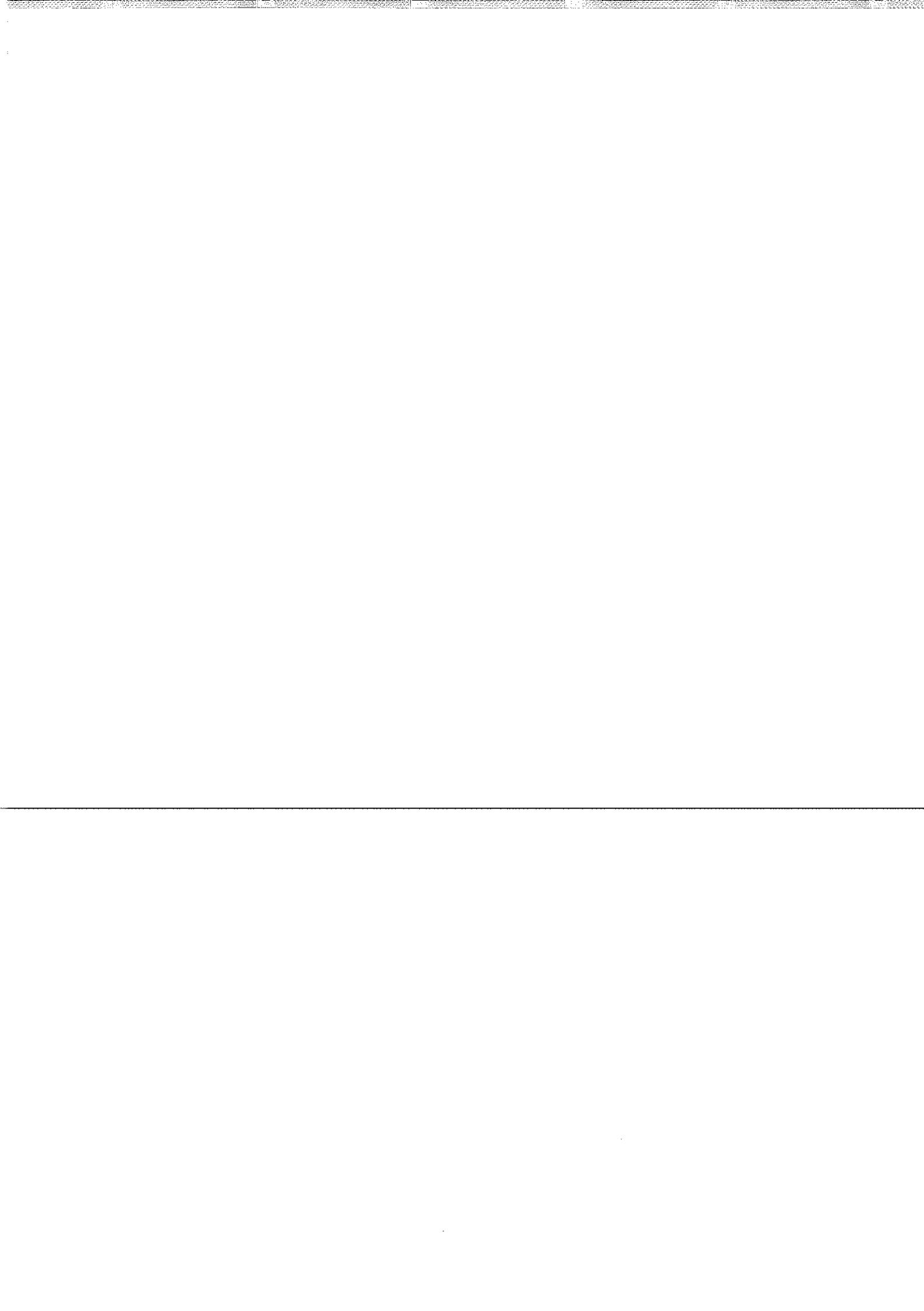
Exhibit 17.7 illustrates a spillway aeration ramp.

## 17.12 SAMPLE DESIGN

Determine the geometry of the spillway crest and the discharge rating curve for an ungated overflow spillway. A bridge over the spillway will be supported on piers 1.8 m thick, with a maximum span width of 12 m between the centerline of piers. The reservoir and flood data are as follows:

Maximum flood discharge	=	2800 $\text{m}^3/\text{sec}$
Maximum flood pool elevation	=	110 m
Maximum normal pool elevation	=	100 m
Approach channel invert elevation	=	80 m
Downstream channel elevation	=	20 m
Maximum flood tailwater elevation	=	40 m

V/V



# فصل سوم<sup>(۱)</sup>: مدل سازی سرریزها

## ۳-۱- انواع مدل های فیزیکی برای بررسی جریان بر روی سرریزها

جهت بررسی رفتار یک پدیده یا پیش بینی پدیده در نمونه اصلی سازه (Prototype) از طریق ساختن یک نمونه یا مدل (Model) با ابعاد کوچکتر یا بزرگتر، مدل فیزیکی ساخته می شود. اهداف کلی مدل سازی فیزیکی عبارتند از:

- بررسی یک پدیده خاص در مدل برای ارتقاء دانش هیدرولیکی
- طراحی سازه های هیدرولیکی مهم و بزرگ
- ارزیابی کارکرد یا تغییر و اصلاح و بازسازی طرح های موجود

برای مدل سازی فیزیکی تقسیم بندی های مختلفی وجود دارد. در یک نمونه از تقسیم بندی، مدلها به دو گروه تقسیم بندی می شوند.

الف) مدل های دستخورده (Undistorted models): مدل هایی هستند که در آنها مقیاس افقی و عمودی یکسان است.

ب) مدل های دستخورده (Distorted models): مدل هایی هستند که در آنها مقیاس افقی و عمودی یکسان نمی باشد.

بطور کلی مدل سازه هایی مانند سدها، سرریزها، و تنداها و سازه هایی از این قبیل، جزء مدل های دستخورده محسوب می شوند که در آنها تشابه کامل هندسی بین نمونه اصلی و مدل وجود دارد.

جهت برقراری تشابه کامل بین مدل و نمونه اصلی باید اصول تشابه هیدرولیکی (Hydraulic similitude) را رعایت نمود. اصول تشابه هیدرولیکی عبارتند از:

۱- تشابه هندسی (Geometric similarity): در تشابه هندسی باید نسبت اضلاع متناظر در مدل و نمونه اصلی یکسان باشد. شکل زاویه های متناظر و شعاع های انحنای متناظر باید یکسان باشند. اضلاع متناظر در مدل و نمونه اصلی باید متناسب و موازی باشند. هدف از تشابه هندسی، تشابه در مرز های جریان است. مقیاس طولی به صورت رابطه زیر ارائه می شود:

$$L_r = \frac{L_m}{L_p} = const. \quad (۷۳-۲)$$

که:  $L_r$  = مقیاس طول که مقداری ثابت؛  $L_m$  = طول در مدل؛  $L_p$  = طول در نمونه اصلی می باشد.

مقیاس پیشنهادی ASCE برای سازه های هیدرولیکی به صورت زیر ارائه شده است:

سدها، سریزها و حوضچه های آرامش:  $\frac{1}{12} - \frac{1}{70}$

کالورت و سیفون:  $\frac{1}{10} - \frac{1}{50}$

مدل باید تا حد امکان صاف ساخته شود زیرا مقیاس نمودن زیری از نظر فیزیکی قابل پیاده نمودن و اجرا نیست.

۲- تشابه کینماتیکی (Kinematic similarity): شرط وجود این تشابه این است که:

(الف) تشابه هندسی برقرار باشد و (ب) تشابه در الگوی جریان برقرار باشد، بنابراین نسبت های تشابه زمان، سرعت، و شتاب، باید ثابت باشند. روابط زیر نسبتهای فوق را نشان میدهند:

$$Tr = \frac{T_m}{T_p} = const. \quad (74-2)$$

$$V_r = \frac{V_m}{V_p} = const. \quad (75-2)$$

$$Q_r = \frac{Q_m}{Q_p} = const. \quad (76-2)$$

$$q_r = \frac{q_m}{q_p} = const. \quad (77-2)$$

که:  $T_r$  = مقیاس زمان؛  $T_m$  = زمان در مدل؛  $T_p$  = زمان در نمونه سازه اصلی؛  $V_r$  = مقیاس سرعت؛  $V_m$  = سرعت در مدل؛  $V_p$  = سرعت در نمونه سازه اصلی؛  $Q_r$  = مقیاس دبی؛  $Q_m$  = دبی در مدل؛  $Q_p$  = دبی در نمونه سازه اصلی؛  $q_r$  = مقیاس دبی در واحد عرض؛  $q_m$  = دبی در واحد عرض مدل؛  $q_p$  = دبی در واحد عرض نمونه سازه اصلی میباشند.

با استفاده از روابط  $[q] = L^{-2} T$  و  $[V] = L^{-3} T$  و  $[Q] = L^{-2} T$  و روابط فوق، روابط زیر ارائه میشوند:

$$V_r = L_r T_r^{-1} \quad (78-2)$$

$$Q_r = L_r^{-3} T_r \quad (79-2)$$

$$q_r = L_r^{-2} T_r \quad (80-2)$$

که:  $V$  = سرعت جریان؛  $Q$  = دبی جریان؛  $q$  = دبی واحد جریان؛  $L$  = مشخصه طول؛  $T$  = مشخصه زمان میباشند.

۳- تشابه دینامیکی (Dynamic similarity): شرایط این تشابه عبارتند از:

➤ نسبت همه نیروهای متناظر موثر در هر نقطه از جریان، یکسان باشد.

➤ نسبت برآیند نیروهای وارد در هر نقطه از جریان، یکسان باشد.

در مدلسازی، برقراری شرط تشابه کمی نیروها دشوار است، ولی میتوان تشابه نیروها را بوسیله تشابه نسبت نیروها یا شاخص های بدون بعد نشان داد. با استفاده از این شاخص های بدون بعد انواع مختلف مدلسازی ها معرفی میشوند.

### مدلهای فرودی

اگر نیروی غالب، نیروی ثقل( Gravity force) باشد، و اگر بجای نسبت نیروهای ثقل و نیروهای اینرسی در مدل و نمونه اصلی از نسبت عدد فرود (Froude number) در مدل و نمونه اصل استفاده شود، این مدل را بعنوان مدل فرودی (Froudian model) معرفی مینمایند. در مدل فرودی، با توجه به موارد فوق رابطه زیر وجود دارد:

$$F_R = \frac{(F_g)_m}{(F_g)_p} = \frac{(F_I)_m}{(F_I)_p} = \frac{(F_r)_m}{(F_r)_p} = 1 \quad (81-2)$$

که:  $F_g$  = نیروی ثقل؛  $F_I$  = نیروی اینرسی؛  $F_r$  = عدد فرود؛  $m$  و  $p$  اندیس نشان دهنده مدل و نمونه اصلی میباشد.

رابطه (81-2) را به صورت رابطه زیر نیز بکار میرند:

$$\lambda F_r = 1 \quad (82-2)$$

### مدلهای فرودی-رینولدزی

اگر نیروهای غالب، نیروی لزجت (Viscosity force) و نیروی ثقل (Gravity force) باشند، و اگر بجای نسبت نیروهای لزجت و نیروهای اینرسی و در مدل و نمونه اصلی، از نسبت عدد رینولدز (Reynolds number) و بجای نسبت نیروهای ثقل و نیروهای اینرسی در مدل و نمونه اصلی، از نسبت عدد فرود (Froude number) استفاده شود، این مدل را بعنوان مدل فرودی-رینولدزی (Combined models) معرفی مینمایند. با توجه به موارد فوق در مدل رینولدزی داریم :

$$F_R = \frac{(F_v)_m}{(F_v)_p} = \frac{(F_I)_m}{(F_I)_p} = \frac{(R_e)_m}{(R_e)_p} = 1 \quad (83-2)$$

که:  $F_v$  = نیروی لزجت؛  $R_e$  = عدد رینولدز میباشد.

رابطه (83-2) بصورت رابطه زیر نیز بکار میرود:

$$\lambda R_e = 1 \quad (84-2)$$

با توجه به اینکه در مدل فرودی، همچنانکه در قسمت فوق نشان داده شده است، رابطه  $\lambda Fr = 1$  برقرار است، هر دو روابط (82-2) و (83-2) باید در مدل ترکیبی برقرار باشند که این شرطی ایده ال در جریان مجازی رویا می باشد. یعنی در مدل ترکیبی داریم:

$$\lambda R_e = 1 \quad \lambda Fr = 1 \quad (85-2)$$

با توجه به شرط فوق در مدل ترکیبی داریم:

$$\frac{L_r V_r}{V_r} = \frac{V_r}{g_r L_r} = 1 \quad (86-2)$$

$$V_r = L_r^{3/2} \quad (87-2)$$

که در این روابط:  $\nu_r$  مقیاس ویسکوزیته دینامیک می باشد.

با توجه به رابطه فوق داریم:

$$\nu_r = \frac{V_m}{V_p} \quad \nu_m = \left( L_r^{3/2} \right) \nu_p \quad (88-2)$$

مشکلی که وجود دارد این است که اگر سیال در نمونه واقعی، آب باشد نمیتوان سیالی با لزجت  $L_r^{3/2}$  برای مدل تعیین نمود. بنابر این در مدل سازی سازه های آبی در مجاری رویا، از مدل فرودی کامل که در آن سیال در نمونه واقعی و مدل یکسان است استفاده میشود.

اگر بین مدل و نمونه اصلی، تشابه هندسی و دینامیکی برقرار باشد، تشابه کینماتیکی برقرار میشود. بنابراین در مدلسازی، تشابه هندسی و دینامیکی جهت پرقراری شروط تشابه کافی میباشد.

در مدلسازی، جهت شرایط معینی از جریان میتوان از بعضی از نیروها صرف نظر نمود. برای مثال در جریان آب یا سیال غیر قابل تراکم، در بسیاری از شرایط از اثر نیروی الاستیستیه (Elasticity force) صرف نظر میشود. در جریان متلاطم نیز از اثر نیروی کشش سطحی (Surface tension) صرف نظر میشود. نیروهای مؤثر را بطور معمول، نیروهای ثقل، نیروهای اینرسی و نیروهای لزجت در نظر میگیرند. عموماً از نیروهای فشاری (Pressure force) نیز صرف نظر میشود.

بطور کلی در مدلسازی سازه های آبی در مجاری رویا، باید موارد زیر را در نظر داشت:

➤ نیروی ثقل،  $F_g$  مهم است و باید شرط تشابه  $1 = \lambda F_r$  بین مدل و نمونه اصلی وجود داشته باشد.

➤ نیروی ویسکوزیته،  $F_v$  مهم است و باید شرط تشابه  $1 = \lambda R_e$  بین مدل و نمونه اصلی وجود داشته باشد.

➤ در حالتیکه سیال در مدل و نمونه اصلی یکسان باشد، بر اساس مدل فرودی، شرط تشابه  $1 = \lambda F_r$  میباشد، ولی در این حالت شرط تشابه رینولدزی  $1 = L_r^{3/2} = \lambda R_e$  میباشد، یعنی امکان پرقراری شرط تشابه رینولدزی در مدلهای فیزیکی با سیال یکسان با نمونه اصلی وجود ندارد.

➤ عموماً مدلهای هیدرولیکی بر مبنای تشابه فرودی ساخته میشوند و تشابه کامل هیدرولیکی با کاربرد تشابه فرودی حاصل میشود.

➤ زیری در مدل کمتر از نمونه اصلی است، زیرا در تشابه فرودی،  $L_r^{1/2} = V_r$  و با توجه به اینکه

$$n_r = \frac{n_m}{n_p} \quad (نسبت تشابه شب) \text{ داریم:}$$

$$V_r = \frac{1}{n_r} R_r^{2/3} S_r^{1/2} \quad (89-2)$$

$$V_r = \frac{1}{n_r} Lr^{2/3} \Rightarrow n_r = \frac{L_r^{2/3}}{L_r^{1/2}} = L_r^{1/6} \quad (90-2)$$

$$n_m = n_r L_r^{1/6} \quad (100-2)$$

➢ جریان در مجاري روباز عموماً بصورت متلاطم کامل (Fully turbulent) است، بنابراین تاثیر نیروی لزجت یا شاخص  $\lambda R_e$  کم است، و مدل فرودی را با اطمینان میتوان بکاربرد.

➢ مدل سازه های آبی در مجاري روباز مانند سرریزها بصورت مدل تغییر فرم نیافته (Undistorted model) خواهد بود.

### ۲-۳-۱- مدل های ریاضی روابط حاکم برای جریان بر روی سرریزها

بررسی شرایط جریان متلاطم در مجاري روباز، نشان میدهد هنگامیکه اثر تلاطم ناشی از تنش برشی بستر به سطح آب توسعه یابد، مؤلفه قائم سرعت، سبب پیدایش امواج و گسترش گردابهای سطحی میگردد. اگر انرژی گردابهای سطحی، بر مقاومت کشش سطحی آب غلبه نماید، آشفتگیهای سطح آب سبب ورود هوا به جریان میشود.

فرایند ورود هوا در جریانهای متلاطم و فوق بحرانی بر روی سرریزهای بلند و تندا آب ها بطور طبیعی، رخ میدهد که آنرا هوایگری خود به خودی می نامند. این فرایند سبب تغییر در خصوصیات جریان در امتداد مسیر میگردد.

برای بررسی جریان در روی سرریزها با توجه به پدیده هوایگری، جریان روی سرریز را به دو ناحیه کلی تقسیم مینمایند: ناحیه جریان هوایگری نشده و ناحیه جریان هوایگری شده. جریان در ناحیه هوایگری شده را به سه ناحیه جریان هوایگری شده جزئی (Partially aerated flow)، جریان هوایگری شده کامل (Fully aerated flow) و جریان یکنواخت (Uniform flow) تقسیم میکنند (شکل ۲۳-۲).

جریان در این نواحی، به طور گسترش ای بررسی شده است. برای مثال میتوان به Michels & Lovely, Cassidy, ;Campbell et. Al., (1965) ;Halbronn, (1954) ;Bauer, (1954) ;(1953) Wood et. Al. ;Keller & Rastogi, (1975,77); Rao & Kobus, (1973) ; (1966) (1983) اشاره نمود. نکته مشترک در همه این بررسی ها، در نظر گرفتن فاصله ای از نقطه شروع توسعه لایه مرزی از زوی تاج سرریز، تا جایی که لایه مرزی توسعه یافته به سطح آزاد آب میرسد، میباشد. آستانه ورود هوا یا نقطه بحرانی در جریان بر روی سرریزهای بلند از دیدگاه تئوری، مکانی در پایین دست تاج سرریز می باشد که در آن لایه مرزی متلاطم تا سطح آزاد آب گسترش می یابد.

ویژگی های گوناگون جریان روی شبکه های تندا، سبب شده است که روش های متدال محسوبه جریان غیر یکنواخت برای آن نامناسب باشد (Keller & Rastogi, 1975), زیرا:

➢ توسعه لایه مرزی و تغییر شبکه بطور همزمان در طولی از سرریز روی میدهدند;

➢ جریان در سازه های بزرگ مانند سرریز سدها در مدل های هیدرولیکی بطور کامل قابل شبیه نسازی نیست و عمدتاً اثرات مقاومت جریان وزیری بستر بدرستی مدل نمی شود؛

▶ پدیده هواگیری طبیعی همراه آشفتگی شدید در سطح آزاد آب بصورت موجی و افزایش حجم جریان وقوع میابد؛

برای بررسی هواگیری طبیعی و ارائه روش‌های دقیق‌تری جهت محاسبه نقطه آغاز ورود هوا، مدل توسعه جریان روی تندآب سرریزی با مشخصات هندسی دلخواه، براساس روش حل معادلات دو بعدی متوسط زمانی ناویر- استوکس (Time-averaged, 2D Navier-Stokes equations) که توانایی پیش‌بینی توزیعهای سرعت متوسط، توسعه لایه مرزی و پروفیلهای سطحی آب را داراست استفاده می‌شود. ابتدا به ویژگیهای مدل تلاطمی پرداخته شده و سپس مدل‌های موجود جهت بررسی این پدیده (هواگیری) معرفی می‌شوند.

## -۱ ویژگی‌های مدل تلاطمی و مدل‌های تلاطمی دو بعدی

همه مدل‌های تلاطمی باید بتوانند آثار تلاطم را در ابعاد گوناگونی مانند سرعت، توزیع حرارت، وجود مواد نامحلول در جریان مانند اکسیژن، انتقال توده‌های رسوبی و ابعادی دیگر نشان دهند. با توجه به مباحث ارائه شده توسط Bradshaw, (1971), (1976) و Lumely, Tennekes & (1972)، (1975)، Hinze، و (1975) تلاطم عبارتست از حرکت گردابه‌ای، بسیار تصادفی، ناپایدار، و اغلب سه بعدی که دامنه ابعاد و نوسانات گردابه‌ای زیادی دارد. با وجود همه پیشرفت‌هایی که در زمینه روش‌های حل ریاضی و فنون کامپیوتری رخ داده است، هنوز هم مدل‌های تلاطمی با روابط و معادلات متوسط و مناسبی از پارامترها جایگزین می‌شوند و مدل تلاطمی بایستی اثر کلی تلاطم را در این روابط به صورت متوسط برآورد نماید. مسائلی که در مدل‌های تلاطمی قابل بحث اند دو دسته اند، دسته نخست، مسائل عمومی هیدرولیک می‌باشند، مسائلی مانند: جریان در مجاری رویاز، جریان در نزدیکی و کناره‌های سازه‌های هیدرولیکی، جریان در انحراف‌دهنده‌ها، جریان در زیر دریچه‌های کشویی، جریان در زوی سرریزها و تندآب‌ها.

جریان در جت‌ها و غیره، دسته دوم، مسائل هیدرولیک محیطی می‌باشند، مسائلی مانند: انتقال رسوب در رودخانه‌ها و مصب‌ها، مسائل مربوط به مخازن سدها و دریاچه‌ها و فاضلاب‌ها و ...

مدل‌های اولیه که توسط Chow یا Al. Fitscher et. توسط ارائه شده مدل‌های ساده‌ای برای نشان دادن آثار تلاطم و پارامتری نمودن این آثار بوده است که این مدل‌ها برای شرایط یک بعدی تلاطم مناسب‌اند. امروزه به مدل‌هایی نیاز است که بتوانند پیچیدگی‌های جریان را در شرایطی بیش از یک بعد نشان دهند تا بتوان شناخت بهتری از آثار تلاطم درباره موضوع مورد نظر مانند رفتار جریان روی سازه هیدرولیکی پیدا نمود و برای غلبه بر آثار زیانبار تلاطم، راهکار مناسبتری را برگزید.

از مناسبترین معادلات حاکم در زمینه تلاطم می‌توان به معادلات ناویر استوکس اشاره نمود که توانایی توصیف جزئیات حرکت و نوسانات تلاطمی را داراست. نکته مهم در این باره، توانایی برآورد مقادیر متوسط، توسط این معادلات است. از انواع دو بعدی معادلات ناویر استوکس می‌توان مدل‌های دو بعدی سطح افقی متوسط عمقی (2D depth-averaged models)، مدل‌های دو بعدی متوسط عرضی و

سطح قائم (2D vertical plane width -averaged models) و مدل‌های دو بعدی متوسط زمانی (2D time-averaged models) را نام برد. مدل‌های دو بعدی متوسط عمقی در شرایطی که تغییرات عمقی سرعت کم بوده و یا از اهمیت قابل توجهی هم برخوردار نیست، مانند مسائل آب کم عمق (Shallow water) کارایی دارد. مدل‌های دو بعدی متوسط عرضی سطح تراز قائم در مسائلی که با اختلاط حجم زیادی از جریان و چگالی‌های مختلف جریان همراه است مانند مسائل سواحل و مصبهای کاربرد دارد. مدل‌های دو بعدی متوسط زمانی، در مورد جریان‌هایی که باید پروفیلهای سطحی، توسعه لایه مرزی یا توزیع‌های متوسط سرعت را بررسی کنند بکار می‌روند. به نظر می‌رسد که مدل اخیر در مورد بیان رفتار جریان بر روی سرریز، رشد لایه مرزی، آستانه ورود هوا و مسائل مربوط به هوایگری از دو مدل دیگر کارایی بیشتری داشته باشد. برای کسب اطلاعات بیشتر در این زمینه می‌توان به منبع ASCE Task Committee (1988) ((I)-(V)) مراجعه نمود.

## ۷-۲ مدل یک رابطه ای K

از انواع مدل‌های تلاطمی می‌توان مدل یک معادله ای (K-one equation) را نام برد. k انرژی جنبشی جریان در واحد جرم است و از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$k = \frac{1}{2}(\bar{u}^2 + \bar{v}^2 + \bar{w}^2) \quad (101-2)$$

که،  $\bar{u}, \bar{v}, \bar{w}$ : نوسانات سرعت در جهات  $x, y, z$  می‌باشند.

شکل کلی این مدل به صورت رابطه زیر است:

تلفات  $-E$  - کشش سطحی تولید شده  $G$  + تنش تولید شده  $P$  + انتشار = انتقال افقی حرارت + شدت

تغییرات

$$\frac{\partial k}{\partial t} + U_i \frac{\partial k}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \frac{v_t \frac{\partial k}{\partial x_i}}{\sigma_k} \right) + v_t \left( \frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \beta g_i \frac{v_t}{\sigma_t} \frac{\partial \phi}{\partial x_i} - c_D \frac{k^{3/2}}{L} \quad (102-2)$$

که،  $k$  = انرژی سیستیک جریان؛  $U_i$  = مؤلفه‌های سرعت در جهت  $x_i$ ؛  $v_t$  = ویسکوزیته گردابی؛  $L$  = مقیاس طول تلاطم؛  $g_i$  = شتاب ثقلی در جهت  $x_i$ ؛ و  $c_D, \beta, \sigma_k$  = ضرایب ثابت می‌باشند.

لرجت گردابی از رابطه کلی:  $v_t = c_\mu \sqrt{k} L$  بدست می‌آید که در آن  $c_\mu$  ضریب ثابت تجربی است.

در عبارات تنش و کشش سطحی تولید شده  $G, P$ ، تنشهای رینولدزی ( $u_i u_j$ ) و نوسانات حرارت و جرم ( $u_i \Phi$ ) به صورت روابط زیر تعریف می‌شوند:

$$-u_i u_j = v_t \left( \frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad (103-2)$$

اگر  $j = i$  آنگاه  $\delta_{ij} = 1$  و اگر  $i \neq j$  آنگاه  $\delta_{ij} = 0$

$$-u_i \phi = \Gamma_t \frac{\partial \phi}{\partial x_i} \quad (104-2)$$

(Prandtl / Schmidte که،  $\Gamma_t$ : عامل انتشار حرارت یا جرم برابر  $\frac{V_t}{\sigma_t}$ ;  $\sigma_t$ : عدد پراندل - اشمتیت number) میباشد.

مدل  $k$  بدلیل وارد نمودن پارامتر کشش سطحی تولید شده، رابطه سودمندی محاسبه میشود اما بدلیل اینکه اثر مقیاس طولی در بسیاری از روشها بصورت تجربی بیان شده و برآورد دقیق آن مشکل است، این مدل در جریانهای پیچیده قابل استفاده نیست.

### ۳-۷-۲ مدل دو رابطه ای $\kappa - \varepsilon$

در این مدلها پارامتر تلفات  $\varepsilon$  که تابع  $\frac{k^{3/2}}{L}$  میباشد به رابطه مدل ( $k$  - one equation) افزوده میشود.

این نوع مدل تلاطمی به مدل  $k - \varepsilon$  معروف است، در این مدل اصل لزجت گردابی حاکم است که از رابطه  $V_t = c_\mu \sqrt{k} L$  بدست می آید. روابط بین  $\Gamma_t$  و  $V_t$  با  $\kappa$  و  $\varepsilon$  به صورت زیر است:

$$\Gamma_t = c_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (105-2)$$

$$\Gamma_t = \frac{V_t}{\sigma_t} \quad (105-2)$$

که:  $c_\mu$  ضریبی تجربی است و مقدار آن  $0.09$  میباشد و  $\sigma_t$  عدد ثابت پراندل - اشمتیت میباشد.

شكل عمومی این معادله که در آن پارامتر تلفات  $\varepsilon$  وارد شده، به صورت رابطه زیر است:

تلفات - تنش و کشش سطحی تولید شده + انتشار = انتقال افقی حرارت + شدت تغییرات

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + U_i \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \frac{V_t \partial \varepsilon}{\sigma \varepsilon \partial x_i} \right) + c_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} (P + c_{3\varepsilon} G) - c_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (106-2)$$

مقادیر ضرایب ثابت به صورت زیر ارائه میشوند:  
 $(c_{1\varepsilon} = 1/44)$ ,  $(c_{2\varepsilon} = (2-1/\lambda))$ ,  $(c_{3\varepsilon} = (G>0)=1, (G<0)=0.2-0.0)$ ,  $(\sigma_t = 1/0)$ ,  
 $(\sigma_\varepsilon = 1/3)$

Keller & Rastogi, (1975) مدل دو بعدی متوسط زمانی ناویر استوکس را برای بررسی جریان روی سرریزها بکار برداشتند (شکل ۲۵-۲). آنها برای معادلات مومتم و پیوستگی روابط زیر را معرفی نموده اند:

$$U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} \left( -\bar{u}' \bar{v}' \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( V, \frac{\partial U}{\partial y} \right) - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} + g \sin \alpha \quad (107-2)$$

$$\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} = 0 \quad (108-2)$$

که  $U, V$  = مؤلفه های سرعت متوسط در جهات  $x, y$ ;  $u', v'$ : نوسانات سرعت؛  $\rho$  و  $\alpha$ : مولفه های سرعت متوسط در جهات  $x, y$ ;  $P$  = فشار؛  $g \sin \alpha$  = شتاب ثقل روی سطح سرریز میباشد.

برای پارامترهای  $k$ ،  $\varepsilon$  روابط زیر معرفی شده‌اند:

$$U \frac{\partial k}{\partial x} + V \frac{\partial k}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( v \frac{\partial k}{\partial y} \right) + \left( -\bar{u}'\bar{v}' \right) \frac{\partial U}{\partial y} - \varepsilon \quad (109-2)$$

$$U \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} + V \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( v \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} \right) + \left( -\bar{u}'\bar{v}' \right) c_1 \frac{\varepsilon}{k} \frac{\partial U}{\partial y} - c_2 \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (110-2)$$

که:  $\sigma_k, \sigma_\varepsilon$  = اعداد ثابت پراندل و به ترتیب برابر  $1/3$  و  $1$ ؛  $c_1, c_2$  = ضرایب ثابت؛  $v$  = لزجت جنبشی خطی میباشد.

برای سادگی، رابطه عمومی زیر را پیشنهاد میکنند:

$$U \frac{\partial \phi}{\partial x} + V \frac{\partial \phi}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{v_t}{\sigma_\phi} \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( v \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( v \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) + S_\phi \quad (111-2)$$

که مقادیر  $\phi$ ،  $\sigma_\phi$ ،  $S_\phi$  در صورت جدول (۳-۲) ارائه میشوند:

جدول (۳-۲): مقادیر  $\phi$ ،  $\sigma_\phi$ ،  $S_\phi$

$\phi$	$\sigma_\phi$	$S_\phi$
$U$	1	$S_u = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} + g \sin \alpha$
$k$	1.0	$S_k = c_D \frac{k^2}{\varepsilon} \left( \frac{\partial U}{\partial y} \right)^2 - \varepsilon$ $c_D = 0.09$
$\varepsilon$	1.3	$S_\varepsilon = \left[ c_1 c_D \frac{k^2}{\varepsilon} \left( \frac{\partial U}{\partial y} \right)^2 - c_{2\varepsilon} \right] \frac{\varepsilon}{k}$ $c_1 = 1.43, c_2 = 1.92$

Rastogi & Rodi, (1978) برای محاسبات مدل متوسط عمقی را به شکلی که تنشهای تلاطمی متوسط تنشهای عمقی  $\tau_{yy}$   $\tau_{xx}$  در معادلات موتمم و نوسانات تلاطمی  $J_x$ ،  $J_y$  قابل محاسبه باشند، سازگار نموده اند. تنشهای متوسط عمقی تلاطمی و نوسانات تلاطمی متناظر با انحراف جنبشی متوسط عمقی  $k$  و تلفات  $\varepsilon$  به صورت روابط زیر ارائه میشوند:

$$\frac{\bar{\tau}_{ij}}{\rho} = \bar{v}_t \left( \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{U}_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} \bar{k} \delta_{ij} \quad (112-3)$$

$$\frac{\bar{J}_i}{\rho} = \bar{\Gamma}_t \frac{\partial \bar{\phi}}{\partial x_i} \quad (112-2)$$

$$\bar{v}_t = c_\mu \frac{\bar{k}^2}{\varepsilon} \quad (113-2)$$

$$\Gamma_t = \frac{\bar{v}_t}{\sigma_t} \quad (113-2)$$

تغییر افقی پارامترهای  $k$  و  $\varepsilon$  به صورت روابط زیر ارائه میشوند:

$$\bar{U} \frac{\partial \bar{k}}{\partial x} + \bar{V} \frac{\partial \bar{k}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\bar{v}_t}{\sigma_k} \frac{\partial \bar{k}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\bar{v}_t}{\sigma_k} \frac{\partial \bar{k}}{\partial y} \right) + P_h + P_{kv} - \bar{\varepsilon} \quad (114-2)$$

$$\bar{U} \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial x} + \bar{V} \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\bar{v}_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\bar{v}_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial y} \right) + c_1 \varepsilon \frac{\bar{\varepsilon}}{k} P_h + P_{sv} - c_2 \varepsilon \frac{\bar{\varepsilon}^2}{k} \quad (115-2)$$

که در این روابط:

$$P_h = \bar{v}_t \left[ 2 \left( \frac{\partial \bar{U}}{\partial x} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} \right)^2 + \left( \frac{\partial \bar{U}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{V}}{\partial x} \right)^2 \right] \quad (116-2)$$

$P_h$  حاصل تداخل تنشهای تلاطمی با گرادیانهای متوسط سرعت است. پارامترهای  $P_{kv}$ ,  $P_{sv}$  تنشهای تولیدی تلاطمی حاصل از گرادیانهای قائم سرعت در بستر میباشند و به همراه  $P_h$  به زیری کف بسیار حساس اند و از روابط زیر بدست می آیند:

$$P_{kv} = c_k \frac{U_*^3}{h} \quad (117-2)$$

$$P_{sv} = c_\varepsilon \frac{U_*^4}{h^2} \quad (118-2)$$

: سرعت برشی که از روابط زیر بدست می آید:

$$U_* = (c_f (\bar{U}^2 + \bar{V}^2))^{\frac{1}{2}} \quad (119-2)$$

$$U_* = \sqrt{sgh} \quad (120-2)$$

که:  $c_f$  = ضریب اصطکاک که بستگی به زیری بستر دارد;  $U$ ,  $V$  = مؤلفه های سرعت متوسط در جهات

$S$ ;  $x, y$  = شیب انحرافی;  $h$  = عمق از کف بستر تا سطح آب میباشد.

ضریب  $c_k$ ,  $c_\varepsilon$  از روابط زیر بدست می آیند:

$$c_k = \frac{1}{\sqrt{c_f}} \quad (121-2)$$

$$c_\varepsilon = \frac{c_{2\varepsilon} c_\mu^2}{(e^* \sigma_t)^{\frac{1}{2}} c_f^{\frac{3}{4}}} \quad (122-2)$$

که:  $e^*$  = پارامتری بدون بعد است و حاصل نسبت  $\frac{\bar{\Gamma}_t}{U_* h}$  بوده و مقدار آن به طور تجربی برابر ۰/۶ در نظر

گرفته میشود. (Rastogi & Rodi, 1978)

## ۴-۲ مدل های موجود شبیه سازی جریان

در بین نرم افزارهایی که قابلیت شبیه سازی جریان در مجاری روباز را دارند، تنها نرم افزاری که میتواند جریان دو فازی را شبیه سازی نماید، نرم افزار Flow3D مبادله که جریان را بر مبنای حل معادلات متوسط ناوير- استوکس (RANS) مدل مینماید. این نرم افزار با استفاده از زبان برنامه نویسی FORTRAN 90 نوشته شده و قابلیت مدل نمودن جریان های یک بعدی، دو بعدی و سه بعدی با در نظر گرفتن جریان دائمی در دستگاه مختصات دکارتی یا استوانه ای را دارد. این نرم افزار را میتوان برای مدل نمودن آبشنستگی و فرسایش، خلاء زایی، زیری و چسبندگی دیواره مجراء، تغییر فاز یا حالت سیال (مایع به جامد یا مایع به گاز)، کشش سطحی و موارد دیگر بکار برد. متأسفانه این نرم افزار بسیار گران است (حدود ۱۹۰۰۰ دلار آمریکا) و در بازار ایران نیز موجود نیست. با تماسی که با شرکت سازنده آن گرفته شد، درخواست شد که در صورت موجود بودن، نسخه آموزشی این نرم افزار ارسال شود. در جوابیه شرکت سازنده عنوان شد که بدليل محاصره اقتصادی ایران امکان ارسال این نرم افزار وجود ندارد.

برای مدل نمودن جریان تک فاز، تلاش های زیادی صورت گرفته است. Lawrence et. Al., (1981)، جریان دو بعدی سیال عبوری از روی یک مانع نیم دایره ای شکل را در کف کانال مورد بررسی قرار دادند. Forbes, (1987) روشهای عددی برای مسایل دو بعدی جریان های عبوری از روی مانع نیم دایره ای در کف کانال ارائه داده است. زراتی (۱۹۹۴) مدل عددی برای پیش بینی پروفیل های غلظت هوا در ناحیه فراز هوا درپایین دست هواده سرریز بدست آورد. Molls et. Al., (1995) معادلات آب کم عمق را برای مدل نمودن جریان در شرایط مختلفی مانند کانل با خم نیم دایره ای بکار بردند.

Yoneyama, (1996) برنامه کامپیوتری برای جریان های سه بعدی ارائه نموده است. مبنای این برنامه حل معادلات ناوير- استوکس میباشد و برای پیشینی رفتار جریان با تغییر شکل سطحی زیاد نتیجه خوبی داشته است. Savage et. Al., (2001) به منظور مقایسه پارامترهای جریان بر روی سرریز Ogee استاندارد، با استفاده از نرم افزار Flow3D و شکل های طراحی گروه مهندسی ارتش آمریکا (USACE) و اداره اصلاحات اراضی آمریکا (USBR)، تحقیق ارزشمندی را ارائه داده اند.

محمدزاده قمی، (۱۳۸۲) مدل عددی برای شبیه سازی عددی جریان بر روی سرریزها، ارائه نموده است. همچنین موگویی، (۱۳۸۲) با حل عددی جریان سطح آزاد به روش حجم سیال با استفاده از نرم افزار تحلیل گر اجزاء محدود (ANSYS)، مدلی ارائه داده است. دو مدل اخیر بر روی سرریزهای با شبیب کم مورد آزمون قرار گرفته اند.



When investigating patterns and distributions of free-surface, single-phase flow, it is necessary to consider similitude of forces attributable to inertia, of gravity (which drives the flow), and of the viscous and surface-tension properties of the fluid. Useful nondimensional parameters expressing the influences of these forces and fluid properties are derived from dimensional analysis in Section 2.7. Eq. (2-64) is a functional relationship of the pertinent nondimensional parameters. The following subsections further discuss the importance of gravity, fluid properties, and boundary resistance in the context of modeling.

### 3.3.1. Gravity

For flows driven by gravity, notably flows with a free surface, the principal dynamic similarity criterion to be satisfied usually is constancy of Froude number,  $F_r$ , between model and prototype at geometrically similar locations:

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{gY}} \quad (3-1)$$

where

$U$  = water velocity

$g$  = gravity acceleration, and

$Y$  = channel depth.

This essentially requires that the ratio of inertia to gravity forces be the same in model and prototype. It also may be viewed as a ratio of water velocity,  $U$ , to shallow-water wave velocity,  $\sqrt{gY}$ , in a channel of depth  $Y$ . The Froude-number similarity criterion prescribes

$$F_r = \frac{F_{r_p}}{F_{r_m}} = \frac{U_r}{\sqrt{Y_r}} = 1 \quad (3-2)$$

( $\rho_r = 1$ ) *Scale does not matter*

TABLE 3-1 Scale Relationships Based on Froude-Number Similitude, with  $\rho_r = 1$ .

Variable	Relationship	Scale	Scale for Vertically Distorted Model, $G = X_r / Y_r$
length	$L = \text{length}$	$L_r = X_r = Y_r$	horizontal length: $L_x = X_r$ vertical length: $L_y = Y_r$
slope	$S = \frac{\text{horizontal length}}{\text{vertical length}}$	$S_r = \frac{L_r}{Y_r} = 1$	$S_r = \frac{Y_r}{X_r} = \frac{1}{G}$
velocity	$U = \frac{\text{length}}{\text{time}}$	$U_r = L_r^{1/2}$	$U_r = Y_r^{1/2} = \left(\frac{X_r}{G}\right)^{1/2}$
time	$t = \frac{\text{length}}{\text{velocity}}$	$t_r = \frac{L_r}{U_r} = L_r^{1/2}$	horizontal motion: $t_{x_r} = \frac{X_r}{Y_r^{1/2}} = (GX_r)^{1/2}$ vertical motion: $t_{y_r} = \frac{Y_r}{Y_r^{1/2}} = Y_r^{1/2}$
acceleration	$a = \frac{\text{velocity}}{\text{time}}$	$a_r = \frac{U_r}{t_r} = \frac{L_r^{1/2}}{L_r^{1/2}} = 1$	horizontal motion: $a_{x_r} = \frac{U_r}{t_{x_r}} = \frac{1}{G}$ vertical motion: $a_{y_r} = \frac{U_r}{t_{y_r}} = 1$
discharge	$Q = \text{velocity} \times \text{area}$	$Q_r = U_r A_r = L_r^{5/2}$	horizontal component: $Q_{H_r} = U_r Y_r X_r = GY_r^{5/2}$ vertical component: $Q_{V_r} = U_r X_r Y_r = G^2 Y_r^{5/2}$
Force	$F = \text{mass} \times \text{acceleration}$	$F_r = \rho_r L_r^2 L_r = L_r^3$	horizontal component: $F_{H_r} = a_{H_r} Y_r X_r^2 = Y_r^2 X_r$ vertical component: $F_{V_r} = a_{V_r} Y_r X_r^2 = Y_r^2 X_r$
Pressure and Stress	$p = \sigma = \frac{\text{force}}{\text{area}}$	$p_r = \sigma_r = \frac{\rho_r L_r^2 L_r}{L_r L_r} = L_r$	horizontal component: $p_{H_r} = \sigma_{H_r} = \frac{Y_r^2 X_r}{Y_r X_r} = Y_r$ vertical component: $p_{V_r} = \sigma_{V_r} = \frac{Y_r X_r^2}{X_r^2} = Y_r$
Reynolds number	$Re = \frac{UL}{v}$	$(Re)_r = L_r^{1/2} L_r = L_r^{3/2}$	$(Re)_{y_r} = Y_r^{1/2} Y_r = Y_r^{3/2} = \frac{X_r^{3/2}}{G}$

Note that, as most models are subject to the same gravitational field that prevails at full scale,  $g_r = 1$ . The resultant scales consequent to Froude-number criterion (Eq. 3-2) are summarized in Table 3-1. The Froude-number criterion sets the scale ratios, other than geometric scale. Acceptable limits to the geometric scale of models are set in accordance with the physical properties of water, model constructability, and cost, and with available laboratory equipment, such as pumps. Typical ranges of geometric scale for hydraulic models are indicated later in Section 12.5, which discusses selection of model size.

**TABLE 3-2** Scale relationships based on Reynolds number similitude.

Variable	Relationship	Scale
length	$L = \text{length}$	$L_r = X_r = Y_r$
slope	$S = \frac{\text{horizontal length}}{\text{vertical length}}$	$S_r = \frac{L_r}{L} = 1$
velocity	$U = \frac{\text{length}}{\text{time}}$	$U_r = L_r^{-1} V_r$
time	$t = \frac{\text{length}}{\text{velocity}}$	$t_r = \frac{L_r}{U_r} = L_r^2 V_r$
acceleration	$a = \frac{\text{velocity}}{\text{time}}$	$a_r = \frac{U_r}{t_r} = \frac{L_r^{-1} V_r}{L_r^2} = L_r^{-3} V_r$
discharge	$Q = \text{velocity} \times \text{area}$	$Q_r = U_r A_r = L_r V_r$
Force	$F = \text{mass} \times \text{acceleration}$	$F_r = (\rho_r L_r^3) L_r^{-3} V_r = \rho_r V_r$
Pressure and Stress	$\rho = \sigma = \frac{\text{force}}{\text{area}}$	$\rho_r = \sigma_r = \frac{\rho_r V_r}{L_r^2} = \rho_r L_r^{-2} V_r$
		if $\rho_r = 1$

the prototype. The conflict also is evident from a comparison of Tables 3-1 and 3-2. From Eq. (3-2), for example, it follows that  $U_r = \sqrt{Y_r}$ , whereas from Eq. (3-7),  $U_r = 1/(R_h)$ . As  $Y_r = (R_h)^2$ , viscous (drag) forces are relatively greater compared to form-drag forces at model scale than in the prototype, and model-scale values of  $Re$  are smaller than full-scale values.

However, the relationship between resistance coefficient,  $f_r$ , and  $Re$ , as illustrated in the Moody diagram, Figure 3-2, indicates that a change in  $Re$  does not alter boundary resistance provided that flow in the model is fully rough, as at full scale. Similarly, as indicated in Figure 3-3, a change in  $Re$  may not alter the pattern of flow near the structure or alter drag coefficient,  $C_D$ , if the flow in the model is fully turbulent, as at full scale. Therefore, if fully rough flow exists at full scale and model scale, exact satisfaction of the Reynolds-number criterion is not needed. It is sufficient that values of  $Re$  at full scale and model scale place the flows in the same flow regime, for example, fully rough. Practical considerations (notably, the use of water to model water and the dependency of flow velocity on flow depth) in modeling flow over spillway crests, under sluice gates, or through diverses other open-channel situations translate the requirement of Reynolds-

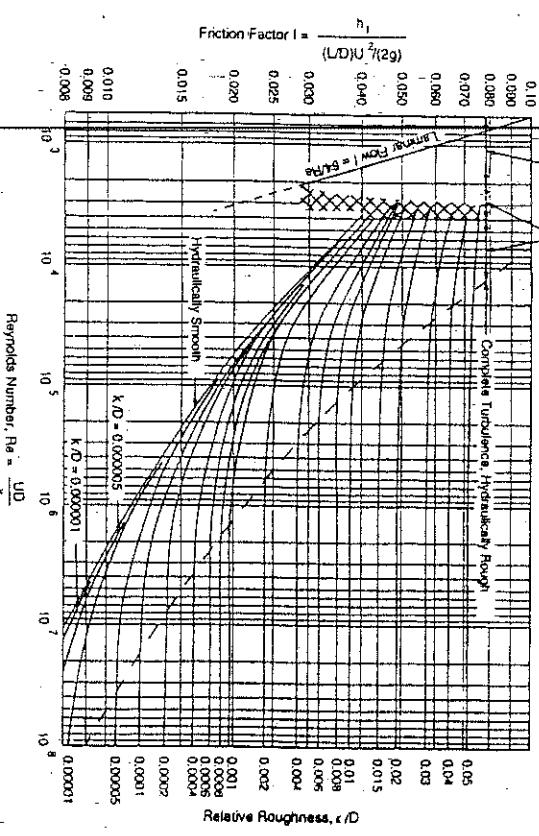


FIGURE 3-2. Friction factors for pipe flow shown in a Moody diagram.

number similitude into a requirement to attain a minimum  $Re$  or  $Re_r$  in the model. That requirement, in turn, usually stipulates that model flows exceed a minimum depth. Section 3.4 discusses the requirement for minimum  $Re$  in the context of flow resistance.

Flows in rivers, canals, and most open channels of civil engineering significance typically are fully rough flows with  $Re$  and  $Re_r$  in excess of  $10^4$  and  $10^2$ , respectively.

Modeling difficulties may arise for models of gravity-driven flows, designed primarily on the basis of Froude-number similitude, when the reduced value of the Reynolds number at model scale shifts the flow from the fully rough zone, which prevails at full scale, into a transition-flow (or possibly even a laminar-flow) zone, as mapped out in the Moody diagram for pipes. The shift in flow region signifies a change in local flow pattern near boundaries, exaggerated emphasis in the model of viscous resistance relative to form resistance, and an overall increase in resistance coefficient. If it is not possible to select a smaller scale reduction for the model (for example, 20:1 instead of 100:1), an alternate means to remain in the same flow region is to distort flow depths. Vertical distortion, use of a smaller vertical length scale (for instance, 20:1) than a horizontal length scale (for instance, 60:1), is discussed in Section 3.5.

نماشی سرمهی راه را با خود میگردید

۱) سازه‌ای همیشه در راه را تغییر فرم نمایند

P.309: ASCE (2000) : USBR (1980) : سطح آب  
 $L_r = 30-100$  : سرمهی راه را در طول  
 $h \geq 75 \text{ mm}$  spillways

$L_r = 12-70$  : سرمهی راه را در طول

$L_r = 10-50$  : سرمهی راه را در طول

$L_r = 15-60$  : سرمهی راه را در طول

$L_r = 3-20$  : (-Drop -Chute) سرمهی راه را در طول

$L_r = 5-30$  : (...، valves و gate برای outlet works) سرمهی راه را در طول

100 mm بین ...، valve و ...، gate : سرمهی راه را در طول

(Distorted Models) River Models 31-60-31

$(L_H)_r = 1/100 - 1/1000$  } River Models (ASCE)

$(L_V)_r = 1/20 - 1/100$

$\left\{ \begin{array}{l} (L_H)_r = \frac{1}{200} - \frac{1}{500} \\ (L_V)_r \geq \frac{1}{100} ? \end{array} \right\}$  (Non-Tidal) River -  
Bob

$(L_H)_r = 1/500 - 1/1000$  } (Estuarine- Models) River and Stream -

$e = \frac{(L_V)_r}{(L_H)_r} = 5-10$

بطوری در عرض

ASCE(2000), P.68, 309

## Tidal rivers and Estuaries and Harbours

$$\begin{aligned} \text{For } & \left\{ \begin{aligned} (\bar{C}_H)_r &= \frac{1}{300} - \frac{1}{2500} \\ (\bar{C}_V)_r &= \frac{1}{50} - \frac{1}{150} \end{aligned} \right. & e = 6-10 \end{aligned}$$

$$\rho = 6 - 10$$

$$\begin{cases} (L_H)_r = \frac{1}{16} \\ (L_V)_r = \frac{1}{15} \end{cases} \quad e = 7.7$$

$$\ell = 7.7$$

Fixed-Bed River Model  $\downarrow$  J<sub>ss</sub>

$\ell = 5 \leftarrow p. 261$  عنوان جذب -

۱۰- استریوگرافی (دستگاه ریکان بازرسی) : Fixed Bed Sy-

نیز  $\Delta F = 1$  نویسید.

$\therefore$  (Mobile - Bed-Models)  $\Rightarrow$   $S_{V_0}$   $\square$

نهریں نہیں ( Non tidal - rivers ) جو سیلابیں نہیں

$$e = \frac{(L_U)_T}{(L_H)} = (2.5 - 7)$$

6 < e < 10

ASCE : 5 < e < 10

- سریع و مهندسی و مهندسی مکانیکی

$$(e = 2.83 - 3 - 4 - 4.6 - 5) : \text{پاس پیشگیری میکنند} \rightarrow \text{میکنند}$$

255 : ~~Joséphine~~

$$e=4$$

$$\frac{1}{120} \quad \text{أقصى}$$

Bob John (See -

$$(4) = \frac{1}{400}$$

$$(4) = \frac{1}{80}$$

Mobile - led  
model

دستگاه رورخانه ای سان مدل کد غیربر د و خودرو سیم نام دارد

$e=5$

24

- صلطان احمد بن تایس علی :

(۱) محتیں افسوس برداشت بزرگترین محتیں ملن انتظارِ امانت، محرومیت و اسقاط بورن  
لحسن م سور.

(۲) محتایں تاکمپریس: ۱- ملک سردن زیری درصلعه  
۲- حیان تندھضور علی

٤ - معلمات توصيفية لـ نسخة بغير زر (C)  $\rightarrow$  Prototype  
٣ - رقت (نماذج سير) عقد وشك (خطاب) مجاز برادر خصوصي (جي)

۱- مقياس افقی براس امکانات و فضای پیاوود ... تحسین میگردد.

۲- مختال قائم برای اس دقت مرند نظر در دل (انزهه بیک عین و ...) تَعْنِیتِ مُسْوَر

شل: اُریقت از زایس سعی  $100 \text{ mm}$  ( prototype )  $100 \pm 6 \text{ mm}$

$\frac{2}{100} = \frac{1}{50}$  میں صاف ترین اسیں خاہیوں

$\left(\frac{1}{20}\right)$  Mobile - bed model Sy - 4

e(3) (Shen 1980) P. 186 - Prezodowski, et al. (1995)

برای مطابع حیان باعیندگان زیارت در مقاطعه عجمون کوچک حیان در انعامات، توزیع سهند و

(River model p.106)  $e \leq 6$   $\leftarrow$   $\frac{e^{\frac{1}{2}}}{0.2}$

وَيَقِنَّ بِهَا تَوْكِيداً (تَعْلِمُ وَتَعْرِفُ) وَيَقْنَعُ بِهَا تَوْكِيداً (تَعْلِمُ وَتَعْرِفُ)

River - Model P. 106 →

esg20

(ض)  $e > 10$  ، مراصد کابل توجه نیم شود .  
 - اگر برای توزیع سمت و جنوب غیره در سنجها ، جیاچه با سرت (زیار ، محمدواره ) بسیار آشیانه و  
 بجهات شمال درست اینکه جیان از تصریحات ملا سعدی اینست (سرمهنه تمام سمت نقش اصلی زار) :  
 (ولی تامین این ملا را  $e = 8$ ) در مدل رورخانه اس بخوبی منسود - عرض زیار و عنیضیم .  
 و مرل سازی ملتمام است

٤/٤

: when  $\eta_H > \eta_V$  Preyodusici  $\omega$  Movable-bed  $\omega$  -  
(1980)

$$\left(\frac{\eta_H}{\eta}\right) = \frac{1}{96} \quad \left(\frac{\eta_V}{\eta}\right) = \frac{3}{96} = \frac{1}{32} \quad e = 3$$

Movable - bed Models - La(648 - 649) - French (1986)  $\omega$  -

$$\left(\frac{\eta_H}{\eta}\right) = \frac{3}{100} \quad \left(\frac{\eta_V}{\eta}\right) = \frac{85}{1000} \quad e = 2.83$$

:  $\eta_H$   $\eta_V$   $e$  : ASCE  $\omega$  -  
Ground Bend  $\eta$  : Bend  $\eta$

$$\left(\frac{\eta_H}{\eta}\right) = \frac{1}{400} \quad \left(\frac{\eta_V}{\eta}\right) = \frac{1}{100} \quad e = 4 \frac{1}{400}$$

(p. 273 - ملحوظات Novak : دراسات تصميمية)  
e<5 (p. 273 - ملحوظات)

: (p. 281 - ملحوظات Novak : دراسات تصميمية)  
بروتوكول تجاري

$$\begin{cases} \eta_H = \eta_r^{1/2} \\ \eta_V = \eta_r^{1/3} \end{cases} \rightarrow D_r = \eta_r^{2/3}$$

$\eta_H$  Movable, Fixed  $\eta$  : salt River  $\omega$  -

$$\left(\frac{\eta_H}{\eta}\right) = \frac{1}{175} \quad \left(\frac{\eta_V}{\eta}\right) = \frac{1}{35} \quad e = 5 \quad \text{(بروتوكول سوتير)}$$

(p. 166 (p. 60) Novak(1982) :  $\omega$  -  
بروتوكول ملحوظات تصميمية ←

تصميم شرائط  $e \leq 8$  و  $\eta_H < \eta_V$ ,  $e = 1$  ←  
طريق

$\chi_S = 1$ ,  $1 \leq e \leq 2$  شرائط  $\eta_H < \eta_V$  ←  
بروتوكول تصميم شرائط

عذر لبعض تصميم شرائط  $e \leq 5$  ← 136  
بروتوكول تصميم شرائط

اگر مطابق تقریبی ریز و جان مانند دریا و سرمه زد که مطابق باشد

مطابق نه جان مطابق باشد و نسبت احسن دارند

( Undistorted river models ) ( $\epsilon = 1$ )

( River models p. 98 ) مسیو: کیمپن  $Re^*$ ,  $Re$   $\leftarrow$   $K_s$   $\leftarrow$  نسبت از نیازی ریز

: River Models (7) نسبت از نیازی ریز

$$Re^* = \frac{U_* \cdot K_s}{V} \geq 100 \quad \text{حین چنین باید} \quad (\text{Henderson})$$

$$Re^* = \frac{U_* \cdot K_s}{V} \geq 70 \quad (\text{Yalin})$$

$$Re = \frac{VR}{V}$$

$500 \quad \text{CHOW}$ $1000 \quad \text{Russel}$ $800 \quad \text{de Vries}$ $2500 \quad \text{شان خان و سلطان} \quad P. 245 \quad (\text{کلی})$ $(E)$ $1800 \quad (\text{USACE})$
---

اگر  $V \cdot R \geq 0.02$  :  $Re \geq 1800$  ( USACE )  $\rightarrow$  حین مطالعه امریکا

$$V \cdot R \geq 0.07 \quad (\text{کلی})$$

(water way)

اگر  $Re \geq 126 R$  :  $Re = \frac{126 R}{K_s \sqrt{F}}$

$Re \geq (Re)_{sq} \quad \downarrow \quad K_s \geq 68 \quad \therefore (P. 124) \text{ Fig 8.2} \quad \therefore$

$$Re = \frac{11.62}{C}$$

4/9

$$\frac{R_{\text{em}}}{S} \geq \frac{(Re)^*}{K_S} \geq 5, \quad \left\{ \begin{array}{l} Re^* > 400 \\ (w_s)_{\min} \geq (v_*)_{\max} \\ e \leq 5 \end{array} \right.$$

( $\omega_s$  is constant)

Novak + cekka (1982) ←  $\tilde{w}_s : (\tilde{\omega}_s Re^*)^{3.5}$  ?  
(P.138)

## فصل سوم: ساخت مطالعه مدل فیزیکی سریز

### ۳-۳ مدل فیزیکی سریز سد شفارود

اصول روش های مختلف جهت اندازه گیری پارامترهای مختلف جریان، بر روی مدل های استاندارد که دارای عرض و شب ثابت در تمام طول سریز می باشند، مورد آزمون قرار گرفته است. با توجه به اهداف این پایان نامه در زمینه بررسی آستانه ورود هوا، شاخص خلاء زایی، و خصوصیات جریان، نیاز به مدل هیدرولیکی استانداردی بود که بتواند جریان متلاطم را مدل نماید. پس از بررسی مدل های موجود و فعل مرکز تحقیقات آب وزارت نیرو و با همکاری و مساعدت آقای دکتر صباغ، مشاور محترم گروه سازه های هیدرولیکی مرکز تحقیقات آب، امکان انجام آزمایش بر روی مدل فیزیکی سریز سد شفارود فراهم گردید.

بدلیل عدم دسترسی به نرم افزار Flow3D و بدلیل اینکه مدل فیزیکی مورد آزمون در این پایان نامه دارای شب زیاد بوده و زمان کافی برای اصلاح مدل قمی (۱۳۸۲) و مدل موگوبی (۱۳۸۲) برای شب زیاد در اختیار نبوده است، شبیه سازی ریاضی جریان در این پایان نامه مورد نظر قرار نگرفت.

مطلوب این فصل در مورد نحوه انتخاب مدل و انجام آزمایشها و داده برداری و پردازش داده ها در مدل فیزیکی سریز سد شفارود میباشد.

### ۳-۴ طرح مدل سریز شفارود

سد مخزنی (بنی وزنی) شفارود، در فاصله ۲/۵ کیلومتری شهرستان رضوان شهر در غرب استان گیلان بر روی رودخانه شفارود، در دست اجرا میباشد. شفارود از رودخانه های مستقل حوزه آبریز دریای خزر محسوب میشود. این رودخانه دربخش رضوان شهر، هشت پر و طالش جاری است و جنوبی ترین رودخانه زیر حوزه طالش می باشد که با عبور از رضوان شهر، در مصب نسبتاً وسیعی (به عرض حدود ۸ کیلومتر) به دریای خزر میریزد. طول این رودخانه ۵۵ کیلومتر و حوزه آبریز آن معادل ۳۵۰ کیلومتر مربع میباشد. این رودخانه دائمی بوده و میزان آبدی سالانه آن برابر ۱۹۶ میلیون متر مکعب میباشد. هدف از ساخت سد کنترل و تنظیم جریانهای سطحی رودخانه شفارود به منظور تأمین آب مورد نیاز اراضی کشاورزی، تامین آب شرب، تولید انرژی برق آبی، و کنترل و جلوگیری از پخش سیلاب میباشد.

برای بررسی وضعیت هیدرولیکی سازه سد و بررسی مشکلات احتمالی اجرای آن و بهره برداری بهینه از سد، مدل هیدرولیکی شامل قسمتی از دریاچه سد، بدنه کامل سد، سریز آزاد، سیستم تخلیه کننده تحتانی، حوضچه استغراق، سد انحرافی، طولی از رودخانه در پایاب با مقیاس ۱:۴۰ در مرکز تحقیقات آب وزارت

نیرو به سفارش شرکت سهامی آب گیلان و بر اساس نقشه های طراحی شرکت مشاور مهاب قدس ساخته شده است. (شکل (۱-۳))

مشخصات اجزای مختلف طرح مخزن و بدنه سد و سریز آزاد به شرح زیر است :

#### الف) مخزن سد

حجم مخزن: ۱۰۸ میلیون متر مکعب، رقوم نرمال سطح آب دریاچه: ۲۱۴ متر، حداقل دبی سیلان ورودی به مخزن: ۳۲۴۷ متر مکعب بر ثانیه؛

#### ب) بدنه سد

نوع سد: بتی وزنی؛ طول تاج سد: ۳۹۰ متر؛ عرض تاج سد: ۶ متر؛ رقوم تاج سد: ۲۲۱ متر؛ رقوم بستر رودخانه: ۹۷ متر؛ رقوم سنگ بستر رودخانه: ۹۵ متر؛ ارتفاع سد از پی: ۱۳۰ متر؛

#### ج) سریز آزاد

جایگاه: روی بدنه سد؛ رقوم تاج سد: ۲۱۴ متر؛ معادله منحنی سریز:  $y = 0.092x^{1.872}$ ؛ عرض ناخالص سریز: ۶۱/۸۰ متر؛ تعداد پایه ها: ۳ عدد؛ ضخامت پایه ها: هر پایه ۳/۶ متر و در کل ۱۰/۸ متر؛ عرض خالص سریز: ۵۱ متر؛

#### د) مشخصات تندآب

عرض تندآب: ۶۱/۸۰ متر؛ رقوم ابتدای تندآب: ۱۹۹/۲۳ متر؛ رقوم انتهای تندآب: ۱۵۱/۳۴ متر؛ طول افقی تندآب: ۳۵/۹۲ متر؛

#### ه) سازه پایانه تندآب

نوع: پرتاب کننده (باکت) جامی؛ رقوم ابتدای باکت: ۱۵۱/۳۴ متر؛ رقوم قعر باکت: ۱۴۷/۳۴ متر؛ رقوم لبه باکت: ۱۴۸/۶۸ متر؛ شعاع باکت: ۱۲/۵۰ متر؛ زاویه مرکزی: ۸۸/۷۵ درجه؛ زاویه باکت: ۳۵/۷۰ درجه؛ طول قوس باکت: ۱۷/۸۰ متر؛

#### و) شرایط هیدرولیکی سریز

ارتفاع آب روی سریز(متر)	دبی واحد سریز (متر مکعب بر ثانیه بر متر)	رقوم سطح آب دریاچه (متر)	دبی خروجی از سریز (متر مکعب بر ثانیه)	دبی ورودی به دریاچه (متر مکعب بر ثانیه)	دوره بازگشت سیلان (سال)
۴/۲۵	۱۷/۱۴	۲۱۸/۲۵	۸۷۴	۱۰۲۰	۱۰۰۰
۷/۲۲	۳۱/۲۵	۲۲۰/۲۲	۱۰۹۴	۱۸۰۰	۱۰۰۰۰
۸/۲۶	۴۸/۸۲	۲۲۲/۲۶	۲۴۹۰	۳۲۴۷	PMF*

\* حداقل سیلان محتمل (Probable Maximum Flood)

### ز) هواده

محدوده اجرایی سیستم هواده بر روی تندآب شامل سه جزء میباشد:

- الف) تونل توزیع هوای طول تونل هم عرض تندآب و از دو طرف به برج هوارسان وصل میشود. کف تونل با سطح منحنی و با شعاع انحنای  $1/8$  متر به بستر تندآب متصل میشود.
- ب) رمپ: رمپ به طول  $1/5$  متر و تحت زاویه  $3/5$  درجه به بستر تندآب متصل میشود.
- ج) برج هوارسان: در دو طرف تونل توزیع هوای مشرف به دیوار تندآب، برج هوارسان جهت تامین هوای مورد نیاز ساخته میشود. در شکل (۲-۳)، جزئیات طرح هواده ارائه شده است.

### ۳-۲-۳ اهداف ساخت مدل سرریز شفارود

مدل سرریز شفارود شامل ۳ بخش اصلی سرریز اصلی، تندآب، پرتاب کننده می باشد.  
اهداف زیر در ساخت مدل سرریز در نظر بوده است :

- توزیع و عبور جریان در دهانه سرریز و رفتار جریان مشرف به ابتدای پایه های میانی و کناری
- اندازه گیری ظرفیت آبگذاری سرریز
- اندازه گیری پارامترهای هیدرولیکی شامل عمق آب، سرعت، فشار استاتیکی روی سرریز

اهداف زیر در ساخت مدل تندآب مورد نظر بوده است :

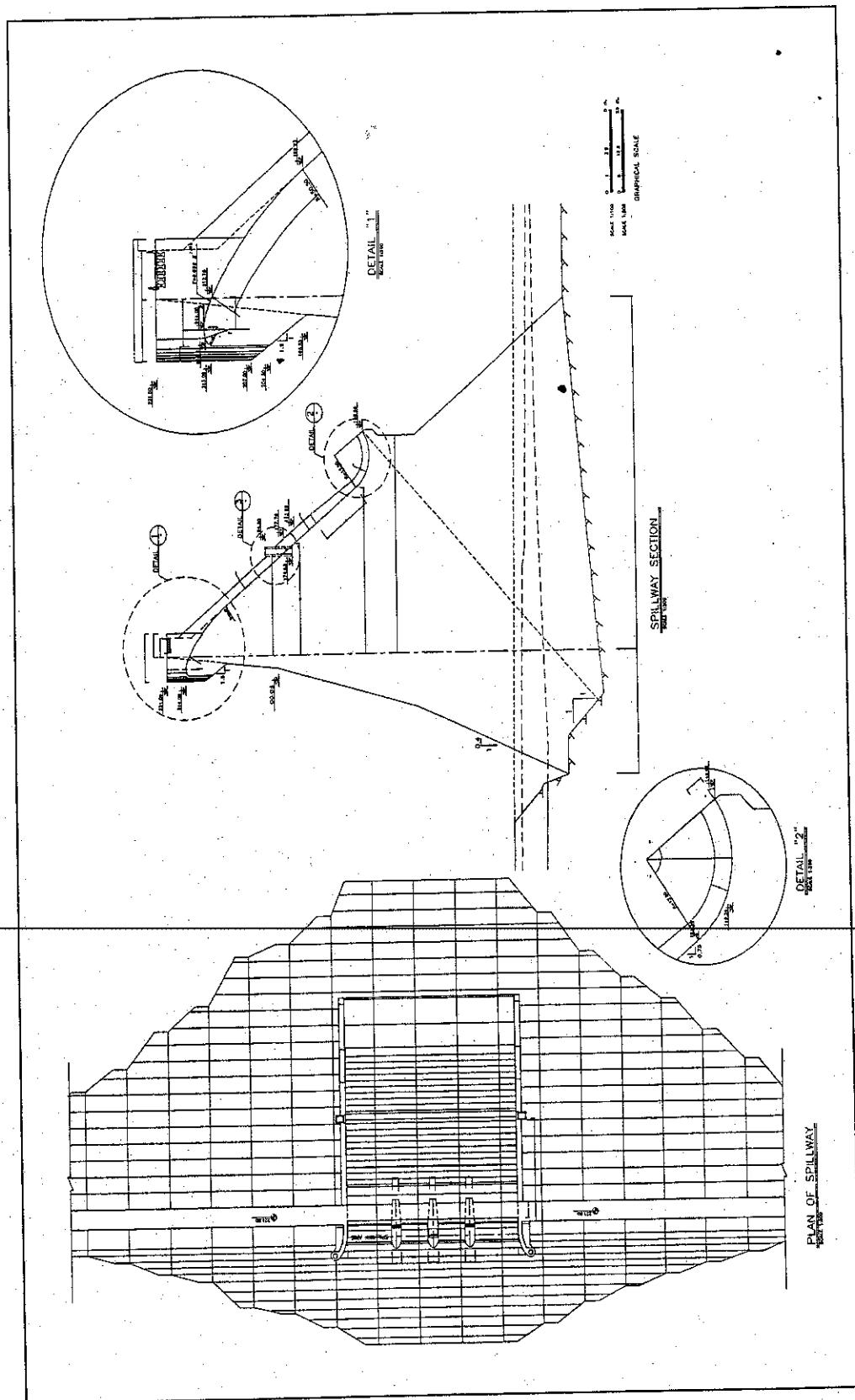
- بررسی شکل جریان، امواج عرضی، جداشدگی جریان از کف و دیواره های دو طرف
- اندازه گیری عمق آب، سرعت و فشار استاتیکی در طول تندآب
- بررسی ضرب خوردنگی و لزوم وجود سیستم هواده

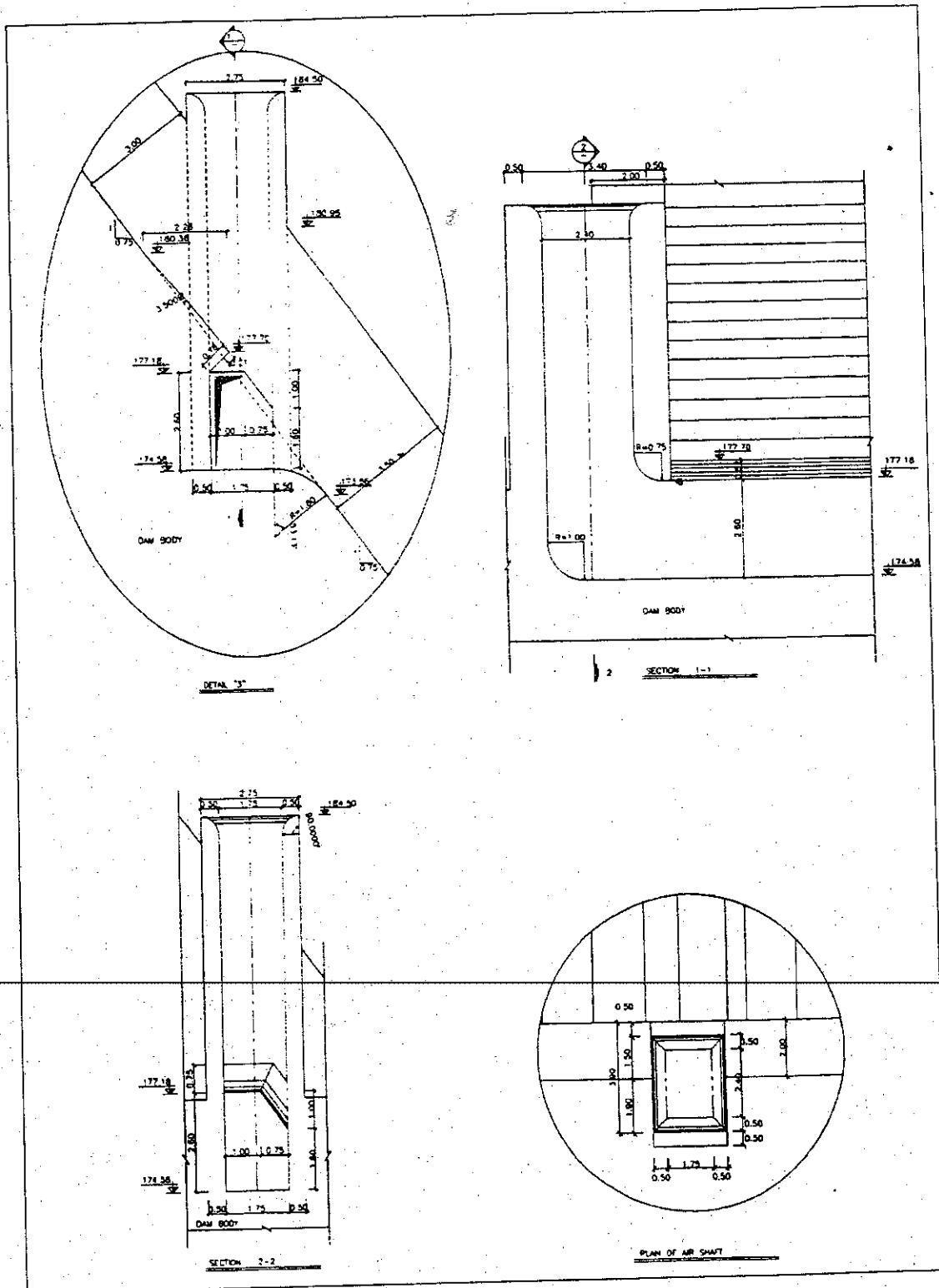
➤ مشاهده، بررسی و عملکرد سیستم هواده

اهداف زیر در ساخت مدل پرتاب کننده جامی (باکت) مورد نظر بوده است :

- بررسی و عملکرد پرتاب کننده به ازای دبی سیلان عبوری
- اندازه گیری عمق آب، سرعت و فشار استاتیکی در طول پرتاب کننده
- اندازه گیری مشخصات جت پرتاپی

شکل (۳-۱): نمای کلی سرریز شفارود و اجزای مختلف آن





شكل (٢-٣) : جزئيات هواده سرریز شفارود

### ۳-۳-۳ طرح مدل سرریز شفارود

جهت اندازه گیری پارامترهای مختلف جریان، برای بررسی آستانه ورود هوا شاخص خلاءزایی، و خصوصیات جریان به مدلی نیاز است که بتواند جریان متلاطم را بر روی خود مدل نماید. با توجه به نتایج پیشنهادی مطالعات قبلی مانند (Keller & Rastogi 1975) و (Wood et. Al., 1983) در مورد انجام آزمایش بر روی مدل های با شیب زیاد، تصمیم به انتخاب و آزمایش بر روی مدلی با شیب زیاد گرفته شد. از طرفی برای امکان استفاده از روشهای تجربی و نیمه تجربی موجود در پردازش و تحلیل داده ها، مدل استاندارد (عرض و شیب ثابت در تمام طول سرریز) مورد توجه قرار گرفت.

پس از بررسی انواع مدل های فیزیکی سرریزهای موجود و فعال در مرکز تحقیقات آب وزارت نیرو، مانند مدل سرریزهای کارون ۱، ۳ و ۴، رئیس علی دلواری، شفارود، و سیمره، مدل های فیزیکی کارون ۱ و شفارود مورد توجه قرار گرفتند. مدل کارون ۱ با وجود داشتن طول زیاد و عرض کم تندآب، (مناسب برای بررسی و شیوه سازی جریان دو بعدی)، بدلیل نداشتن شیب ثابت و هزینه های زیاد تعمیرات، کثار گذاشته شد. از بین مدل های موجود هم، مدل هیدرولیکی سرریز سد شفارود که هم دارای ابعاد بزرگ و شیب زیاد تندآب بود و هم مدلی استاندارد و فعال بود، انتخاب شد.

#### مقیاس هندسی مدل

مدل فیزیکی سرریز سد شفارود دارای مقیاس ۴۰ : ۱ می باشد که هم در دامنه پیشنهادی ASCE برای مدل نمودن سرریز ها قرار دارد و هم توانایی مدل کردن جریان متلاطم را با توجه به اصول تشابه فرودی دارد. با انتخاب این مقیاس مقادیر عددی مقیاس های هندسی و هیدرولیکی به صورت زیر میباشد:

$$L_r = \frac{L_m}{L_p} = \frac{1}{40} = 0.025 \quad \text{مقیاس طول}$$

$$V_r = \frac{V_m}{V_p} = (L_r)^{0.5} = \frac{1}{6.32} \quad \text{مقیاس سرعت}$$

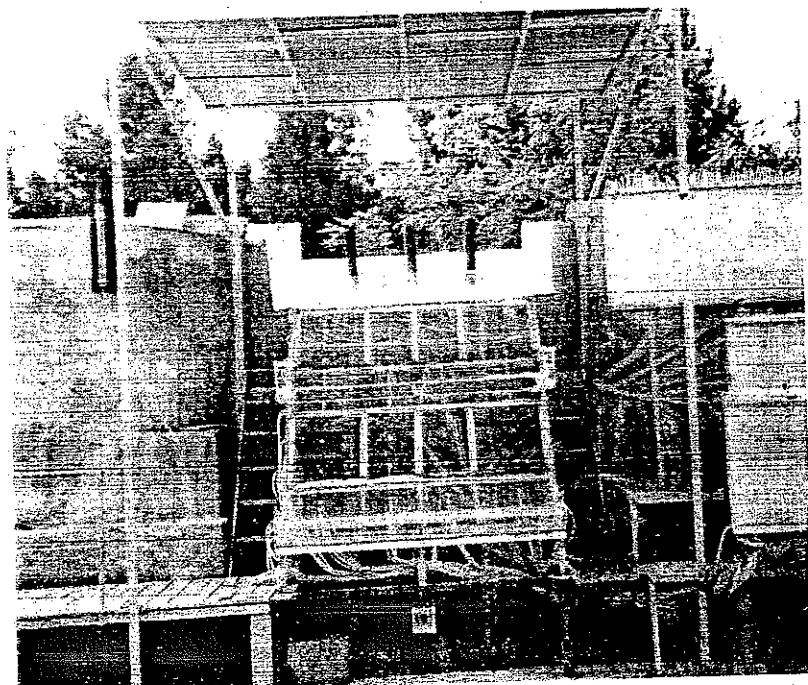
$$Q_r = \frac{Q_m}{Q_p} = (L_r)^{2.5} = \frac{1}{10119.29} \quad \text{مقیاس دبی}$$

$$P_r = \frac{P_m}{P_p} = L_r = \frac{1}{40} \quad \text{مقیاس فشار}$$

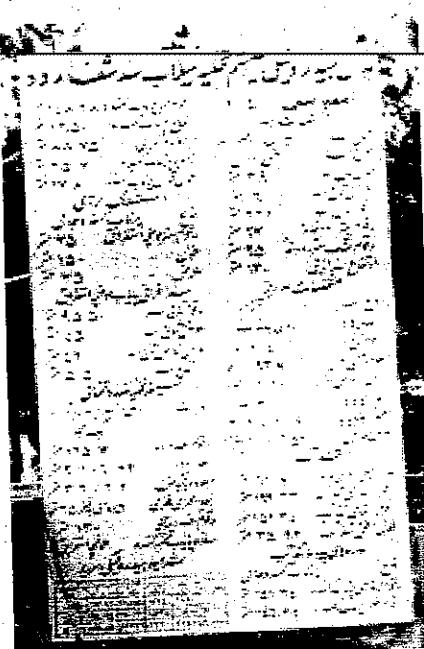
$$Tr = \frac{T_m}{T_p} = (L_r)^{0.5} = \frac{1}{6.32} \quad \text{مقیاس زمان}$$

## ساختمان فیزیکی مدل

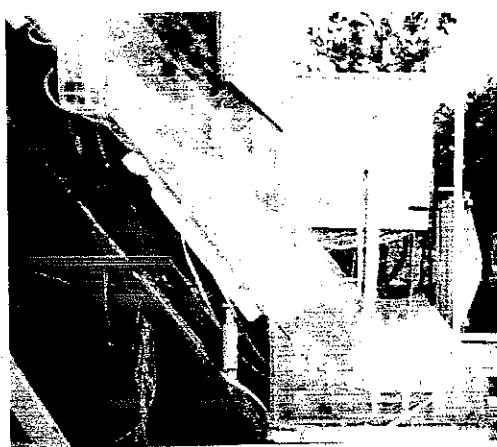
سیستم تخلیه سیالات شامل سرریز، تنداپ، باکت و دیواره دو طرف از جنس فلکسی گلاس (Flexi glass) و پایه های روی سرریز از جنس چوب با پوشش رنگ روغن ساخته شده است. سیستم هوادهای روی تنداپ با فلکسی گلاس اجرا شده است. شکل (۳-۳ الف تا د)، قسمتهای مختلف مدل سرریز و تابلوی راهنمای آن را نشان میدهد.



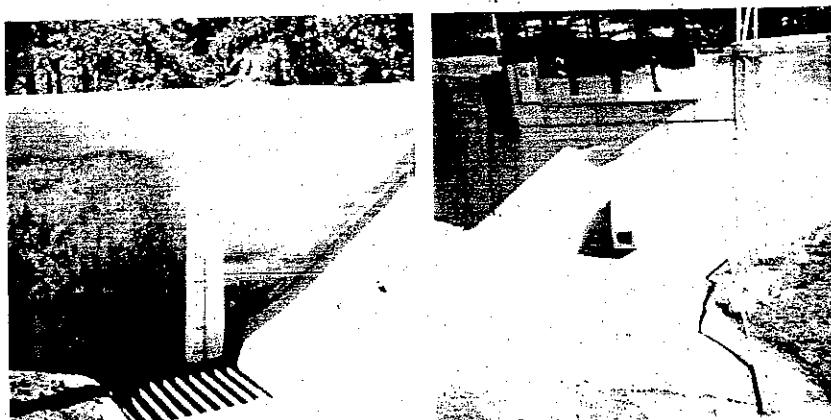
شکل (۳-۳-الف) : مدل فیزیکی سرریز شفارود



شکل (۳-۳-ب) : تابلوی راهنمای مدل هیدرولیکی سرریز شفارود



شکل (۳-۳-ج) : تنداپ، هواده، و باکت مدل شفارود



شکل (۳-۳-د) : مخزن مدل هیدرولیکی سرریز سد شفارود

### ۳-۳-۴) سیستم داده برداری در مدل سرریز شفارود

#### پارامترهای اندازه گیری

پارامترهایی که در مدل فیزیکی سرریز سد شفارود مورد اندازه گیری واقع شدند عبارتند از: عمق جریان، فشار استاتیکی، سرعت متوسط عمقی و دبی جریان.

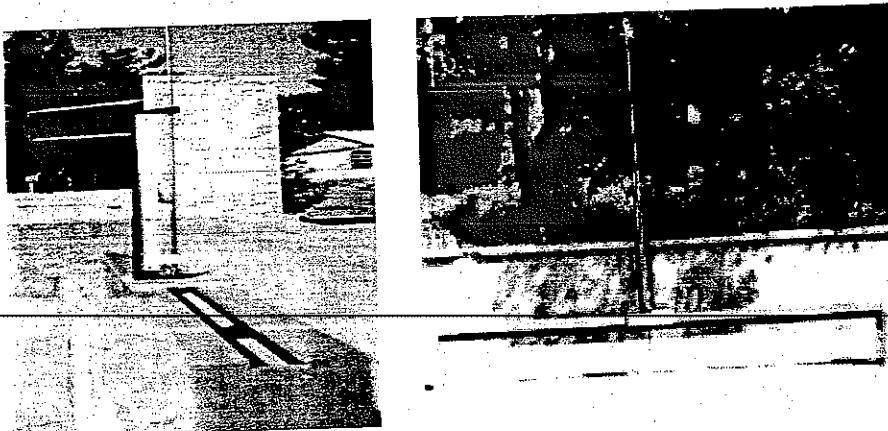
#### وسایل اندازه گیری پارامترهای جریان

الف) فشار استاتیکی: برای اندازه گیری فشار استاتیکی از لوله های پیزومتر استفاده شده است. در کف و دیواره های مدل، در محلهای مشخصی سوزاخهایی تعیین شده است. لوله های باریک و شفاف بین این نقاط تا تابلوهای قرائت قرار داده شده اند. پس از عبور جریان از روی مدل، فشار استاتیکی هر پیزومتر با استفاده از متر نواری فلزی خوانده میشود. جهت سهولت در قرائت در هر قسمت از مدل، مبنایی برای قرائت فشار استاتیکی در نظر گرفته شده است که پس از قرائت همه پیزومترها، اعداد فشار برای هر

پیزومتر به ازای رقوم ارتفاعی آن پیزومتر اصلاح میشود. برای مثال، در تاج سرریز؛ رقوم مربوط به تاج سرریز، تراز (۲۱۴)، به عنوان مبنا در نظر گرفته شده است و سایر پیزومترها نسبت به این مبنا قرائت و در نهایت عدد فشار برای هر پیزومتر اصلاح شده است. مبنای قرائت در قسمت تندآب، تراز (۱۶۵) و در قسمت پرتتاب کننده جامی تراز (۱۵۰) بوده است.

ب) اندازه گیری دبی جریان: اندازه گیری دبی در انتهای کanal با استفاده از سرریز مستطیلی صورت میگیرد. این سرریز در انتهای کanal جریان پس از حوضچه آرامش و بند تنظیمی قرار دارد. برای سهولت در اندازه گیری دبی، جدولی تهیه شده که به ازای قرائت اشل، مقدار دبی به لیتر بر ثانیه و متر مکعب بر ثانیه را ارائه میدهد. نمونه ای از این جدول در ضمیمه ۳ ارائه شده است.

ج) اندازه گیری عمق جریان: در مرکز تحقیقات جهت اندازه گیری عمق از میله های باریکی استفاده میشود که قرائت کننده باید آنها را عمود بر کف مدل قرار داده، انگشت شست دست خود را در محل تماس جریان به میله چسبانده، و سپس با خروج میله از آب از نوک میله تا محل تماس انگشت شست با میله را بعنوان عمق جریان اندازه گیری میکند. این روش دقیق را ندارد. به همین دلیل، برای اندازه گیری عمق جریان، با استفاده از اشل مدرج، ابزاری از چوب به صورت ریلی ساخته شد تا اندازه گیری های عمق با دقت صورت گیرد (شکل ۳-۴).



شکل (۳-۴): خط کش مدرج زوی زیل چوبی برای اندازه گیری عمق آب

د) اندازه گیری سرعت متوسط عمقی جریان: برای اندازه گیری سرعت در عمق از لوله پیتوت استفاده میشود (شکل ۳-۵). بدليل اینکه لوله پیتوت در عمق کمتر از ۳ سانتی متر دقت کافی در اندازه گیری ندارد، در شرایطی که از ابتدای سرریز عمق کمتر از ۳ سانتی متر بوده است، مورد استفاده قرار نگرفته است. اما در شرایطی که عمق جریان در تاج سرریز یا تندآب یا قسمی از مدل سرریز بیش از ۳ سانتی متر بوده است، لوله پیتوت بکار رفته است. در حالت هوادهی جریان نیز اندازه گیری پس از هواده صورت نگرفت، زیرا ورود هوا کارکرد لوله پیتوت را مختل میکند. در عمقهای کم، لوله پیتوت در عمق ۰/۷ از سطح و در

عمقهای زیاد لوله پیتوت در عمقهای  $0/8$  و  $0/2$  از سطح قرار داده شده اند که در جداول مربوط ارائه شده اند.



شکل (۳-۵) : اندازه گیری سرعت با لوله پیتوت

#### منابع خطای

در اندازه گیری پارامترهای مختلف هیدرولیکی جریان مانند ، عمق جریان، سرعت متوسط، دبی و فشار استاتیکی، احتمال خطای وجود دارد. در این قسمت به بررسی خطاهای اندازه گیری پارامترهای فوق میپردازیم.

**(الف) خطای در قرائت رقوم عمق جریان:** قرائت تراز سطح آب توسط اشل مدرج صورت گرفته است. دقت اندازه گیری تراز آب (با فرض انطباق صحیح نوک سوزن اشل با سطح آب)، برابر  $1 \pm 0,1$  میلیمتر میباشد. با در نظر گرفتن خطای انسانی برای عدم انطباق دقیق سوزن اشل با سطح آب در مدل میزان دقت برابر  $1 \pm 1$  میلیمتر در نظر گرفته میشود.

**(ب) خطای اندازه گیری سرعت:** برای اندازه گیری سرعت در عمق های بزرگتر از  $3$  سانتی متر، از لوله پیتوت استفاده میشود. دقت اندازه گیری سرعت با استفاده از لوله پیتوت، بر روی تندآب برابر  $1 \pm 1$  میلیمتر اختلاف ارتفاع دو ستون آب روی تابلوی متصل به دستگاه میباشد. در محلی که سرعت جریان کم است، مانند محدوده پایاب، دقت اندازه گیری  $1,0 \pm 0,1$  میلیمتر خواهد بود.

**(ج) خطای اندازه گیری دبی جریان:** دبی جریان در مدل توسط سریز لبه تیز مستطیلی اندازه گیری شده است. خطای اندازه گیری دبی به  $3$  عامل بستگی دارد:

- خطای ساخت کanal و سریز لبه تیز و نصب آن
- خطای قرائت اشل مدرج (قرائت ارتفاع تیغه آب روی سریز)
- خطای ناشی از وجود نشتی در مدل قبل از رسیدن جریان به محل اندازه گیری

در ساخت کanal و سریز لبه تیز مستطیلی باید موارد زیر در نظر گرفته شود:

- ۱- عرض سرریز، تمام عرض کانال را پوشاند.
- ۲- دیوارهای کانال در محل نصب سرریز کاملاً صاف و عمودی باشد.
- ۳- پشت صفحه سرریز کاملاً صاف و عمود بر کف کانال باشد.
- ۴- لبه آستانه سرریز در تمام طول آن افقی باشد.
- ۵- ضخامت لبه آستانه سرریز ۲ میلیمتر بوده و با زاویه ۴۵ درجه در جهت جریان تراش داده شده باشد.
- ۶- آب بصورت کاملاً آرام از کانال بالادست جریان داشته باشد، بطوريکه در دبی حداقل، سرعت آن از ۰/۰ متر بر ثانیه تجاوز نکند.
- ۷- قرائت اشل در فاصله ۵ برابر ارتفاع تیغه آب روی سرریز در بالادست انجام شود.
- دقت اندازه گیری دبی، با توجه به دقت اندازه گیری اشل مدرج از رابطه زیر بدست می آید:
- $$\frac{\Delta Q}{Q} = 1.5 \frac{\Delta h}{h} \quad (20-3)$$
- که:  $Q$  دبی جریان و  $h$  ارتفاع آب روی تیغه سرریز است.
- د) فشار استاتیکی:
- برای اندازه گیری فشار استاتیکی، از پیزومترهایی که از جنس لوله های پلاستیکی نرم میباشند، استفاده شده است. باید دقت نمود که محل اتصال پیزومتر به کف کانال کاملاً عمودی باشد و لوله ها بطور عمودی بر روی تابلوی پیزومتر نصب شده باشند و در تمامی آزمایشها، محل عبور لوله ها از مدل تا تابلوی پیزومتر، یونه ای باشد که در اثر عبور افراد دچار صدمه نشوند. اندازه گیری ارتفاع ستون آب با متر فلزی انجام شده است که دقت آن  $1 \pm 0.3$  میلیمتر میباشد.

### ۲۰-۴ آزمایشات بر روی مدل سرریز شفارود

#### آزمون مدل های مختلف سرریز

آزمایشات بر اساس تاثیرات مقیاس عرضی، وجود پایه ها و هوادهی در خصوصیات جریان بر روی سرریز طراحی گردیده است. از نظر تاثیر مقیاس عرضی، دو سیستم مدل در نظر گرفته شده است:

الف) عرض  $0.315$

ب) عرض  $1.547$

از نظر تاثیر پایه ها بر روی سرریز، دو سیستم مدل در نظر گرفته شده است:

الف) بدون پایه

ب) با پایه

از نظر تاثیر هواده بر روی سرریز، دو سیستم مدل در نظر گرفته شده است:

الف) بدون هوادهی

ب) با هوادهی

مدل ها بصورت کلی XS-YP-ZA نامگذاری شده اند، که در آن: X شاخص تعیین عرض مدل؛ S شاخص معرف سریز؛ Y شاخص وجود یا عدم وجود پایه؛ P شاخص معرف پایه؛ Z شاخص وجود یا عدم وجود هواده؛ و A شاخص معرف هواده میباشد. برای مثال مدل MS-NP-NA مدل مجرای جدا شده، بدون پایه، و بدون هواده میباشد و مدل FS-P-A مدل سریز کامل با پایه و با هواده می باشد. در جدول (۱-۳) شرایط آزمون های مختلف و مدل های مختلف ارائه شده است. آزمایشها در تراز ثابت سطح آب مخزن و به سه صورت تراز سطح آب (کم Low، متوسط Medium و زیاد High) انجام گردید. مشخصات جریان در این دو حالت در جدول (۲-۳) ارائه شده اند.

جدول (۱-۳) : انواع آزمون مدل های مختلف سریز شفارود

شماره آزمون	نام مدل مورد آزمون	عرض سریز	پایه	هوادهی
1	MS-NP-NA	0.315	N	N
2	MS-NP-A	0.315	Y	N
3	FS-NP-NA	1.542	N	N
4	FS-NP-A	1.542	Y	N
5	FS-P-NA	1.542 #	N	Y
6	FS-P-A	1.542 #	Y	Y

# در محدوده بین پایه ها روی تاج سریز عرض سریز ۱,۷۷۴ متر میباشد

\* دارد (Y) و ندارد (N)

جدول (۲-۳) : مشخصات آزمایشها انجام شده روی مدل ها

دبی جریان در تراز ثابت مخزن ( $m^3/s$ )			شرایط هوادهی	مدل مورد آزمون
H (min) = 216	H (mean) = 218	H (max) = 220		
0.011	0.020	0.069	NA. +	مدل MS-NP
			A. ++	
0.034	0.097	0.225	NA. +	مدل FS-NP
			A. ++	
0.022	0.078	0.198	NA. +	مدل FS-P
			A. ++	

+ بدون هوادهی، ++ با هوادهی

### ۳-۳-۵ روش داده برداری

مدل سریز شفارود در عرض به شش مقطع که بنامهای A,B,C,D,E,F نامگذاری شده اند، تقسیم شده است. مقاطع A,F مقاطع مجاور دیواره های راست و چپ میباشند. مختصات رقوم ارتفاع، و فاصله پیزومترها و مشخصات کلی مدل، در جدول (۳-۳) ارائه شده است. شکل (۱۰-۳) پلان و مقطع ایندل و محل پیزومترهایی را که در آنها اندازه گیری صورت گرفته است را نشان میدهد.

برای برداشت داده ها با توجه به ابعاد و شبیه مدل، همه داده ها در محل پیزومترهای کف، قرائت شده اند. یعنی اندازه گیری های عمق و فشار و سرعت متوسط عمقی (در مواردیکه از لوله پیوت استفاده شده است)، در یک محل انجام شده است. مقاطع A,F که در مجاورت دیواره ها قرار داشتند، در اندازه گیری ها کنار گذاشته شدند و در مقاطع دیگر که در محور بین پایه ها قرار دارند، اندازه گیریها صورت گرفت.

در اندازه گیری در مجرای جدا شده، اندازه گیری ها در محل پیزومترهای E در حد واسطه بین دیواره سمت چپ و دیواره جدا کننده چوبی، صورت گرفته است. در آزمایشها مدل های سریز کامل با پایه و بدون پایه، اندازه گیری ها در محل پیزومترهای B,C,D,E صورت گرفته است.

برای قرائت داده ها، جدول (۴-۳) در نظر گرفته شده که داده های برداشت شده عمق و فشار استاتیکی، در محل متناظر هر پیزومتر یادداشت شده اند. نمونه ای از جدول داده های قرائت شده در جدول (۵-۳) ارائه شده است. اعداد قرائت شده داده های فشار استاتیکی در دیواره، در جداولی مانند جدول (۶-۳) ثبت شده اند. نمونه ای از قرائت داده های فشار استاتیکی دیواره در مدل سریز شفارود در جدول (۷-۳) ارائه شده است.

### ۳-۳-۶ روش پردازش داده ها

داده های قرائت شده، جهت استفاده و تحلیل و نتیجه گیری، نیازمند پردازش می باشند. برای این منظور، داده های قرائت شده با توجه به نیاز در روابط مختلف بکار رفته اند. از آنجاییکه در هر آزمایش و در هر مقطع از مدل های سریز کامل با پایه و بدون پایه، عدد مربوط به عمق و فشار استاتیکی قرائت شده است، متوسط اعداد عمق و فشار قرائت شده در روابط مربوطه بکار رفته اند. پارامترهای هیدرولیکی که از داده های قرائت شده استخراج شده اند شامل سرعت متوسط ( $V$ )، سرعت متوسط عمقی ( $V_d$ )، شاخص خلاءزایی ( $O$ )، عدد فرود ( $Fr$ ) و عدد رینولدز ( $Re$ ) میباشند. این پارامترها از روابط زیر بدست می آیند:

$$V = Q/A \quad (21-3)$$

$$V_d = (2g \times \Delta h)^{0.5} \quad (22-3)$$

$$\sigma = \frac{\Delta p}{(0.5 \rho V^2)} \quad (23-3)$$

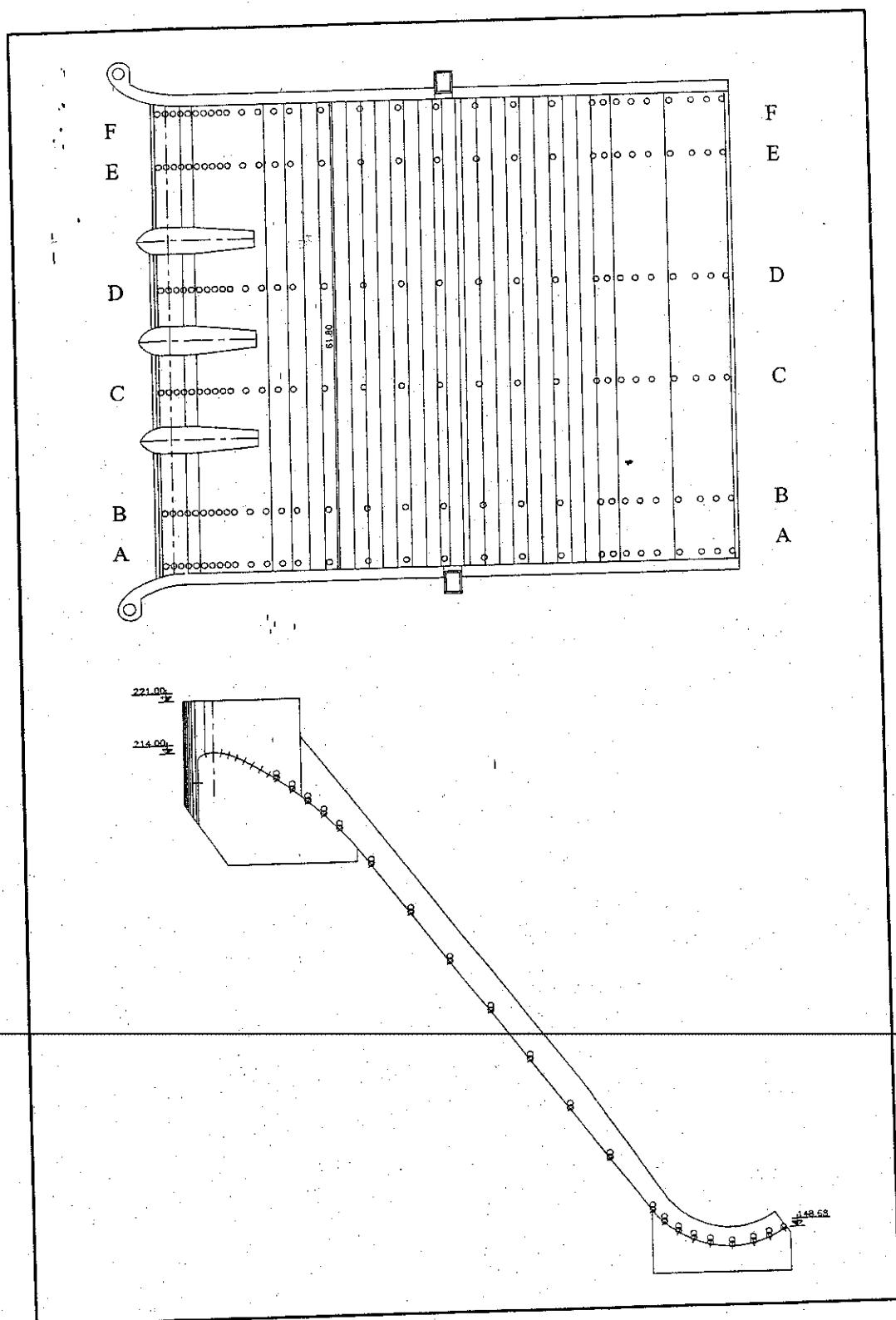
$$Fr = \frac{V}{(g \times d)^{0.5}} \quad (24-3)$$

$$Re = \frac{v \times d}{(\nu)} \quad (25-3)$$

برای داده های پردازش شده جدول (۳-۳) ارائه شده است. نمونه ای از داده های پردازش شده در جدول (۹-۳) ارائه شده اند.

جدول (۳-۳) : مشخصات مدل شفارود و موقعیت پیزومترها روی مدل

شعاع انحنا	شیب کف	مشخصات نسبت به تاج سرریز		شماره پیزومتر	سرریز	
		r (m)	$\theta$ (°)	x (m)	z (m)	piz no.
0.041	90.00	-5.00	8.40	1	تاج سرریز	
0.093	0.00	0.00	0.00	3		
0.093	21.00	5.20	2.01	5		
1.26	34.00	22.00	12.51	12		
1.26	49.00	36.90	26.51	15		
*	53.10	47.56	39.83	1		
*	53.10	59.99	56.39	2		
*	53.10	72.24	72.71	3	تنداب	
*	53.10	80.46	81.59	5		
*	53.10	93.31	100.79	10		
*	53.10	109.77	122.43	12		
*	53.10	122.31	149.43	13		
0.313	53.00	135.96	159.45	1	پرتاب کشته جامی	
0.313	0.00	160.56	172.05	6		
0.313	25.00	172.86	168.85	8		



شكل (٣-١٠) : پلان و مقطع مدل سریز شفارود

**جدول (۳-۴):** جدول قرائت داده های برداشت شده از مدل سریزی شفارود

جدول (۳-۲): جدول ثبت داده های اندازه گیری شده فشار بر روی دیواره مدل سردریز شفابرد

P <sub>W</sub> : فشار دیواره (m <sup>2</sup> *10 <sup>-2</sup> ) (با هواده)			ارتفاع از بیان Z (m*10 <sup>-2</sup> )			شماره پیزومنتر Piz. No.	موقعیت
Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)		
			12.51		12		ساز سردریز
			26.51		15		
			39.83		1		
			56.39		2		
			72.71		3		
			100.79		4		
			122.43		5		
			149.43		6		
			159.45		1		
			172.05		6		
			168.85		8		
							پرتاب کننده چالی

جدول (۳-۸): جدول ثبت داده های پردازش شده در مدل سردیز شفارود

شانخض خوازائی	عدد فرود	عدد رینولدز	سرعت منسوب عرضی	سرعت منسوب طولی	سرعت تحریان	عمق منسوب جریان	متوسط فشار استاتیکی در کنبع	ارتفاع از مبدأ	شماره پیزومتر	موقعیت
$\sigma$	Fr	Re	$V_d$ (m/s)	$V$ (m/s)	d (m*10 <sup>-2</sup> )	$p/\gamma$ (m*10 <sup>-2</sup> )	Z (m*10 <sup>-2</sup> )	Piz. No.		
							8.40	1		
							0.00	3		
							2.01	5		
							12.51	12		
							26.51	15		
							39.83	1		
							56.39	2		
							72.71	3		
							81.59	5		
							100.79	10		
							122.43	12		
							149.43	13		
							159.45	1		
							172.05	6		
							168.85	8		
									۲۰	تاب کشته جامی

## فهرست منابع

- ۱- تدین، ف. و همکاران (۱۳۷۷). مهندسی پیشرفته در طراحی ساخت و بازسازی سدها. ج ۲، کمیته ملی سدهای بلند ایران. انتشارات وزارت نیرو.
- ۲- مرکز تحقیقات آب وزارت نیرو. (۱۳۸۱). مدل هیدرولیکی سیستم تخلیه سیالاب سد مخزنی شفارود، گزارش بررسی پدیده خوردگی (کاویتاسیون).
- ۳- محمدزاده قمی، م. (۱۳۸۲). تحلیل عددی جریان های زیر و فوق بحرانی در کانال های باز با استفاده از روش احجام محدود. پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه آزاد اسلامی. واحد علوم تحقیقات تهران.
- ۴- موگوبی، م. (۱۳۸۲). حل عددی جریان سطح آزاد به روش حجم سیال با استفاده از نرم افزار تحلیل گر اجزاء محدود ANSYS. پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی. دانشکده عمران.
- ۵- نجفی، ع. و یاسی، م. (۱۳۸۳). ارزیابی روش های برآورد آستانه ورود هوا در سرریز های بلند. دومنین کنفرانس دانشجویی منابع آب و خاک، دانشگاه شیراز.
- ۶- یاسی، م. (۱۳۸۰). مطالب درسی کارشناسی ارشد، مدل های فیزیکی و هیدرولیکی. دانشگاه ارومیه.
- ۷- یاسی، م. (۱۳۸۰). مطالب درسی کارشناسی ارشد، هیدرولیک مجاری روباز پیشرفته. دانشگاه ارومیه.

8. Anderson, A.G. *The distribution of air in self-aerated flow in smooth open channel*. University of Minnesota, St Anthony Falls Hydraulic Laboratory project, 1955.
9. Arndt, R. & Ippen, A.T. *Rough surface effects on cavitations inception*. Trans. Asme, 90, Ser. D Tr, Basic Engineering, 249-261. 1968.
10. ASCE Task Committee. *Aerated flow in open channels*. Proceedings ASCE, Vol.87, No.HY3, 1961.
11. ASCE Task Committee. *Turbulence modeling of surface water flow and transport*. Part (I) J.HYD.ENGR., ASCE, Vol.114, No.9.1988.
12. ASCE Task Committee. *Turbulence modeling of surface water flow and transport*. Part (II) J.HYD.ENGR., ASCE, Vol.114, No.9.1988.
13. ASCE Task Committee. *Turbulence modeling of surface water flow and transport*. Part (III) J.HYD.ENGR., ASCE, Vol.114, No.9.1988.
14. ASCE Task Committee. *Turbulence modeling of surface water flow and transport*. Part (IV) J.HYD.ENGR., ASCE, Vol.114, No.9.1988.
15. ASCE Task Committee. *Turbulence modeling of surface water flow and transport*. Part (V) J.HYD.ENGR., ASCE, Vol.114, No.9.1988.
16. Bakhmeteff, B.A. *Mechanics of Turbulent flow*. Princeton University Press, N.Y, 1936.
17. Ball, J.W. *Cavitation from surface irregularities in high velocity*. J.HYD.DIV., ASCE, Vol.102, NO.HY9 ,pp 1283-1297, 1976.
18. Bauer, W.J. *Turbulent boundary layer on steep slopes*. Transactions, ASCE, Vol.120, pp 373-398, 1954.
19. Bormann, K. *Discharge in chutes, considering air entrainment*. Versuchsanstalt fur wasserbau der technischen hochschule Munchen, Bericht Nr.13,(in German), 1968.
20. Bradshaw,P. *An introduction to turbulence and its measurements*. Pergamon Press- London, U. K. 1971.
21. Bradshaw, P. *Turbulence*. Springer-Verlag, New York, N.Y. 1976.

۱- ۱۳۸۲. ۳. ۲۰. (۱۳۸۲). "هیدرولیک سدها" - انتشارات دانشگاه تربیت معلم تهران.

۲- ۱۳۸۴. ۳. ۲۰. (۱۳۸۴). "طراحی سازه های هیدرولیکی" - انتشارات هنرستان علم و هنر، تهران.

۳- ۱۳۹۶. ۸. ۲۰. (۱۳۹۶). "دانشگاه تهران" - درسیمه کتابخانه ایران. وزارت ارشاد، تهران.

22. Burgi, F.H. & Eckley,M.S. *Repairs at Glen Canyon Dam*. J. Concrete International, pp(24-31), 1976.
23. Campbell, F.F.,Cox,R.G.,Boyd M.B. *Boundary layer development and spillway energy losses*. J.HYD.DIV., ASCE, Vol.91, No.HY3, 1965.
24. Cain, P. *Measurement within self-aerated flow on a large spillway*. Thesis presented to the University of Canterbury,at Christchurch, New Zealand, In partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, 1978
25. Cain, P. & Wood,I.R. *Measurements of self-aerated flow on a spillway*. J.HYD.DIV., ASCE, Vol.107, No.HY11, pp.(1425-1444), 1981.
26. Cassidy, J.J. *Discussion of Campbell et al*. J.HYD.DIV.ASCE, No.HY2, 1966.
27. Chanson, H. *Air Bubble Entrainment In Free-Surface Turbulent Shear Flows*. Academic Press, 1996.
28. Chow, V. Te. *Open channel hydraulics*. McGraw Hill Book Co, New York, 1959
29. Delleur, J.W. *The Boundary layer development in open channels*. J.Engr.of Mechanics Division, Vol.83, No.EM1, 1957.
30. Falvey, H.T. *Cavitation in Chutes and Spillways*. USBR, Engineering Monograph, No.42, 1990.
31. Ferrando, A.M. & Rico, J.R. On the incipient aerated flow in chutes and spillways" J.HYD. Research, Vol.40, No.1, 2002.
32. Fischer, M. et al. *Mixing in inland and coastal waters*. Academic Press, New York, N.Y., 1979.
33. Forbes, L.K. *Critical free-surface flow over a semi-circular obstruction*. Journal of Engineering Mathematical, 22:3-13, 1988.
34. Gangadhariah, T. et al. *Inception and entrainment in self aerated flows*. J.HYD.DIV., ASCE, Vol.96, No.HY7, pp 1549-1565, 1970.
35. Hager, W & Blaser, F. *Draw down curve and incipient aeration for chute flow*. CAN.J.CIV.ENGR., No.25, 1998.
36. Halbrane, G. *Discussion to boundary layer on steep slopes*. Trans.ASCE, CIV.ENGR., Vol.119, pp 1234-1242, 1954.
37. Hamma, F.R. *Boundary layer Characteristics for smooth and rough surfaces*. Transactions , SNAME, Vol.62, 1954.
38. Hickox, G.H. *Air entrainment in spillway flow*. Civil Engineering, Vol.15, No.12, 1945
39. Hino, M. *On the mechanism of self-aerated flow on steep slope channels application of the statistical theory of turbulence*. IAHR, 9<sup>th</sup> Convention Dubrovnik, Yugoslavia, pp 123-132, 1961.
40. Hinze, J. *Turbulence*. McGraw Hill Book Co., New York, N.Y., 1975.
41. Hopping & Mass. *Cavitation damage on the Karun Dam*, J. Concrete International, pp(41-48), March, 1987.
42. Iwasa, Y. *Boundary layer growth of open channel flows on a smooth bed and its contribution to practical application to channel design*. Memoris of the Faculty of Engineering,Kyoto University, Japan, Vol.19, No.3, 1957.
43. Keller, R.J. *Field measurement of self-aerated high speed open channel flow*. Ph.D Thesis, Dept of Civil Eng. Univ. of Canterbury, New Zealand, 1972.
44. Keller, R.J., Lai, K.K., Wood, I.R. *Developing region in self aerating flows*. J.HYD.DIV., ASCE, Vol.100, No.HY4, pp 553-568, 1974.
45. Keller, R.J. &, Rastogi, A.K. *Prediction of flow development on spillways*. J.HYD.DIV., ASCE, Vol.101, No.HY9, pp1171-1184, 1975.
46. Keller ,R.J, Rastogi ,A.K. *Design charts for predicting criticalpoint on spillways*. J.HYD.DIV., ASCE, Vol.103, No.HY12, 1977.

47. Killen, J.M. *The surface characteristics of self-aerated flow in steep channels.* Minn.Univ., Thesis; University microfilms , Inc.Ann Arbor.Mich., 69-6824,138 pp,1968.
48. Killen, J.M , Andeson ,A.G. *A study of air-water , interface in air entrained flow in open channels.* 13<sup>th</sup> Congress of the Int.Assoc. for Hyd. Res., Kyoto, Japan, 1969.
49. Lane, E.W. *Entrainment of air in swift flowing water.* Civil Engineering ASCE, Vol.9, No.2, 1939.
50. Lawrence et al. *Free-surface flow over a semicircular obstruction.* J. Fluid Mechanics, Vol.114, pp(299-314), 1982.
51. Mefford, B.W. & Muller, B.C.Jr. *Cavitation damage and repair of Stampede Dam.* J. Concrete International, pp(49-54), 1987.
52. Michels, V.& Lovely, M. *Some prototype observation of air entrained flow.* Proc. of the Minnesota International Hydraulic Convention, Part 4 pp 403-414, 1953.
53. Molls et al. *Depth averaged open channel flow model.* J.HYD.ENGR., ASCE, Vol.121, No.6, 1995.
54. Najafi, A. & Yasi, M. *Evaluation of incipient-aeration point on spillways.* Int. conference on Hydraulics of Dams & River Structures, pp.(43-51), Tehran, Iran, 2004.
55. Nie, M.X. *Cavitation prevention with roughened surface.* J.HYD.ENGR., ASCE, Vol.127, No.10, 2001.
56. Nie, M.X. *laboratory study of cavitation problems of invert in steep open channels.* J.Hydr.Engng., No.6, Beijing, 28-35, 1984.
57. Ning, L.Z., & Wang, C.J. *Inception of air entrainment on steep slope.* J1 of Hydrodynamics,Ser.B, Beijing, China, No.3, pp.9-15, 1993.
58. Nikuradse, J. *Laws of turbulent flow in smooth pipes.* Verin Deutscher Ingenieure, Berlin ,(in German),1932.
59. Nikuradse, J. *Laws of turbulent flow in rough pipes.* Verin Deutscher Ingenieure, Berlin ,(in German),1933.
60. Peterka, A.J. *The effectof entrained air on cavitation pitting.* Proc.IAHR, Minneapolis, MN, August, 1953.
61. Pinto, N.L. *Model evaluation of aeration in shooting flow.* Symposium on scale effects in modelling hydraulic structures, Esslingen, Germany, pp 4.2, 1984.
62. Prandtl, L. *On fully developed turbulence.* Proc. Of 2<sup>nd</sup> International Congress of Applied Mechanics, Zurich, pp 62-74, (in German ), 1926.
63. Rao Gavinda, N.S & N.Rajaratnam. *On the inception of air entrainment in open channel flow.* IAHR, 9<sup>th</sup> Convention ,Dubrovnik, Yugoslavia, pp 9-12, 1961.
64. Rao Gavinda, N.S et al. *Characteristics of self-aerated surface flow.* Water and Waste water, Current Research and practice, Vol.10, Berlin, 1973.
65. Rao, N.S.L. & Kobus, H. *Characteristics of self-aerated surface flows, water and waste water, current researchand practice.* Vol.10, Erich Schmidt, Verlag, Berlin, 1972.
66. Rastogi, A. & Rodi, W. *Predictions of heat and mass transfer in open channels.* J.HYD.DIV., ASCE, 104(3), 347-420, 1978.
67. Russel, S.o , Sheehan , G.Y. *Effect of entrained air on cavitation damage.* Can.J.Civ.Engr. Ottawa Canada, Vol.1, 1974.
68. Savage et. al. *flow over Ogee spillways : physical & numerical model case study.* J.HYD.ENGR., ASCE, Vol.127, No.8, 2001.
69. Schlichting, H. *Boundary layer theory.* Translated from german by : J.Kestin, MC Graw-Hill Comp.Inc., New York, 1955.

70. Semenkov, V.M, Lentiaev, L.D. *Spillway with nappe Aeration*. Gidroteknicheskoe Stroitel'stro, USSR, No.5, pp 16-20, May, 1973.
71. Straub, LG. & Anderson, A.G. *Experiments on self-aerated flow in open channels*. J.HYD.DIV. ASCE, Vol.84, No.HY7, 1958.
72. Tennekes, H. & Lumley, J. *A first course in turbulence*. MIT Press, Cambridge, Mass, 1972.
73. Volkart, P. *The mechanism of air bubble entrainment in self- aerated flow*. Int.J. of Multi phase flow, Vol.6, pp 411- 423, 1980.
74. Volkart, P. & Rutschmann, P. *Aeration on spillways*. A.A.BALKEMA, ROTTERDAM, BROOKFIELD, Netherland, 1991.
75. Von Karman, T. *Mechanical similarity and turbulence*. Proc. of 3<sup>rd</sup> International Congress of Applied Mechanics, Stockholm, Vol.1, pp85-92 (in Germany), 1930.
76. Walobief, G.A. *Cavitation inception of roughness on concrete surfaces* Proc., BNNEEG, T ,78. 1965.
77. Wood, I.R. ,P.Ackers & J.Loveless. *General method for the critical point on spillways*. J.HYD.DIV., ASCE, vol.109, noHY2, pp 305-307, 1983.
78. Wood, I.R. *Free-Surface Air Entrainment on spillways*. A.A.BALKEMA, ROTTERDAM,BROOKFIELD, Netherland, 1991.
79. Yoneyama N. *Numerical analysis of surface using VOF method*. Flow Modelling and Turbulence Measurments V1, Chen, Shin, Lienau & Kung (EAS), 1996.
80. Zarrati, A.R. *Mathematical modeling of air mixtures in open channels*. J.HYD. Research, vol.32, no.5, 1994.

۱) می سریز آزاد و بیول گردی از نوع Ogee در تغیر بلندی سریز جت که سرمهزنی ندارد  
برخن تاج سریز را با ارش طرح خواهد.

لیب بالادست سریز (IH:IV) ؟ لیب پایه دست سریز (IV:V) ؟  
او سریز کی پل صراحی ساخت . مکان مکان بدلن پاییں و تکمیل گانز را انتخاب کرد  
مان پایه ها پل است ؟ و مکان خاله سریز پایه ها سریز ۱۵ متر در طول نورده بود

دی مازنسم طلاق سریز (لصیڑے یا نہیں)  $\frac{1500}{m^3}$  و پر هر بقدر  $\frac{m^3}{م^3}$  اضافہ کر دو!

بران دی مانزی طایف ، ارتقای طیعه - کارکرد نسبت به تابع سیز (  $H_{max}$  ) معدل ۰/۷۳ می‌باشد.

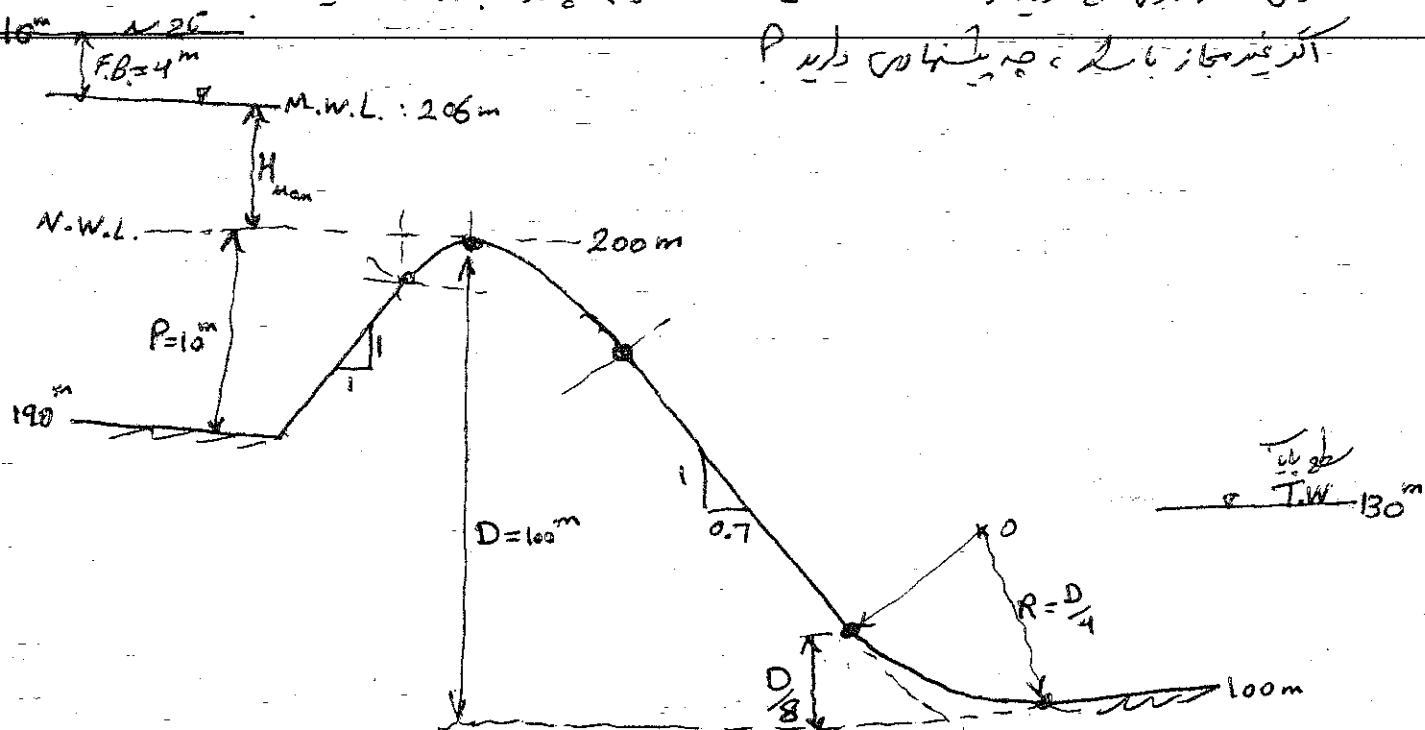
- ١- بروتوكول USBR-II (نوع ٢) (H=80% H<sub>max</sub>)

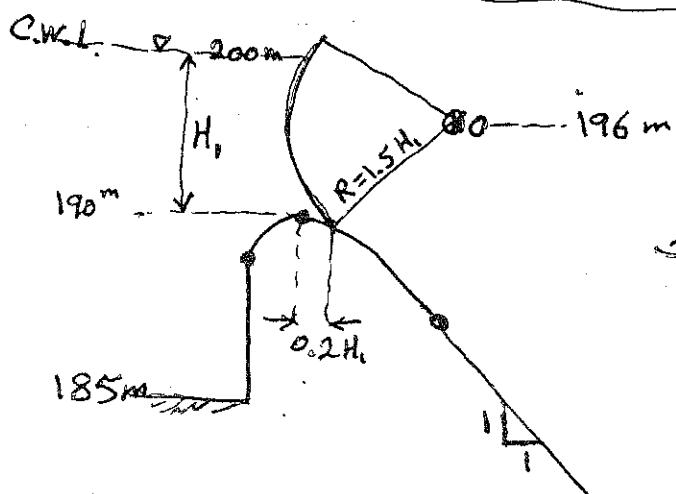
۲- طول تاج سریز ر حاصل کنید.  
۳- رابطه بین (دب-ائل : H-Q) ا صواص کی تحریر کر کنید.



۴- جلیل، خسرو، اورنگ، حسیر (فیصلہ درگاہ دین کا نہیں) حصہ ۳ مجازات ماند

آندر یونیورسیتیز میزوری کالج، میزوری





مسئلہ نمبر ۱) سرین بار دریہ کے طبق سل  
کا درجہ بندی

طبع سرین، تعدادیاں، مساحت  
مربوط طبق سل ① بالا  
(تعداد دھانہ چین = تعداد دریہ)

دب طبق سل ملکہ کا کام (دست دریہ کا کام) کا کام

- 1- طبع سرین کا بدھیہ
  - 2- برس بارش کے مختلف درجے (D:  $0 \rightarrow 10^m$ ) پر (Q-H) کا بہت آرہی
- راہی سے (Q-H) کا بہت آرہی  
حرکت بارش دریہ (D/2) (H ≈ 10 $m$ )