دانشگاه ارومیه

دانشکده کشاورزی

گروه مهندسی آب

****

مطالب درسی

****

هیدرولیک رسوب

(دوره کارشناسی ارشد، و دکتری رشته سازه های آبی)

دکتر مهدی یاسی

۱۳۹۴

م. یاسی
دانشگاه ارومیه

"هیدرولیک رسوب"

" Sediment Transport "

سرفصل مطالب (Contents) :

منابع مورد استفاده : References :

1) Keller, R. J. (1996). "Lecture Notes : Sediment Transport", Monash Uni., Australia
2) Yang, C. T. (1996). " Sediment Transport : Theory and Practice",
3) Fisher, K. R. (1995). "Manual of Sediment Transport in Rivers", HR Wallingford.
4) Vanoni, V. A. (1975). " Sedimentation Engineering", ASCE.
5) Yalin, M. S. (1976). "Mechanics of Sediment Transport",

۶) شفاعی بجستان، م. (۱۳۸۷). "هیدرولیک انتقال رسوب". انتشارات دانشگاه شهید چمران - اهواز.
۷) کوچک زاده، ص. و یوسفی، ک. (۱۳۸۰). "تئوری و کاربرد انتقال رسوب"، انتشارات دانشگاه تهران.
۸) پایان نامه های کارشناسی ارشد، رشته سازه های آبی، دانشگاه ارومیه، توسط :
۱- بهروز یعقوبی، سال ۱۳۸۰، استاد راهنما : دکتر مهدی یاسی.
۲- رحیم حمزه پور، سال ۱۳۸۳، " " : " .
۳- امیر بیش علمی، سال ۱۳۸۸، " " : " .

" مقدمه "

واژه‌ها (Terminology) :

Sediment (رسوب) : Particles suspended/deposited in water or air.
ذراتی که در هوا یا آب بصورت معلق یا ته‌نشست هستند.

Fluvial Sediment : رسوبات ناشی از فرسایش آب
Aeolian " : " " " بادی

Alluvium : رسوبات آبرفتی
Alluvial Rivers : رودخانه های آبرفتی

Erosion : فرسایش (عام) - معمولاً در مقیاس بزرگ و در پریود زمانی طولانی
Degradation : فرسایش کف بستر (کف کنی) رودخانه - در مقیاس طولی بزرگ رودخانه
Scour : آبشستگی - فرسایش آبی در بستر و دیواره رودخانه
Local Scour : آبشستگی موضعی - در مقیاس کوچکتر و پریود زمانی کوتاه در رودخانه‌ها

Deposition (Sedimentation) : ته‌نشینی رسوب (عام)
Aggradation : رسوب‌گذاری در بستر رودخانه - در مقیاس طولی بزرگ
Bar (Sediment Bar) : بار رسوبی (جزایر رسوبی) در کف بستر رودخانه
Island : جزایر رسوبی تثبیت یافته در بستر رودخانه

Sand Mining : برداشت مصالح از بستر رودخانه
(Mining (برداشت از معدن)

Channel : آبراهه (عام) - کانال ، رودخانه ...
Stable channel ↔ Stability : آبراهه پایدار
Unstable " ↔ Unstability : " ناپایدار

Equilibrium State (of Bed) : حالت تعادل (دینامیکی) - بستر
↳ (Rate of Sediment supply (To a reach) = Rate of Sediment Transport (From a reach))

Sediment Particles (Material) : ذرات رسوبی (مواد رسوبی)

Sediment Transport : انتقال رسوب
Sediment Load : بار رسوبی (Sediment Transport Rate) شدت
Bed Load : بارکف (باربستر)
Suspended Load : بارمعلق
Total (Sediment) Load : بار رسوبی کل
} Sediment load

هیدرولیک رسوب : رابطه متقابل (Interaction) بین :

۱) جریان آب (Flowing water)

۲) ذرات رسوبی (Sediment Particles)

که بستگی دارد به :

۱- حضور مواد رسوبی - در جریان و در بستر و دیواره‌ها (Availability of Sediment)

۲- قابلیت و قدرت جریان (Capability of Flow)

هدف از بررسی :

a) Estimating rate of :

- Erosion — فرسایش
- Sediment Transport (Load) — حمل رسوب
- Deposition / Scour — ته‌نشینی / آبشستگی

b) Prediction of :

- Channel Form — شکل و فرم رودخانه‌ای
- Channel Geometry — هندسه (عرض، عمق، شیب، ...)

c) Evaluation of :

- Channel Stability — پایداری رودخانه

d) Design of :

- Stable channels — طرح پایدار مجرا

فصل اول : منشاء حرکت و انتقال رسوب

1. Sediment Sources and Movement (Origins of Sediment)

عوامل ایجاد رسوب : 1. water 2. wind 3. Gravity 4. Ice

موارد مهم در بررسی :

1) Source areas where the Sediment originates its motion.

منابع ایجاد رسوب : عموماً حوزه آبخیز رودخانه و موضوع آبخیزداری (Watershed Management)

2) Channel or Waterway where Sediment Transports

3) Deposition area where Sediment is Terminated its motion.

Origins of Sediments : 7 Principal sources..

1) Sheet Erosion : فرسایش سطحی خاک (ورقه‌ای)

دراثر رواناب سطحی ناشی از بارش روی اراضی حوزه (Surface Runoff).

+ عموماً مرحله تشکیل آبراهه‌های شیاری (Rill Erosion) در این مرحله قرار داده‌ شود.

این بخش منبع انتقال رسوبات ریزدانه و کلوئیدی (رس و سیلت) به جریان رودخانه‌ای ،

و منبع آلودگی آب است.

2) Gully Erosion : فرسایش خندقی - نهری - آبراهه‌ای.

Gully = نهری که بطور طبیعی شکل گرفته و با عملیات شخم از بین نمی‌رود.

مکانیزم فرسایش عموماً بصورت توسعه فرسایش از بالادست ، عمیق‌تر شدن و سپس تعریض است.

(Head Cutting) منشاء تولید مواد رسوبی درشت دانه است.

3) Stream / channel Erosion : فرسایش رودخانه‌ای :

بصورت : فرسایش بستر (Bed Degradation)

فرسایش دیواره‌ها (Bank Erosion)

4) Urban Erosion :

ناشی از توسعه شهری ، تغییرات در نحوه کاربری اراضی ، راهها ، خطوط انتقال ،

نواحی صنعتی ، مسکونی و... در محدوده شهری است.

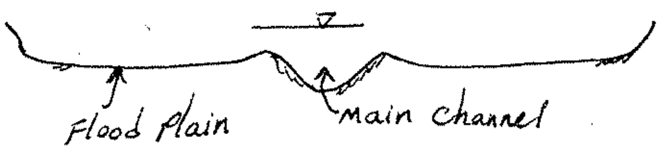
5) Mass Movement of Soil :

- حرکت توده‌ای خاک (Slump)

- ریزش سطحی از دامنه‌ها و شیب‌ها - دراثر Gravity : (Soil Creep)

- لغزش زمین (Land Slide)

6) Flood Plain Erosion — فرسایش سطحی - در اثر جریان سیلابی - در دشت سیلابی رودخانه



7) Mining, Industrial, and Sewage Wastes.

پس آب های معدنی، صنعتی و شهری (فاضلاب) - که حاوی رسوبات و مواد جامد هستند.
بصورت منابع مشخص و قابل کنترل بحساب می آیند ⇐ Point Sources

fish Industies و پرورش ماهی

برای حوضه های بزرگ، عوامل ۱، 2، 3 سهم بیشتری دارند.
از این میان، Sheet Erosion سهم عمده ای دارد ← اهمیت حفاظت خاک و آبخیزداری
عامل (۷)، قابل کنترل و برنامه ریزی با سهولت است (Point Sources).

بطور کلی، مسئله مهم، تشخیص منابع تولید رسوب، و توزیع مکانی (سهم هر زیرحوزه در شبکه آبراهه ها)
درجه اهمیت هر یک از منابع - با توجه به اهداف و شرایط مورد نظر است.

مثال:

* جهت احداث سد مخزنی ← کل "بار رسوبی" مهم ← کنترل Sheet Erosion مهم.
* ارزیابی کیفیت آب رودخانه برای مصرف شهری ← کنترل رسوبات ریزدانه که بصورت بار معلق حمل و انتقال می یابد.
* مشکل Aggradation در یک reach رودخانه ← ته نشست زیاد مواد ~~بحری~~ درشت دانه
← کنترل بارکف (Bedload)
← کنترل فرسایش Gullys و Channels
* ارزیابی برداشت مصالح رودخانه ای ← ظرفیت بار رسوبی و ته نشست یا فرسایش در بازه رودخانه
(اجازه برداشت مصالح در بازه ای که تحت Bed Degradation است، داده نمی شود!).

دانشجویان: مکانیزم فرسایش را مطابق سری مسائل شماره یک بررسی کنید.
(شرح خلاصه ولی دقیق از علل فیزیکی و هیدرولیکی فرسایش ورقه ای، شیاری و خندقی و رودخانه ای - مطابق مطالب صفحه).

۵/۵

هیدرولیک رسوب
م. یاسی

سری مسائل شماره یک: "منشاء و انتقال رسوبات رودخانه‌ای"

① مشخصات انتخاب و تفکیک بازه‌های رودخانه‌ای (River Reaches) را بطور خلاصه و دقیق - با ذکر منابع مورد استفاده - ارائه نمائید.

② مکانیزم Sheet Erosion و Rill Erosion بطور خلاصه و دقیق شرح دهید.

③ مکانیزم ایجاد و توسعه Gully و Gully Erosion را شرح دهید.

④ در حل مسائل هیدرولوژیکی و هیدرولیکی، دو روش زیر قابل تفکیک هستند:

a) Deterministic Methods
b) Stochastic Methods

این دو روش را بطور خلاصه و دقیق شرح داده و تفاوت آنها را مورد مقایسه و بحث قرار دهید.

⑤ مفهوم فیزیکی و معادل فارسی واژه‌های زیر را ارائه نمائید.

a) Erosion
b) Deposition
c) Aggradation
d) Degradation
e) Tidal Rivers / Non-Tidal Rivers
f) Channel / Canal
g) Flood Plain
h) Stream bed
i) Stream bank
J) River Form
k) Cross - Section
l) Tributaries

⑥ نقش برف و ذوب برف و همزمانی دوره‌ی ذوب برف و بارندگی در فرسایش خاک و انتقال رسوب را بنویسید.

Ref. (1)

M. Yas.

1/9

RIVER HYDRAULICS AND SEDIMENT TRANSPORT

CHAPTER ONE

Ref. (1): R.J. Keller (1996)

ORIGINS OF SEDIMENT

INTRODUCTION

The continuing landform development occurring on the earth's surface necessarily implies the production and subsequent distribution of sediments. Earth and rock particles are removed from one location and deposited at another, and there is a need to quantify these erosion and deposition rates. Because water is the prime entraining agent and mover of eroded materials, it is virtually impossible to plan, design, construct, or maintain river basin projects rationally without postulating the distribution of these materials to downslope and downstream locations. Typical erosion and deposition occurrences are indicated in Figure 1.1.

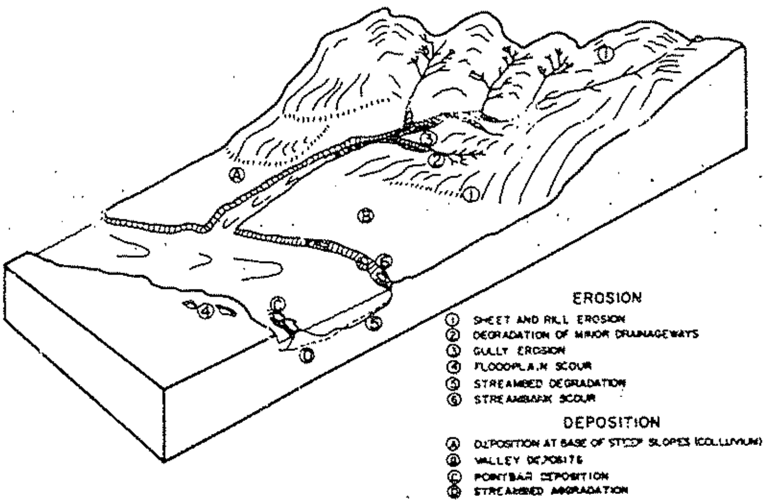


FIGURE 1.1. Typical Erosion and Deposition Occurrences.

Most individuals have observed soil erosion and deposition phenomena in nature and could ascribe general reasons for these occurrences with some degree of confidence. The interplay of the forces causing erosion is less obvious, however. As with other natural occurrences, erosion and deposition rates could be accurately predicted if all causes were known and could be taken into account. In nature, and often in the laboratory, it is seldom possible, or practical, to measure all these variables in isolation so that a completely deterministic model can be developed. Thus, to obtain quantitative estimates of erosion and deposition for a given situation, probabilistic values based on measurements must be

2/9

assigned to the major causative variables.

The adequacy of measurement records and the degree of success in analyzing them determine the degree to which deterministic methods rather than stochastic (probabilistic) methods have been utilized for estimating rates of erosion, sediment transport, and deposition.

From an engineering point of view, the accelerated erosion most often induced by man's activities is of special concern. In fact a large proportion of material produced by accelerated erosion derives from sheet erosion over cultivated lands. The concentration of runoff in large and small drainageways often causes extensive channel erosion. Other erosion from such specialized activities as mining, and the construction of houses, factories, highways and utilities is becoming increasingly important in some localities.

All of these erosion types combine to create challenging problems in land management and in the design of sediment control measures. But the overall goal is the economic management of our land resource so that the rate of normal geologic erosion, plus an allowable rate of man-made erosion, will not exceed our ability to sustain the soil. Attainment of this goal would minimize the engineering and aesthetic problems arising from accelerated sediment movement downstream.

In this chapter the principal sources of stream borne sediment are identified and their relative importance discussed.

ORIGINS OF SEDIMENT

(شن و رسوب رودخانه‌ای)

There are seven principal sources of stream-borne sediment, namely:

(1) Sheet erosion by surface runoff from precipitation on agricultural range, forest, and waste land - sheet erosion being defined by soil conservationists as the removal of surface soil by overland flow without the formation of channels of sufficient depth to prevent cultivation or crossing by farm machinery.

(2) Gullying, or the cutting of channels in soil or unconsolidated geologic formations by concentrated runoff.

(3) Stream-channel erosion, including bank cutting and bed degradation of formerly well-defined channels.

(4) Urban erosion incident to cultural developments, including roads, railroads, powerlines, and clearing for housing and industrial projects.

3/9

(5) Mass movements of soil - landslides, slumps, and soil creep.

(6) Flood erosion, or the removal of surface soil by flood flows sweeping across flood plains.

(7) Mining, industrial, and sewage wastes discharged into streams or left in waste dumps favorable to erosion.

Of these, the first three are by far the most important, quantitatively in all large drainage areas, although in urban areas the fourth source may be of major importance. In general, sheet erosion is the dominant source of the total sediment load in larger drainage areas which have an annual rainfall of more than 500 mm and where agriculture is a prominant land use. Gullying and stream-channel erosion generally furnish the greater part of the total stream load in forest and range areas and in drainage areas having less than 500 mm of annual precipitation.

Note

In some sediment problems the total ~~stream~~ Sediment load is of primary importance. For example, all of the load may contribute to reducing the storage capacity of reservoirs. In other problems, however, such as stream-channel aggradation or filtration of water for domestic use, either the coarse bed-load fraction or the fine suspended-load fraction of the total load is the critical factor. Hence, in a study of a particular problem, primary consideration must be given to the sources of the sediment involved in that problem. These sources may differ significantly from the sources of the total sediment load passing the points where the problem exists.

In the following sections, the first four sources in the above list are discussed in further detail.

SHEET EROSION (and Rill Erosion)

Soil movement resulting from raindrop splash and surface runoff is often called sheet erosion. Sheet erosion removes the lighter soil particles, organic matter, and soluble nutrients from the land and is thus a serious detriment to the maintenance of soil fertility and productivity. Since sheet erosion occurs rather uniformly over the slope, it may go unnoticed until most of the productive topsoil has been removed. For this reason, sheet erosion must be considered as most serious.

As the surface water accumulates, it moves downslope. This water rarely moves as a uniform sheet over the surface of the land. It would move in this manner if the surface were smooth and uniformly inclined, which is seldom the case. The surface is almost always irregular. Surface areas a few feet square generally exhibit in miniature the drainage pattern of a major watershed. Each small portion of the runoff water takes the path of least resistance, concentrating in depressions and gaining in velocity as the depth of water and the slope of the land increases.

The erosiveness of flowing water depends upon its velocity, turbulence, and the amount and type of abrasive material it transports. Velocity increases as the depth of flow and the slope of the land increases. Turbulence of flow increases as the rainfall becomes more intense and as the surface flow concentrates in depressions. Abrasive capacity of the runoff depends upon the energy of the flowing water and the amount and type of suspended material in the water.

Soil particles are detached by a combination of rolling, lifting, and abrasive action. When flowing water moves over a soil surface, horizontal forces act upon the particles in the direction of flow. These forces detach particles from the soil mass by rolling or dragging them out of position. As the surface flow concentrates in depressions, the flow becomes more turbulent, and the different velocities and pressures cause vertical currents and eddies. The upward movement of the water past the soil particles detaches them by a lifting action. Soil detachment by abrasion occurs when particles already in transit in the flow strike or drag over particles on the soil surface and set them in motion.

Soil particles are transported by a combination of surface creep, saltation, and suspension. The horizontal forces of water flowing over the surface transport soil particles by rolling or sliding them along in contact with the land surface. This is called surface creep. Movement by saltation occurs when forces due to turbulence lift the particles from the surface and move them along by a continuous series of steps or jumps. When the upward velocities in the flow exceed the settling velocities of the detached particles, transportation by suspension occurs. Particles transported by suspension may travel long distances before settling to the land surface.

The amount of material transported depends upon the transporting capacity of the runoff and the transportability of the soil. The transportability of the soil is influenced by the size, density, and shape of the individual soil particles, and by the retarding effect of vegetation

5/9

and obstructions. Soil that is moved downslope by the action of the raindrops and by shallow flow over the soil surface consists of the smaller and lighter soil particles. The larger and heavier soil particles are more difficult to transport, hence they are not moved as great a distance.

Other variables affecting sheet erosion have been identified from small plot studies at experiment stations across the United States. Vegetation cover is clearly one important aspect and the small plot studies have indicated that for conditions of clean ploughed land planted in row crops the soil losses under sheet erosion average more than 200 times those for areas planted in pasture. Fertility levels in the soil and crop rotation rates can also be important and further information on these and other variables is contained in the ASCE Sedimentation Engineering Manual.

As with all natural phenomena it is difficult to ascertain exact quantitative relationships between the many variables and to apply them to ungauged regions where different soil, topographic, and management conditions prevail. (Information on the interplay between the variables and the prediction of sheet erosion rates is contained in the ASCE Sedimentation Engineering Manual.) ←

GULLY EROSION

When surface channels have been eroded to the point where they cannot be smoothed over by normal ploughing operations, they are called gullies. Gullies may develop as a result of several factors. Four important factors are discussed briefly below.

Channels. Soil is removed by surface water concentrating in and flowing through surface channels in sufficient volume to form a gully. Gully formation by this process is usually relatively slow, particularly where the soil is fairly resistant to erosion.

Waterfalls. Water from surface channels is often discharged over an abrupt change in grade. This stream of water falling to a lower elevation has greatly increased eroding power as compared to the same stream on a uniform grade. The channel at the foot of the waterfall is deepened, and the banks are undermined and cave in. Gullies formed by this process may be quite deep; some in the deep loess soils attain depths of over 20 m.

6/9

Freezing and thawing. Alternate freezing and thawing of the exposed gully banks result in sloughing of the sides and enlargement of the gully.

Slides and mass movement of soil. On gully banks gravitational and seepage forces tend to cause movement of the soil mass from a higher to a lower elevation. These forces induce a shearing stress within the soil mass which slips into the gully if the soil does not have sufficient resistance to these forces. The soil which has been detached and transported by gully erosion is of less value than soil removed by sheet erosion because it contains a higher percentage of subsoil. It costs much more to bring this type of erosion under control, but it is much easier to get action in establishing protective measures. However, the farmer and society pay a severe penalty for allowing erosion to develop to this stage.

Gullies, or upland channels, are common to most regions, and their development is usually associated with severe climatic events, improper land use, or changes in stream base levels. Gully growth patterns can be cyclic, steady, or spasmodic and can result in the formation of continuous or discontinuous channels. Gullies can also form on the perimeter of upland fields and actively advance into these fields. Most of the significant gully activity, in terms of quantities of sediment produced and delivered to downstream locations, is found in regions of moderate to steep topography having thick soil mantles. The total sediment outflow from eroding gullies, though large, is usually less than that produced by sheet erosion, although the economic losses from dissection of upland fields, damage to roads and drainage structures, and deposition of relatively infertile overwash on flood plains are disproportionately large.

Gully advance rates typically have been obtained by periodic surveys, measurements to steel reference stakes or concrete-filled auger holes that are placed in the gully head and bank, or examination of gully changes from existing small-scale map or aerial photographs, or combinations of these. The gully erosion process has been described for several regions of the United States, but the cause-effect interrelationships of gully formation have never been put into proper perspective. Methods are, therefore, not available for any given locality and under any set of existing or assumed conditions, for accurately predicting rates of gully erosion or gully advance. However, studies are producing quantitative

7/9

information and some empirical procedures have been postulated (see ASCE Sedimentation Engineering Manual for further information).

CHANNEL EROSION

Channel erosion, which includes stream bed and stream bank erosion, can be very significant under some circumstances. Accelerated stream bed erosion, for example, can cause the lowering of ground-water levels, and in water-short areas, this can drastically reduce the yield of crops. It can also trigger downcutting cycles in tributary channels and gullies because of the lowering of the base level. Stream bank erosion, often caused by the clearing of protective cover from banks and from channel straightening and realignment measures, affects the flow through changes in slope and in stream competence.

Quantitative estimates of channel erosion on deposition rates are obtained from time sequence comparisons of surveyed cross sections, from maps and aerial photographs, and from historical records. Predictions of future channel changes are based on erosion or deposition rates as estimated by these methods; when future changes in the flow regime are expected, rough estimates of scour or fill can be obtained from sediment discharge formulae, the application of principles of fluvial morphology, the use of the regime theory, or other methods that consider the forces exerted on the stream boundaries.

URBAN EROSION SOURCES

The task of evaluating urban erosion sources and controlling the damages resulting therefrom, both on-site and downstream, involves a consideration of similarities and differences between urban and rural erosion phenomena. Procedures and guidelines presently available for measuring, predicting, and controlling agricultural erosion rates are an invaluable starting point for dealing with urban erosion problems.

There are many sources of sediment in urban areas, but home building, highway construction, and other activities involving earthwork in metropolitan areas causes special concern. Even the sediment from "stabilized" sections of a city, from streets and gutters, can be significant when it is delivered to stream channels incapable of transporting it, or to estuaries that must be maintained by dredging.

Erosion considerations in areas undergoing urban development are unique in some respects. The soil loss rates are many times the pre-

8/9

construction rates. Damages are usually more serious to downstream landowners and to the affected municipality than to the developer of a new housing tract. Exposed subsoils often contain larger particles with less cohesive material and thus pose special problems because little is known of their permeability, erodibility, and related properties. The larger particle sizes of eroding subsoils can affect the width-depth relation and other conveyance characteristics of downstream channels at a time when the channels are already rapidly enlarging themselves to accommodate the more frequent and larger peaks and runoff quantities due to the increased imperviousness of the basin.

The transition from relatively stable rural terrain to a steady-state urban environment may take from 2 - 10 years, depending on the size of the drainage area, the intensity of home building, size of subdivisions, and sequence of placement of streets, water and sewage systems and other utilities.

The implications of these comments are important to engineers concerned with urban erosion rates during the transient period of construction. It is difficult to design sediment retention works for urban watersheds with any degree of efficiency since, during the short period of instability, abnormal climatic conditions could cause large differences in soil loss.

OTHER SEDIMENT SOURCES AND EROSION TYPES

Sediments also originate from construction activities, logging operations, excavation and dredging for sands and gravels, mining, and flood-plain scour. Regardless of the erosion source, the movement of sediment is maximized by factors that enhance the processes of erosion and overland flow. Factors that affect erosion do not necessarily affect overland flow in the same manner. High erosion rates are a function of soil erodibility, high rainfall energies and intensities, steep and long landslopes, sparse vegetal cover, and poor land treatment. Overland flow rates are related to most of these variables although such runoff-inducing soil properties as high clay content and low permeability are not well correlated with erodibility.

Often a careful choice of variables is possible that will lessen sediment movement. For example, a minimum or no-plough cultural treatment will usually not reduce runoff from agricultural lands (and may increase it because of reduced evaporation and greater moisture retention in the soil surface profile) but will drastically reduce erosion rates and sediment movement.

9/9

Erosion by runoff has been treated in the foregoing sections. Wind is another important eroding agent in many localities, and in geologic time it played a major role in shaping the landscape.

BIBLIOGRAPHY - CHAPTER ONE

The following texts were used in the preparation of these notes and should be consulted for further amplification:

American Society of Civil Engineers (1975). Sedimentation Engineering, ASCE, New York.

Simons, D.B. and Sentürk, F. (1977). Sediment Transport Technology, Water Resources Publications, Fort Collins, Colarado.

Kirkby, M.J. and Morgan, R.P.C. (1980). Soil Erosion, John Wiley and Sons, Chichester.

Beasley, R.P. (1972). Erosion and Sediment Pollution Control, The Iowa State University Press, Iowa.

افزایش قدرت فرسایندگی آبدوی تا زمانی است که آبدوی به حداکثر توان حمل خود برسد. وقتی میزان مواد منتقله بیش از توان حمل آبدوی باشد رسوب‌گذاری شروع خواهد شد.

مقایسه قدرت فرسایندگی باران و آبدوی حاصل از آن

انرژی جنبشی ناشی از قطرات باران بمراتب بیشتر از انرژی جنبشی آبدوی حاصل از باران است زیرا سرعت قطرات باران ۱۰ - ۶/۵ متر در ثانیه است، در حالی که سرعت جریان آبدوی معمولاً کمتر از ۱ متر در ثانیه می‌باشد. البته باید در نظر داشت که این ارقام از نظر مقایسه مقدار دو انرژی است و در مورد مقدار مواد منتقله آنها صدق نمی‌کند، زیرا بخش بزرگی از این دو انرژی در اثر اصطکاک با سطح زمین از بین می‌رود. میزان از بین رفتن انرژی در مورد قطرات باران بیشتر از آبدوی است، به این صورت که فقط ۰/۲ درصد انرژی قطرات باران و ۴ - ۳ درصد انرژی جریان آب در فرسایش مواد دخالت دارند. در واقع می‌توان گفت که انرژی قطرات باران نسبت به جریان سطحی بالقوه زیادتر است اما قسمت اعظم قطرات باران صرف جداسازی ذرات خاک می‌گردد.

۲ - ۱ - ۲ - نقش تگرگ در فرسایش خاک

فرسایش حاصل از تگرگ به دلیل جرم زیاد و درشتی دانه‌ها و در نتیجه بالا بودن سرعت سقوط قطرات بمراتب بیشتر از فرسایش ناشی از بارانهای شدید است، زیرا سرعت سقوط دانه‌های تگرگ خیلی بیشتر از سرعت سقوط قطرات باران است. سرعت سقوط دانه‌های تگرگ در جدول زیر نشان داده شده است.

قطر تگرگ به میلیمتر	سرعت سقوط به متر در ثانیه
۱۵	۱۲
۲۰	۱۶
۷۶	۵۲

فرسایش آبی و کنترل آن - دکتر حسینقلی رفاهی - انتشارات دانشگاه تهران

آن را نیز نابود می‌سازد و این امر فرسایش را تشدید می‌کند. اثر تخریبی تگرگ در صورتی که همراه با باران باشد بیشتر است زیرا ضربه دانه‌های تگرگ خاکدانه‌ها را خرد کرده، خلل و فرج را مسدود می‌سازد و آب ناشی از باران ذرات خردشده را منتقل می‌کند. به طوری که زاخار اظهار می‌دارد تگرگ همراه با باران قادر است تمام خاک سطحی را از بین ببرد و سبب حدود ۱۰۰۰ مترمکعب در هکتار فرسایش گردد. در ایران تگرگ معمولاً در اراضی کوهستانی، در اواسط بهار یا اواخر تابستان اتفاق می‌افتد و سبب وقوع فرسایش و سیلهای غیرمنتظره می‌گردد.

۳ - ۱ - ۲ - نقش برف در فرسایش خاک

اثر فرسایندگی باران و تگرگ به علت تخریب خاکدانه‌ها و پاشمان ناشی از برخورد قطرات با سطح خاک خیس است، در حالی که اثر فرسایندگی آب ناشی از ذوب برف به دلیل تخریب خاکدانه‌ها در اثر یخبندان همچنین کاهش نفوذپذیری به علت یخ زدن لایه‌های زیرین می‌باشد. در اثر ذوب برف آبدوی ایجاد می‌شود که می‌تواند فرسایش ایجاد کند. با وجود اینکه این فرسایش در برخی از مناطق مهمترین نوع فرسایش است ولی قابل مقایسه با فرسایش حاصل از ضربات قطرات باران نمی‌باشد. این نوع فرسایش در صورتی شدید خواهد بود که مقدار زیادی برف بر روی زمین متراکم شده، به طور ناگهانی ذوب شود.

به طور کلی فرسایش حاصل از برف خیلی کمتر از فرسایش ناشی از باران است زیرا برف مدت زیادی در سطح زمین باقی می‌ماند و بلافاصله به صورت آبدوی جاری نمی‌شود. به همین دلیل اخیراً محققان به این فکر افتاده‌اند که در مناطق کوهستانی باران را به برف تبدیل کنند. انجام این کار علاوه بر جلوگیری از فرسایش خاک از نظر حفاظت آب نیز اهمیت دارد.

۴ - ۱ - ۲ - نقش یخبندان در فرسایش خاک

یخبندان می‌تواند به روشهای مختلف در فرسایش مؤثر باشد:

2. Properties of Sediment

فصل دوم : خصوصیات مواد رسوبی

مقدمه :

Sediment Transport depends on both :

1) Characteristics of Flow

and, 2) " " Sediment.

Properties of Sediment are of :

a) Individual Particles (grains) : ذرات رسوب بصورت منفرد

(Such as : Size ; Shape ; Density (ρ_s) ;

Fall velocity (W_s) ; Drag Coeff. (C_D))

b) The Sediment as a whole (Bulk) : مجموعه رسوب

(Such as : Bulk specific weight ; Porosity ;

Angle of Repose ; Size distribution ; and

in Fine Sediments , Flocculation) .

تشکیل خاکدانه - در اثر جذب سطحی ذرات ریزدانه و چسبنده

---

① Size of Sediment Particles :

① مهمترین خصوصیت فیزیکی : (اندازه ذرات)

استانداردهای مختلف طبقه بندی

(Amer. System for Testing Material) ASTM ۱- روش
بیشتر در مکانیک خاک

(Amer. Geophysical Union) AGU ۲- روش

Table (2.1) in Ref. (1) ← بیشتر در Sediment Transport

(همچنین جدول صفحه کپی از HR Wallingford)

از روش های دیگر می توان unified و Taylor و British system را نام برد.

تقسیم بندی بصورت :

Very large Boulders → Cobbles → Gravel → Sand → Silt → clay →

تخته سنگ — قلوه سنگ — شن — ماسه — لای — رس

Very Fine clay → Colloidal (Alway Flocculated)

رس ریز — مواد کلوئیدی (آلی)

بعضی اندازه ها مهم اند مثل اندازه ماسه

Sizes ≥ Sand => Non-Cohesive Material => By Seiving Method.

Sizes < Sand => Cohesive " => By Hydrometry "

مواد بستر رودخانه ها عموماً غیر چسبنده (Non-Cohesive) هستند . (D ≥ 0.0625 mm)

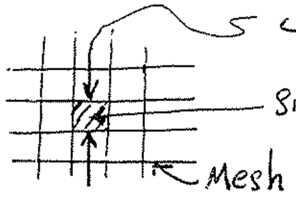
ماسه (AGU) : (0.0625 – 2.0) mm

↳ هم اندازه گیری با الک استاندارد.

روش‌ها و معیارهای اندازه‌گیری

۱) روش الک برای ذرات Sand و بزرگتر ($D \geq 0.0625$ mm) و کوچکتر از شن متوسط

با معیار Sieve Diameter : اندازه = قطر عبوری از چشمه الک



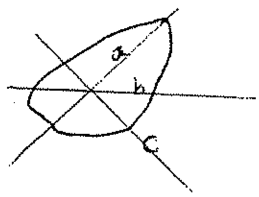
Sieve Opening (چشمه مربع شکل)

اندازه الک (Mesh Size)

مثال: الک شماره ۴ (No.4) <= ۴ چشمه مربعی در یک اینچ طولی

۲) برای ذرات بزرگتر از الک‌های استاندارد:

اندازه متوسط ذره براساس اندازه‌گیری سه بعد عمود برهم (بزرگ، کوچک، میانی) محاسبه میگردد.



$$D = \frac{a+b+c}{3}$$

(اندازه مکعب معادل)

اندازه‌گیری با متر و یا استفاده از الک‌های بزرگتر

۳) روش هیدرومتری برای ذرات Silt و کوچکتر - براساس سرعت سقوط ذرات.

با معیار Sedimentation Diameter (قطر رسوبی) = قطر معادل کره‌ای که S_g و W_s برابر با ذره مورد نظر دارد.

$W_s = F(S_g , D)$

W_s = سرعت سقوط (Fall velocity)

$S_g = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$ = دانسیته نسبی (Specific Gravity)

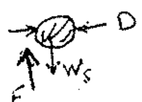
(در بیان اندازه باید سیستم اندازه‌گیری ذکر شود که مهم است)

---

② Shape — ۲) شکل ذره

مبنای ارزیابی شکل: مقایسه با کروی شکل بودن با حجم معادل است

و منظور گوشه‌دار بودن یا منحنی بودن نیست بلکه فرم عمومی ذره است.



اهمیت شکل در: ۱ سرعت سقوط ذره W_s

۲ نیروی کشش (Drag Force) و تعیین (C_D) Drag Coeff.

شاخص: Shape Factor: $S.F. = \frac{c}{\sqrt{ab}}$

a = بزرگترین بعد ذره

b = متوسط بعد "

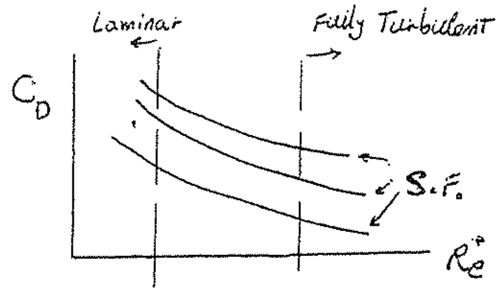
c = کوچکترین بعد "

$S.F. = 1$: برای ذره کروی

Quartz : برای ذرات طبیعی : $S.F. \simeq 0.7$

S.F. حدود 0.7 است ، 0.2 و 0.3 و 0.9 نمی‌شود (ماسه و شن ...)

③ قفل شدگی ذرات به همدیگر (Keying)



$Re^* = \dfrac{W_s \cdot D}{\nu}$

Fig.(2.1) ملاحظه شود : تأثیر S.F. در برآورد C_D . در منبع شماره (1) .

D : اندازه ذره

W_s : سرعت سقوط

---

(3) Specific Gravity (S_g) — (۳) دانسیته ویژه

وزن مخصوص رسوب : Specific weight : $\gamma_s = \dfrac{W_{dry}}{\forall} = \dfrac{\text{وزن خشک}}{\text{حجم}}$ Bulk Density

وزن آب مخصوص آب : γ_ω

ρ = دانسیته (Density)

$\gamma = \rho g$

$$S_g = \frac{\gamma_s}{\gamma_\omega} = \frac{\rho_s}{\rho_\omega}$$

$S_g \simeq 2.65$: quartz برای مواد آبرفتی با منشاء

و عموماً : $S_g = (2.5 - 2.7)$

---

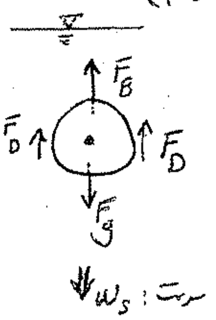
(4) Fall Velocity / Settling velocity / Terminal Velocity : سرعت حد سقوط یا سرعت نهائی تهنشینی (۴)

(ω , $\underline{\omega_s}$, V_s) = سرعت ثابت سقوط

$\omega_s = F($ Size (D) , Shape $(S.F.)$, Density (ρ_s یا S_g) , Fluid viscosity (ν) , Extent of Fluid (عمق) ,
No. of Particles falling (تعداد ذرات ـ تراکم) , Turbulence Intensity (شدت تلاطم جریان) $)$

(برخورد ذرات و تغییر در سرعت و مومنتم)

تحلیل :



یک ذره کروی با قطر D در سیال ساکن و عمیق :

نیروی وزن : $F_g = \gamma_s \forall_s = \gamma_s \frac{\pi}{6} D^3$

(Bouyant Force) نیروی شناوری : $F_B = \gamma_f \forall_s = \gamma_f \frac{\pi}{6} D^3$

$\Rightarrow$ Submerged weight $= F_g - F_B$

نیروی برشی (مقاومت) : $F_D = C_D A \left(\frac{1}{2} \rho_f \omega_s^2\right) \rightarrow$ Drag Force / Resisting Force

سطح تصویر ـ عمود بر جهت حرکت : $A = \pi D^2/4$

فشار دینامیکی $= \frac{1}{2} \rho_f \omega_s^2$

$$\therefore \quad F_D = C_D \frac{\pi}{8} \rho_f D^2 \omega_s^2$$

At Terminal velocity : (ω_s = const.)

$$\Sigma F = 0 \quad \Rightarrow \quad (F_g - F_B) - F_D = 0$$

Also, $\gamma = \rho g$, $S_g = \dfrac{\gamma_s}{\gamma_\omega} = \dfrac{\rho_s}{\rho_\omega}$

$$\Rightarrow C_D \frac{\pi}{8} \rho_f D^2 \omega_s^2 = \frac{\pi D^3}{6} g(\rho_s - \rho_f)$$

برای سیال ساکن و عمیق و ذره کروی شکل : (1) : $\therefore \omega_s = \left[\frac{4}{3} \cdot \frac{1}{C_D} \cdot g D (S_g - 1) \right]^{1/2}$

سرعت ثابت سقوط ← ω_s ، شاخص قطر ذره ← D

مشکل تعیین C_D ؟

نتایج تجربی برای سیال ساکن و عمیق و ذره کروی : $C_D = F(R_e^+)$, $R_e^+ = \frac{\omega_s D}{\upsilon}$

* For Laminar Flow ($R_e^+ < 1$) $\Rightarrow C_D = \frac{24}{R_e^+}$ (Stokes' Eq.)

$$\therefore \begin{cases} W_s = \frac{g(S_g - 1)}{18\,\upsilon} D^2 & : (2) \\ \text{where,} \quad D \leq 0.1 \text{ mm} \end{cases}$$

* For Fully Turbulent Flow ($R_e^+ > 4000$) $\Rightarrow C_D = 1/2$

$$\omega_s = \left[\frac{8}{3} g (S_g - 1) D \right]^{1/2} \quad : (3)$$

گراف های تجربی تعیین C_D در کپی ضمیمه ؛ و نیز Fig.(2.1) از منبع شماره (1) .

* رابطه نیمه تجربی Rubey (1933) - براساس فرم عمومی رابطه شماره (1) :

$$\omega_s = F \times [g(S_g - 1)D]^{1/2} \quad : (4)$$

$$\begin{cases} \text{For } D > 1 \text{ mm}, \text{ quartz } (S_g = 2.65), \text{ in water of } 10 < T_c^\circ < 25 \ (\text{ } \upsilon \text{ یا } \mu \text{ معین}) \\ \therefore F = 0.79 \end{cases}$$

$$\text{For } D < 1 \text{ mm} \Rightarrow F = \left[\frac{2}{3} + \frac{36\upsilon^2}{g D^3 (S_g - 1)} \right]^{1/2} - \left[\frac{36\upsilon^2}{g D^3 (S_g - 1)} \right]^{1/2}$$

* گراف تجربی محاسبه W_s بصورت تابعی از دما (T_c°) ، شکل ذره (S.F.) و اندازه متوسط هندسی ذره (D) برای ذرات quartz در آب ساکن و صاف (مقطر) $\Leftarrow$ Fig.(2-2) از منبع (1) .

* روابط تجربی دیگر ، کپی ضمیمه .

نکات مهم : ۱) در جریان سیال ، W_s کمتر از سیال ساکن است . چرا ؟؟! جریان $R_e = \frac{VR}{\upsilon} \uparrow \Rightarrow \omega_s \downarrow$

۲) تأثیر غلظت مواد رسوبی معلق در آب روی W_s .

حضور رسوبات معلق $\Rightarrow$ مخلوط آب و رسوب (γ و υ) $\uparrow \Rightarrow F_B \uparrow$ نیروی شناوری $\Rightarrow W_s \downarrow$

بهمین دلیل ، ته‌نشست مواد معلق در جریان کمتر $\Rightarrow$ ظرفیت حمل رسوب توسط جریان ، بیشتر .

* مطالعه و بررسی کنید . ← تأثیر متقابله تلاطم سرعت رو به بالا ← تأثیر سطحی بر برخورد ذرات بر روی یکدیگر ← کاهش سرعت سقوط و ته‌نشست مواد .

در جریان آب :

سرعت سقوط ذرات رسوبی تابعی است از :

۱- نیروی وزن ذره ، شکل ذره ، لزجت سیال .
(این عوامل در سقوط ذره در آب ساکن موثر هستند).

۲- تلاطم جریان و حد تلاطمی جریان (Turbulence level).

{ نوسانات زمانی سرعت در هر نقطه
{ شکستگی خوردن بردار سرعت " " }
از خواص جریان متلاطم است.

عامل تلاطم بصورت مؤلفه قائم سرعت (بطرف بالا) روی سرعت سقوط ذره تأثیر می‌گذارد.

۳- وجود رسوبات در آب (برخورد موقتی ذرات بهم).

نظر منطقی و تجربی :

$$\underbrace{(W_s)_{adJ}}_{\text{سرعت سقوط در شرایط جریان متلاطم}} = \underbrace{W_s}_{\text{سرعت سقوط در آب ساکن}} - \underbrace{W_s'}_{\text{سرعت معادل برای عامل تلاطم}}$$

منظور تجربی :

Avci (1991) : $W_s' = a_0 V$

$V =$ سرعت متوسط (m/s)

$a_0 = \dfrac{0.132}{\sqrt{Y}}$ (برای حوضچه‌های رسوبگیر)

$Y =$ عمق آب (m)

Soordi ( ) : $W_s' = 0.132\, D_s^{1.2}$ (در طرح حوضچه‌های رسوبگیر).

$D_s =$ شاخص اندازه‌ی سازه‌ی (mm)

(سرعت جریان آب در حوضچه تا چه حد فرض شده)

⑤ Porosity (P)

⑤- تخلخل مواد رسوبی :

نکته: از خصوصیات توده رسوبی (Bulk) است. در برآورد حجم رسوبات ته‌نشین یا تبدیل دبی حجمی رسوب به دبی وزنی رسوب سهم است.

$$P = \frac{\forall_v}{\forall_t} = \frac{\forall_t - \forall_s}{\forall_t}$$

$$\forall_t = \frac{\forall_s}{1-P}$$

$\forall_t$ = حجم کل رسوب

$\forall_v$ = حجم فضای خالی (void)

$\forall_s$ = حجم جامد رسوب

---

⑥ Angle of Repose (ϕ)

(Internal Friction Angle)

⑥- زاویه ایستائی یا زاویه اصطکاک داخلی یا زاویه قرار

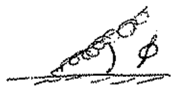
(برای ذرات غیرچسبنده : $C=0$)

ϕ = زاویه شیبی که مواد رسوبی ریخته شده در آب بخود میگیرد (زاویه پایدار طبیعی مواد رسوبی).

$\phi = F($Size (D) , Shape $(S.F.)$, Angularity گوشه دار بودن $)$

Yang (1996) : ϕ = زاویه شیب مواد در آستانه لغزش سطحی

$\left\{ \begin{array}{l} \text{ذرات درشت‌تر} \\ \text{گوشه دارتر} \end{array} \right\} \Rightarrow \phi \uparrow$ و پایدارتر



نتایج تجربی تعیین ϕ توسط (Lane, 1953) و (Simons, 1955) در کپی ضمیمه است.

+ جدول کپی ضمیمه (Ref. HR Wallingford, 1998)

---

⑦ Particle size Distribution (Grading)

⑦ توزیع دانه‌بندی رسوبات

بدلیل غیر یکنواختی اندازه ذرات رسوب ← تحلیل آماری روی توزیع اندازه‌ها.

از طریق گروه‌بندی (Classification) ← منحنی توزیع مواد رسوبی.

با فرض : S_g برای ذرات رسوبی یکسان $\Rightarrow$ رابطه (حجم - وزن) ذرات رسوبی

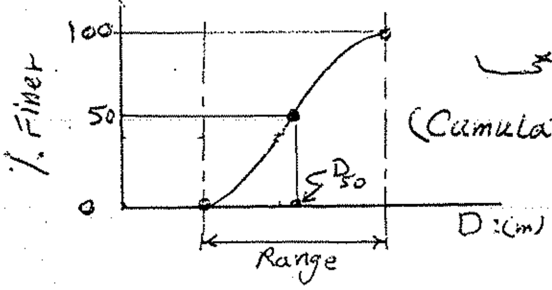
$W = \gamma \forall$

روش تحلیل :

الف) برای مواد رسوبی شن و ریزتر ← روش الک استاندارد و تحلیل آماری (روش وزنی)

D : (mm) اندازه	w% Percentage Finer by weight
D_{max}	100
- -	- -
- -	- -
- -	- -

اندازه الک تعیین میکند — درصد وزنی اندازه‌های کوچکتر از



منحنی توزیع تجمعی (Cumulative Curve)

ب) برای مواد بستری درشت دانه سطحی بستر رودخانه ها ← روش نمونه برداری سطحی و تحلیل Grid-By-Number

در رودخانه های با مواد بستری درشت دانه (Coarse-Bed Rivers)، روش نمونه برداری حجمی و موضعی و تحلیل به روش وزنی امکان پذیر نیست. زیرا تغییرات مکانی اندازه مواد زیاد و اندازه مواد نیز بزرگتر از الک های استاندارد و با شکل های غیرکروی است.

- لایه سطحی بستر ← درشت دانه و حالت سنگ فرش ⇐ Surface layer →
- لایه زیرسطحی : ریزتر و غیریکنواخت تر ⇐ Sub-Surface layer →

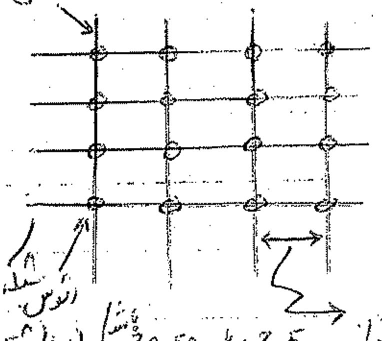
روش:

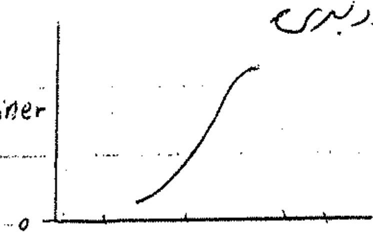
- نمونه برداری از مواد سطحی بصورت تصادفی و در قالب شبکه بندی گسترده در سطح بستر رودخانه
- اندازه گیری قطر متوسط (سه بعدی) ذرات از رئوس شبکه سطحی
- محاسبه درصد ذرات براساس شمارش تعداد ذرات در مجموعه نمونه برداری شده

$$D = \frac{a+b+c}{3}$$

شماره گروه (حداقل ۸ گروه ذرات)	محدوده اندازه (mm)	تعداد ذرات در هر گروه	درصد ذرات در هر گروه	% Finer درصد کوچکتر از حد بالای گروه	D (mm) اندازه حد بالای گروه
1	400-500	4	$(4/N)\times 100$	100%	500
2	350-400	⋮		⋮	
3	180-200			0	--
--	--	N تعداد شن ها			

← رسم منحنی تجمعی توزیع مواد بستری





یا $-\varphi = \log_2(D:mm)$

شاخص های مهم در ارزیابی توزیع اندازه مواد رسوبی :

۱- محدوده اندازه ذرات (Range) ، معمولاً : $(D_5 \to D_{95})$ یا $(D_{10} \to D_{90})$

۲- اندازه میانه ذرات (D_{50}) :

Median size : D_{50} = The size for which 50% of material is finer.

۳- اندازه متوسط هندسی (D_g) :

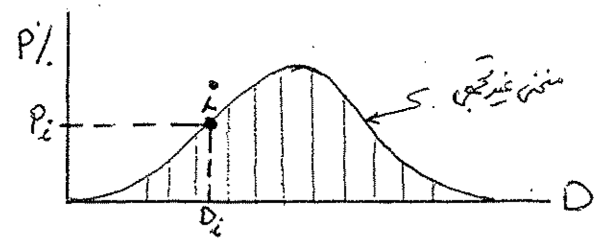
Geometric Mean size : $D_g = \sqrt{D_{16} \cdot D_{84}}$ ⇐ با فرض توزیع نرمال اندازه ها

($D_{16} = D_{50} - \sigma_g$; $D_{84} = D_{50} + \sigma_g$) σ_g = Standard Deviation).

5/10

۴ـ اندازه متوسط (D_m) :

Mean Size : $D_m \simeq \frac{\sum P_i \cdot D_i}{100}$



D_i = متوسط اندازه هر گروه ذرات

P_i = درصد وزنی مربوط به هر گروه

Range	D_i	P_i
1-3	2	20
3-5	4	30
5-9	7	20
...	⋮	⋮
		100⁺

۵ـ اندازه حداکثر ذرات (Peak)

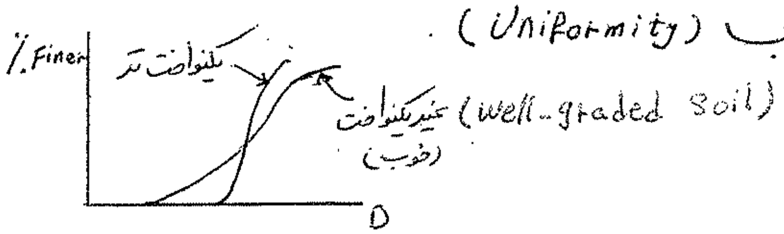
Max. Size : $D_{max} \simeq D_{95} \div D_{90}$

کاربرد: ضخامت لایه سطحی بستر

۶ـ اندازه‌های شاخص (Representative Sizes).

Ex. D_{50} , D_{35} , D_{65} , D_{84} , D_{90} , D_{10} , ... (% Finer by weight).

۷ـ ارزیابی یکنواختی توزیع مواد رسوبی (Uniformity).



معیارهای ارزیابی :

۱-۷) ضریب یکنواختی (Cu) :

Uniformity Coeff. : $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

$\begin{cases} Cu < 4 & : \text{Uniform Size} \\ Cu > 4 & : \text{Non-Uniform} \end{cases}$: توزیع اندازه‌های مختلف

well_graded

۲-۷) انحراف معیار هندسی (σ_g) :

Geometric Standard Deviation : $\sigma_g = \sqrt{D_{84}/D_{16}}$

فرض: توزیع نرمال (مواد طبیعی رسوبی)

$\begin{cases} \sigma_g < 1.5 & : \text{Uniform} \\ \sigma_g \geq 2.0 & : \text{Non-Uniform (well graded)} \end{cases}$

۳-۷) ضریب دانه‌بندی (G) :

Gradation Coeff. : $G = \frac{1}{2}\left(\frac{D_{84}}{D_{50}} + \frac{D_{50}}{D_{16}}\right)$

یا

Sorting Coeff. : $S = \sqrt{D_{75}/D_{25}}$

(ضریب درجه‌بندی)

→ شاخص کمّی یکنواختی ارائه شده

* برای مقایسه نسبی دو نوع دانه‌بندی می‌توان استفاده و ارزیابی نمود. (G یا S بیشتر ← دانه‌بندی بهتر)

۸ـ تعیین بافت مواد: برای استاندارد دانشمندان AGU

سری مسائل شماره دو ۲ : "خصوصیات فیزیکی مواد رسوبی"

① The cumulative size distribution of bed material in The Yellow river (in China) is :

Particle Diameter (mm)	≤0.005	0.01	0.025	0.05	0.10	0.25
% Finer	5.1	7.0	12.8	26.4	78.6	100

a) Plot the size-Frequency distribution curve.

b) Determine D_{50}, D_{75}, D_{90}, D_{10}, D_{35}

c) Calculate mean diameter (D_m) ; geometric mean size (D_g) ; Geometric standard Deviation (σ_g) ; gradation Coeff. (G) ; and Uniformity Coeff. (C_u).

d) Discuss on the degree of Uniformity and gradation of the bed material.

②

a) Determine the fall velocities of sediment particles using - Rubey's Formula with diameters of 0.4, 1.2, and 25 mm, respectively. The water Tempreture is 20°C and the specific gravity of the sediment is 2.65.

b) Compare the results with those in Fig. (2.2) of your lecture printed material, with a shape factor of 0.7 (an average for Quartz-based sand material).

c) Calculate the fall velocity of particles with median - diameter of $D_{50} = 1.2$ mm Using different Formula in your lecture note, and Compare the results in the form of a Table.

(۳) مواد بستری در بازهٔ "آب شیرین" از رودخانه "شور" از نوع "ماسه کوارتز" با اندازه متوسط $D_{50} = 1.0$ mm است. ضریب شکل برای این ذرات $S.F. = 0.7$ در نظر گرفته شده است. سرعت حد سقوط برای ذرات متوسط معادل $W_s = 0.2$ m/s محاسبه و برآورد شده است. تعیین کنید ضریب کشش یا برش (C_D : Drag Coeff.) را برای اندازه متوسط ذرات.

راهنمائی: - از Fig.(2-1) مطالب کپی درس و هر نوع رابطه ارائه شده دیگر میتوانید استفاده کنید.

- دمای آب 20°c ($\nu = 1\times10^{-6}$ m²/s)

(۴) در مقطعی از رودخانه نازلو، برای تحلیل دانه بندی مواد لایه سطحی بستر، یک شبکه سطحی به اندازه ($30^m \times 30^m$) با چشمه های ($3^m \times 3^m$) ایجاد گردید. در جدول زیر، اندازه سه محوری ذرات جمع آوری شده از رئوس شبکه بندی اندازه گیری و ارائه شده است.

منحنی دانه بندی را رسم نموده و روی توزیع ذرات در لایه سطحی بستر بحث نمائید.

اندازه سه محوری (mm)		
طولی	میانی	کوچک
110	75	30
30	25	17
160	120	50
110	80	48
110	90	10
180	90	15
60	25	33
65	40	30
55	45	25
45	35	18
75	58	38
80	50	15
50	40	17
60	50	25
210	140	50
120	100	60
100	55	40
70	43	20
140	110	30
80	60	17
75	50	48
55	45	28

اندازه سه محوری (mm)		
طولی	میانی	کوچک
120	75	15
30	15	10
65	55	23
75	70	30
200	105	135
90	65	35
90	60	20
40	25	22
65	55	20
70	50	15
75	40	40
150	110	40
100	70	45
150	120	65
200	95	95
120	80	30
55	25	32
70	55	25
65	45	23
40	20	15
85	65	20
25	30	18
95	70	50
180	140	70
130	110	65
100	85	55
90	65	40
270	160	90
60	40	28
60	55	20
120	90	37
95	65	28
80	60	35

اندازه سه محوری (mm)		
طولی	میانی	کوچک
95	65	60
15	10	10
110	73	55
40	32	20
90	80	10
90	55	33
170	98	40
140	130	40
58	45	25
68	33	60
90	43	25
65	45	25
25	15	10
120	70	32
50	40	20
140	70	18
60	68	15
95	53	75
60	45	30
320	120	160
210	195	75
70	40	100
70	38	30
185	100	48
55	35	25
140	100	35
75	60	35
170	130	55
150	120	60
85	75	68
40	30	25
30	10	10
45	35	20

فرشته زندنیا
مهدی یاسی

۴-۳-۴- اطلاعات رسوب

اطلاعـات رسـوب تنهـا بـرای اجـرای مـدل BRI-STARS بکـار مـی رود زیـرا همـانطور کـه گفتـه شـد مـدل HEC-RAS درحـال حاضـر قابلیـت انجـام محاسـبات انتقـال رسـوب را نـدارد. امـا جهـت اجـرای مدل BRI-STARS در حالت بستر متحـرک، عـلاوه بـر اطلاعـات هندسـی، هیـدرولیکی و هیـدرولوژیکی بـه اطلاعات رسوب نظیردانه بندی مواد بستری لایه فعال (زیر سـطحی)، دبـی رسـوب ورودی از بالادسـت بـازه و درجه حرارت آب در زمان سیلاب های مورد شبیه سازی، ضروری می باشد.

۴-۳-۴-۱- دانه بندی مواد بستری

بستر رودخانه شامل دو لایه اصلی به نامهای سطحی و زیر سطحی می باشد. لایه سطحی بستر، درشت دانه و به حالت سنگ فرش می باشد اما لایه زیر سـطحی، ریزدانـه تـر و یکنواخـت تـر اسـت. معمـولاً در طرحهـای مهندسی رودخانه اطلاعات دانه بندی هر دو لایه لازم می باشد. لذا در این تحقیق نیز هم دانـه بنـدی مـواد لایـه سطحی و هم زیرسطحی تجزیه و تحلیل شده است. ۱ از دانه بندی لایه سطحی، اندازه متوسط ذرات D_{50} یـا D_{90} (اندازه ذره ای که نود درصد ذرات از آن کوچکترند) استخراج و در محاسبه ضریب زبـری مانینـگ از معـادلات تجربی نظیر معادله استریکلر و میر- پیتر و مولر مورد استفاده قرار گرفت. ۲ و از دانـه بنـدی لایـه زیرسـطحی نیـز جهت استخراج درصد مواد موجود در هر کلاس اندازه ذرات برای معرفی به مدل BRI-STARS اسـتفاده شـده است.

۱ مهم

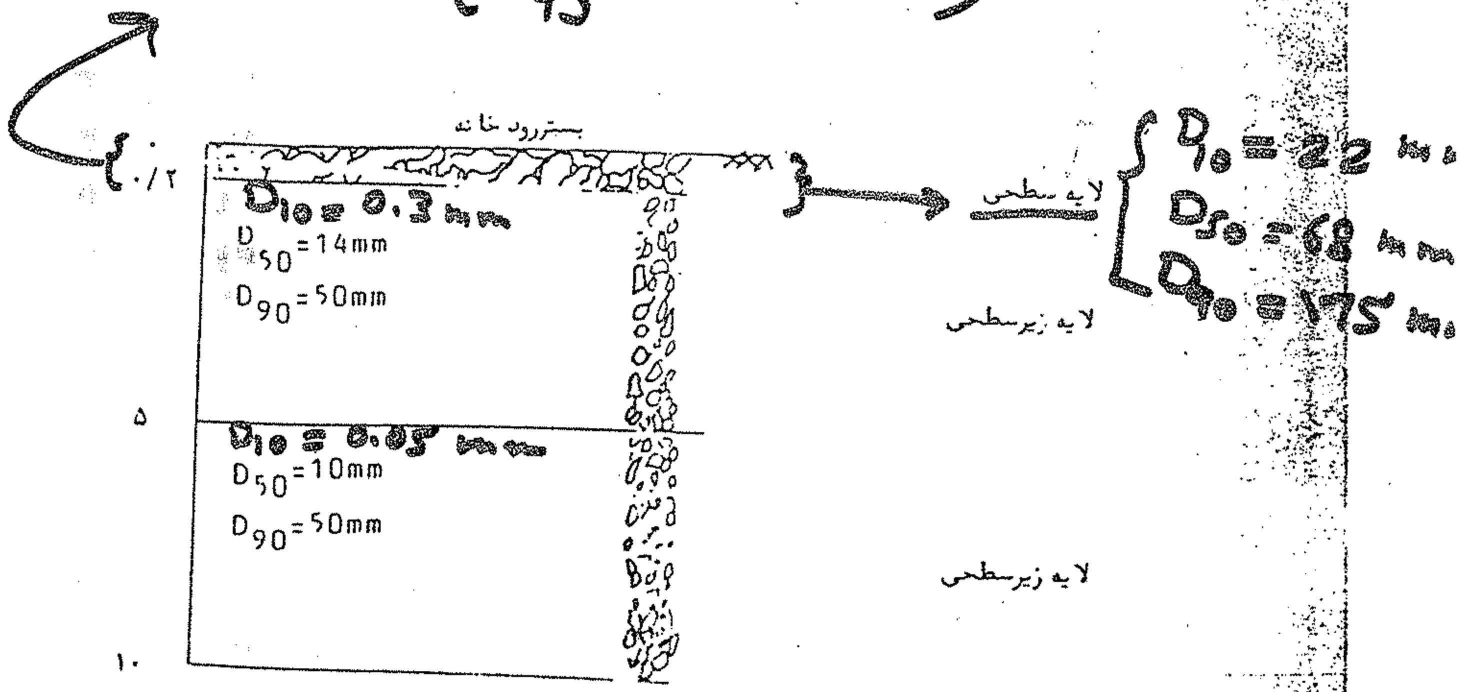
برای مـواد بسـتری درشـت دانـه لایـه سـطحی بسـتر رودخانـه هـا، روش نمونـه بـرداری سـطحی یـا روش Grid-by-number وتحلیل دانه بندی به روش شمارش ذرات و ترسیم منحنی مربوطه بکار گرفته می شود زیرا روش نمونه برداری حجمی و موضعی و تحلیل به روش وزنی امکان پذیر نیست، زیـرا تغییـرات مکـانی انـدازه مواد زیاد و اندازه مواد نیز بزرگتر از الکهای استاندارد و با شکل های غیر کروی است (یاسی، ۱۳۸۱).

بنابراین در این تحقیق برای دانه بندی مواد لایـه سـطحی از روش Grid-by-number اسـتفاده شـد. در ایـن روش نمونه برداری از مواد لایه سطحی بصورت تصادفی و در قالب شبکه بندی گسترده در سـطح رودخانـه یـا بصورت قدم زدن در سطح بستر رودخانه و برداشت سنگهای بستر بطور کاملاً تصادفی انجام می گیرد و سـپس اندازه گیری سه بعد طول و عرض و ارتفـاع سـنگ و نیـز قطـر متوسـط آن از رابطـه ($D=\dfrac{a+b+c}{3}$) انجـام می گیرد. پس از آن درصد ذرات بر اساس شمارش تعداد ذرات در هر گروه ذرات در مجموعـه نمونـه بـرداری شده محاسبه می شود و از روی آن درصد کوچکتر از حد بالایی هر گروه بدست می آید که در نهایت بـا توجـه به درصد کوچکتر از حد بالایی هر گروه و اندازه حد بالایی، منحنی دانه بندی رسم می شود. بررسـی هـا نشـان می دهد که بهترین نمودار در این روش اینست که محور x که اندازه ذرات می باشد بر اساس لگاریتم در مبنـای دو قطر ذرات $\log_2(D{:}mm)$ باشد. منحنی های دانه بندی مواد لایه سـطحی در شـکل هـای (۴-۱۲) و (۴-۱۳) نشان داده شده اند.

روش نمونه برداری مواد لایه زیر سطحی با توجه به ضابطه مربوط به مدل BRI-STARS انجام گرفت، بدین ترتیب که در دبیهای مورد شبیه سازی در بالادست و پایین دست هر یک از بازه ها گودالهایی به عمق حدود ۳۰ درصد عمق هیدرولیکی مربوط به دبی ماکزیمم مورد شبیه سازی، در بستر رودخانه حفر شده و نمونه برداری از آنها انجام گرفت(شکل۴-۱۴). با توجه به اینکه مواد لایه زیرسطحی ریزتر و یکنواخت تر از لایه سطحی می باشد و ذرات درشت تر از ۲ اینچ نیز در بین ذرات وجود داشت، لذا برای دانه بندی این مواد از هر دو روش الک و شمارش ذرات استفاده شد. بدین ترتیب که مواد ریزتر از ۲ اینچ در هر یک از نمونه ها توسط آزمایشگاه مکانیک خاک راه و ترابری استان کردستان به روش الکهای استاندارد دانه بندی شده و اعداد و ارقام به همراه منحنیهای مربوط به هر یک از نمونه ها توسط آزمایشگاه مذکور تهیه گردیدند. از طرف دیگر مواد درشتتر از ۲ اینچ ابتدا در گروههایی دسته بندی شده وسپس با شمارش تعداد سنگهای هر گروه، حجم کل سنگهای هر گروه محاسبه شده و با ضرب آن در عدد ۲/۶۵ که ثقل مخصوص کوارتز می باشد وزن کل سنگهای هر گروه بدست آمد و وزن مانده یا بزرگتر در گروههای مختلف محاسبه شد. از طرف دیگر اعداد بدست آمده از دانه بندی ذرات کوچکتر از ۲ اینچ توسط آزمایشگاه در جدول قرار داده شدند. درصدهای مانده یا بزرگتر و بالاخره درصد رد شده یا کوچکتر مربوط به هر اندازه از ذرات محاسبه شدند. بدین ترتیب تلفیق بین روش الک با روش شمارش برای تمام نمونه مواد لایه زیر سطحی انجام گرفت. در شکل های (۴-۱۵) و (۴-۱۶)، منحنیهای دانه بندی هر یک از نمونه ها ومتوسط آنها در هر دو بازه نشان داده شده است. همانطور که در شکل های (۴-۱۳) و (۴-۱۴) ملاحظه می شود، منحنیهای دانه بندی نمونه های مربوط به بالادست و پایین دست و متوسط هریک از بازه ها روی یک نمودار رسم شده اند که در نهایت برای استخراج اطلاعات ورودی به مدل BRI-STARS از منحنی متوسط استفاده شد.

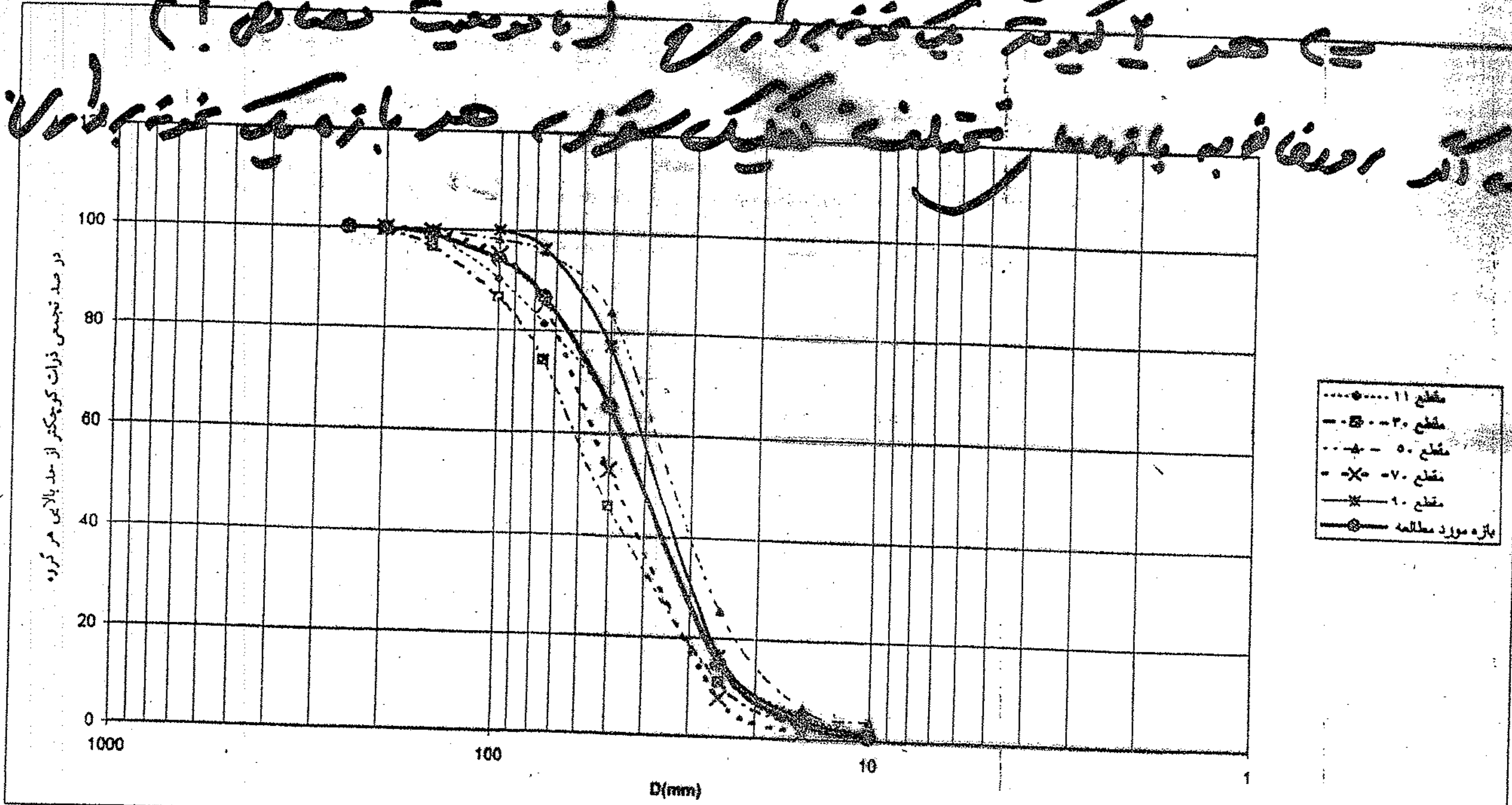
در فایل اطلاعات ورودی مدل BRI-STARS، حداکثر تا ۱۰ کلاس اندازه ذرات و درصد مواد موجود در هر کلاس باید تعریف شود. در این تحقیق با توجه به غیر یکنواخت بودن نسبی ذرات مواد لایه زیر سطحی بستر در هر دو رودخانه و تنوع اندازه ها، ۱۰ کلاس اندازه ذرات مشخص و درصد ذرات موجود در هر کلاس تعیین شد که در جداول (۴-۷) و (۴-۸) برای هر دو رودخانه ارائه شده است.

ضخامت لایه سطحی ≈ $(D_{95} = 200\ mm)$



شکل (۲ ـ ۱۰) : نمایش ترکیب عمومی پروفیل قائم بستر رودخانه فهلیان

آید تغییرات ظاهری در مرفولوژی و مولفه‌های رودخانه قابل ملاحظه نباشد



بستر رودخانه نازلو

شکل (٤- ١) : مقایسه منحنی دانه بندی سطحی مقاطع نمونه برداری شده با متوسط کل آنها در بازه مورد مطالعه

Ref. (1)

AGU استاندارد دانه‌بندی

proposed by the subcommittee on Sediment Terminology of the American Geophysical Union is presented in Table 2.1. It has proven advantageous in sediment work because the sizes are arranged in a geometric series with a ratio of two, and because the sizes correspond closely to the mesh opening in sieves in common use as shown in the table.

Class name (1)	Size Range: Millimeters (2)	Size Range: Millimeters (3)	Size Range: Microns (4)	Size Range: Inches (5)	Approximate Sieve Mesh Openings per inch: Tyler (6)	Approximate Sieve Mesh Openings per inch: United States standard (7)
Very large boulders		4,096-2,048		160-80		
Large boulders		2,048-1,024		80-40		
Medium boulders		1,024-512		40-20		
Small boulders		512-256		20-10		
Large cobbles		256-128		10-5		
Small cobbles		128-64		5-2.5		
Very coarse gravel		64-32		2.5-1.3		
Coarse gravel		32-16		1.3-0.6		
Medium gravel		16-8		0.6-0.3	2-1/2	
Fine gravel		8-4		0.3-0.16	5	5
Very fine gravel		4-2		0.16-0.08	9	10
Very coarse sand	2-1	2.000-1.000	2,000-1,000		16	18
Coarse sand	1-1/2	1.000-0.500	1,000-500		32	35
Medium sand	1/2-1/4	0.500-0.250	500-250		60	60
Fine sand	1/4-1/8	0.250-0.125	250-125		115	120
Very fine sand	1/8-1/16	0.125-0.062	125-62		250	230
Coarse silt	1/16-1/32	0.062-0.031	62-31			
Medium silt	1/32-1/64	0.031-0.016	31-16			
Fine silt	1/64-1/128	0.016-0.008	16-8			
Very fine silt	1/128-1/256	0.008-0.004	8-4			
Coarse clay	1/256-1/512	0.004-0.0020	4-2			
Medium clay	1/512-1/1,024	0.0020-0.0010	2-1			
Fine clay	1/1,024-1/2,048	0.0010-0.0005	1-0.5			
Very fine clay	1/2,048-1/4,096	0.0005-0.00024	0.5-0.24			

Finest Sieve Size

۲۵۰ سوراخ در یک اینچ طولی الک تایلر

TABLE 2.1. Sediment Grade Scale. (AGU System)

Note that the smallest sieve has a mesh size of 1/16 of a millimeter, which, by definition, is the size dividing the sands and silts. This also corresponds roughly to the finest sediment found in appreciable quantities in the beds of most streams.

Natural sediment particles are of irregular shape and, therefore, any single length or diameter that is to characterize the size of a group of grains must be chosen either arbitrarily or according to some convenient method of measurement. Three such diameters recommended for use by the subcommittee on Sediment Terminology of the American Geophysical Union are defined as follows:

1. *Sieve diameter* is the length of the side of a square sieve opening through which the given particle will just pass. Commonly used one
2. *Sedimentation diameter* is the diameter of a sphere of the same specific weight and the same terminal settling velocity as the

۲/

"Unified" سیستم دانه‌بندی Ref. Craig (۱۹۸۷), "Soil Mechanics"

Description			Group Symbols	Laboratory criteria: Fines (%)	Grading	Plasticity	Notes
Coarse grained (more than 50% larger than 63 μm BS or No. 200 US sieve size)	Gravels (more than 50% of coarse fraction of gravel size)	Well graded gravels, sandy gravels, with little or no fines	GW	0–5	$C_U > 4$ $1 < C_C < 3$		Dual symbols if 5-12% fines. Dual symbols if above A-line and $4 < PI < 7$
		Poorly graded gravels, sandy gravels, with little or no fines	GP	0–5	Not satisfying GW requirements		
		Silty gravels, silty sandy gravels	GM	> 12		Below A-line or $PI < 4$	
		Clayey gravels, clayey sandy gravels	GC	> 12		Above A-line and $PI > 7$	
	Sands (more than 50% of coarse fraction of sand size)	Well graded sands, gravelly sands, with little or no fines	SW	0–5	$C_U > 6$ $1 < C_C < 3$		
		Poorly graded sands, gravelly sands, with little or no fines	SP	0–5	Not satisfying SW requirements		
		Silty sands	SM	> 12		Below A-line or $PI < 4$	
		Clayey sands	SC	> 12		Above A-line and $PI > 7$	
Fine grained (more than 50% smaller than 63 μm BS or No. 200 US sieve size)	Silts and clays (liquid limit less than 50)	Inorganic silts, silty or clayey fine sands, with slight plasticity	ML	Use plasticity chart			
		Inorganic clays, silty clays, sandy clays of low plasticity	CL	Use plasticity chart			
		Organic silts and organic silty clays of low plasticity	OL	Use plasticity chart			
	Silts and clays (liquid limit greater than 50)	Inorganic silts of high plasticity	MH	Use plasticity chart			
		Inorganic clays of high plasticity	CH	Use plasticity chart			
		Organic clays of high plasticity	OH	Use Plasticity chart			
Highly organic soils		Peat and other highly organic soils	Pt				

۲۱

Ref. HR Wallingford (1998)

Table 2.1. Soil classification according to size دانه بندی مواد رسوبی

Soil	Size: mm	Drainage characteristics (نفوذپذیری)
Clay	< 0·002 or 2μ (microns)	Impervious (intact clays) Very poor (weathered clays)
Silt	0·002–0·06	Poor (کم)
Sand	0·06–2·0	Fair (NOT Bad)
Gravel	2·0–60	Good
Cobbles	60–600	Good
Boulders	> 600	Good

granular soils (D_{50} is usually taken as the nominal size; it corresponds to the size below which 50% of particles by weight are smaller) and by sedimentation techniques for cohesive soils. It should be noted that, as this classification is based on size, it is not always absolutely logical: for example not all clay-size soils are formed by clay minerals and vice versa.

The results of sieving and sedimentation analysis are represented graphically in grading curves such as those shown in Figure 2.1. The x-axis represents the particle size in logarithmic scale and the y-axis is a natural scale giving the percentage by weight finer than the corresponding particle size. Grading curves provide information on the type of soil and on the range of particles of which the soil is composed. Soils formed by a wide range of particle sizes have gently sloping grading curves. These well-graded soils tend to have greater strength and stability than uniform or poorly graded soils, which have steeper grading curves; however, uniformly graded materials usually have good drainage characteristics.

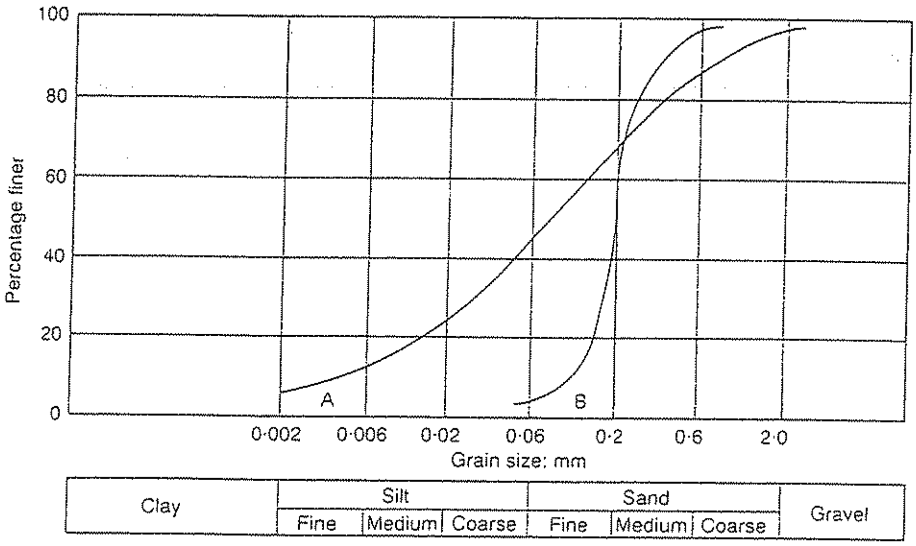


Figure 2.1. Examples of grading curves: A—well graded soil; B—uniformly graded soil

منحنی دانه‌بندی — دانه بندی خوب (غیر یکنواخت) — دانه بندی یکنواخت

(۴۰)

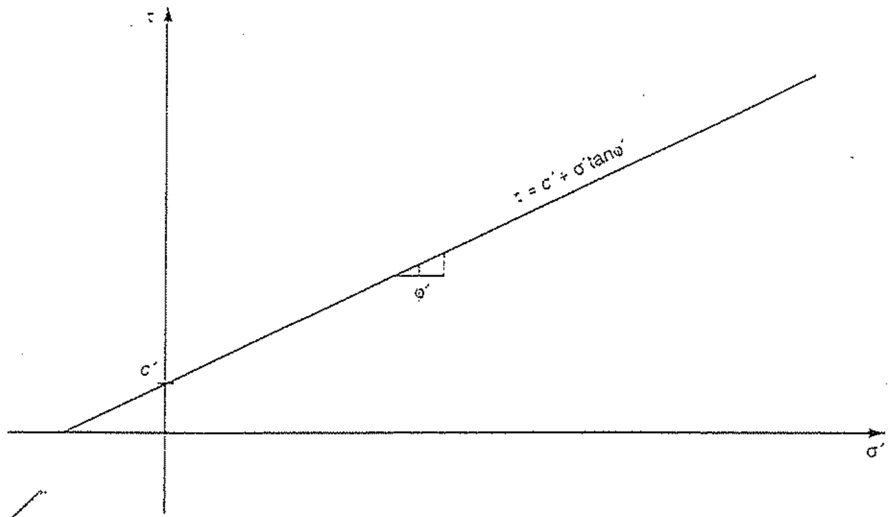


Figure 2.2. Typical Mohr–Coulomb graph (effective shear strength against effective normal stress)

undrained soil ~~samples have shown that the values~~ c' and φ' are generally very close to c and ϕ obtained ~~from~~ tests where the samples ~~are sheared~~ under conditions of full-~~drainage~~.

In Table 2.2, values of the angle of internal friction are also presented for granular soils of various sizes and shapes, and for riprap. These values are approximately the same as the values of the angle of repose, which is the angle to the horizontal at which a heap of material will stand without support, for

Table 2.2. Values of cohesion and angle of internal friction (C , φ)

Material	Cohesion c: kN/m^2	Angle of internal friction ϕ*: °		
Clays (مواد ریزدانه (چسبنده))				
Very stiff or hard	> 150	φ معنی ندارد عامل چسبندگی بر ذرات مؤثر عامل است		
Stiff	100–150			
Firm to stiff	75–100			
Firm	50–75			
Soft to firm	40–50			
Soft	20–40			
Very soft	< 20			
Silty sand			27–34	
Granular soils (مواد غیرچسبنده c)		Rounded (گلوله‌ای)	Rounded and angular	Angular (شکسته)
Particle size D_{50}				
< 1 mm	C = 0.0	30	~33	33–35
1–10 mm		30–32	32–36	33–40
10–100 mm		32–37	33–40	~40
Riprap (D > 100 mm) ، درباره دانه بندی			40–45	

*For uncompacted sand, the angle of internal friction ϕ coincides with the angle of repose. For riprap the angle of repose is typically between 35 and 42°.

Ref:

To describe the samples a standardized nomenclature should be used. A sand rule can be of good help. In Table 5.1 a classification based on particle sizes has been given (British Standard).

The colour of the samples should be noted on the measuring form. Caution: the colour of wet material could differ from the same dry material. If possible a description should be made of the different minerals that occur in the sample and their relative occurrence.

Also the shape of the grains should be noted.

A table in which strength and structural characteristics are given can be a good guide for field identification of bottom samples (Table 5.5). As much as possible descriptive remarks about the sample and the location should be noted down.

Even a description of the river banks may be useful for interpretation of the results or to use the bottom sample data for studying the river banks or the morphology in general.

Bottom samples can be taken with a Van Veen bottom grab.

Two types of this grab are available; small size (weight = 2.4 kg, capacity 0.5 litre), medium size (weight = 5.25 kg) and medium size + extra lead blocks (weight = 11 kg, content 2 litres).

(۴۲)

In spite of the heavy closing force it can happen, if the grabs are sampling gravel or a mixture of sand and gravel, that a pebble sticks between the buckets. Be aware that in such a case the sample is not representative; the smaller parts have been lost during hoisting. It is always a good rule of thumb to take at least six samples at every location and base the conclusions on the total of all samples. This is especially important if the bottom is less regularly shaped and the bottom material consists of a mixture of materials.

For a heavy gravel bottom the 'Van Veen' grab is less useful. For this purpose a *drag grab* is better. This grab is a heavy bucket with a larger sharp circumference. It should be towed along the bottom over a distance of a few metres.

5.7 GRAIN SIZES

Various methods can be used for particle size analysis: sedimentation methods for particles in the clay and silt range; sieving in the case of sand and gravel; weighing when cobbles and boulders are present. The analysis may result in particle size distribution curves. From these curves the information needed for computation of bed material load can be read.

۵۱

Table 5.5 Table of strength and structural characteristics (after: Hayes, 1959). خصوصیات ساختاری و مقاومت مواد رسوبی

	Types		Strength: Term	Strength: Field Test	Structure: Term	Structure: Field Identification
Coarse grained, non-cohesive (درشت دانه (غیرچسبنده))		Bounders Cobbles Gravel		Can be excavated with spade, 2" wooded peg can easily be driven in	Homogeneous	Deposit consisting essentially to one type
	Uniform	Sands	Compact	Require pick for excavation, 2" wooded peg hard to drive more than a few inches	Stratified	Alternatively layers of varying types
	Graded (دانه بندی غیر یکنواخت)		Slightly cemented	Visual examination. Pick remove soil in lumps which can be abraded with thumb		
Fine grained, cohesive (ریزدانه (چسبنده))	Low plasticity	Silts	Soft	Easily moulded in fingers. Particles mostly barely or not visible: dries moderately and can be dusted from the fingers	Homogeneant	Deposit consisting essentially of one type
			Firm	Can be moulded by strong pressure in fingers		Alternating layers of varying types
	Medium plasticity	Clays	Very soft	Exudes between fingers when squeezed in fist	Fissured	Breaks into polyhedral fragments along fissure planes
			Soft	Easily moulded in fingers	Intact	No fissures
	High plasticity		Firm	Can be moulded by strong pressure in the fingers general: dry lumps can be broken, but not powdered; disintergrates under water; sticks to the fingers; dries slowly with cracks	Homogeneous stratified	Deposits consisting of essentially one type. Alternating layers of varying types if layers are thin, the soil may be described as laminated
			Stiff	Cannot be moulded in fingers		
			Hard	Brittle or very tough	Weathered	Usually exhibitscrumbs or columnar structure
Organic (مواد آلی)	Peats		Firm	Fibre compressed together, colour brown to black		
			Spongy	Very compressible and open structure, colour brown to black		

ϕ ?

Internal Friction = The resistance due to interlocking of the Particles
مقاومت ناشی از قفل شدگی ذرات.

Angle of Internal Friction (ϕ) : زاویه اصطکاک داخلی

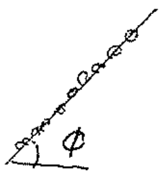
از آزمایش برش (Shear Test) تحت شرایط زهکشی کامل نمونه خاک (Full Drainage)
بدست می آید

(۳)

Angle of Repose = The angle to horizontal at which a heap of material will stand without support.
(زاویه ایستائی یا قرار)

زاویه پایدار مواد رسوبی
در حالت
۱- بدون تراکم (Uncompacted)
۲- خشک (Dry) یا مستغرق (در آب)

Yang (1996) : زاویه شیب مواد در آستانه لغزش سطحی (Surface Sliding)
زاویه شیب طبیعی و پایدار مواد در آب



روش تحلیلی در ارزیابی (Angle of Repose) ← (Yang (1996), P. 42)

HR Wallingford (1998) : برای مواد غیرچسبنده (یا درشت)، در شرایط بدون تراکم، خشک یا مستغرق

ϕ = Angle of Internal Friction <=

$\phi \approx$ Angle of Repose

Ref. Yang (1996)

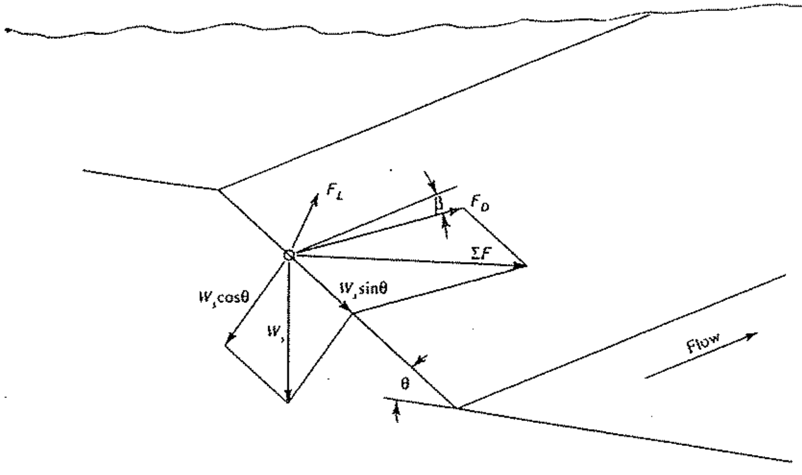


FIGURE 2.12
Forces acting on a particle resting on the side of a trapezoidal channel (Graf, 1971).

The forces acting on a particle resting on the side of a trapezoidal channel are shown in Fig. 2.12. The angle of repose ϕ under a given flow condition is given by (Graf, 1971)

$$\tan\phi = \frac{[(W_s \sin\theta)^2 + 2F_D W_s \sin\theta \sin\beta + F_D^2]^{1/2}}{W_s \cos\theta - F_L} \tag{2.44}$$

where F_D = drag force,
F_L = lift force,
θ = angle of inclination from the bank with the horizontal,
W_s = submerged weight of a sediment particle, and
β = angle of inclination of the shear stress as a result of secondary motion, which is especially pronounced in flow through curves.

When Eq. (2.44) is applied to the bottom of a straight channel, the channel side angle of inclination is replaced by the longitudinal angle of inclination α, and $\sin\beta = 1$. In this case, the angle of repose along the channel bottom is given by

$$\tan\phi = \frac{W_s \sin\alpha + F_D}{W_s \cos\alpha - F_L} \tag{2.45}$$

The values of F_D, F_L, and W_s can be computed using Eqs. (2.12), (2.19), and (2.21), respectively. Substituting these into Eq. (2.45), the critical channel bottom velocity $(V_d)_{cr}$ can be obtained by solving

$$\frac{(V_d)_{cr}}{(\rho_s/\rho - 1)gd} = \frac{\frac{1}{3}\pi(\tan\phi\cos\alpha - \sin\alpha)}{C_D + C_L \tan\phi} \tag{2.46}$$

٤١

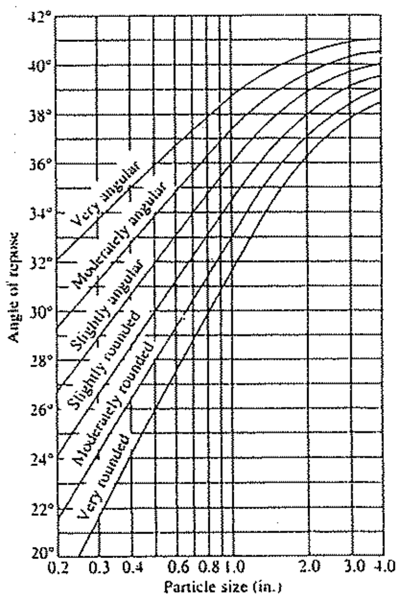


FIGURE 2.13
Angles of repose of noncohesive material (Lane, 1953).

٤٧

The angles of repose of different materials are given by Lane (1953) as shown in Fig. 2.13.

Lane (1953) developed stable channel design curves for trapezoids with different typical side slopes. These curves are based on maximum allowable tractive force, and are shown in Fig. 2.14. Figure 2.14(a) is for the channel sides and 2.14(b) is for the channel bottom. Figure 2.14 indicates that the maximum shear stress is about equal to γDS and $0.75\gamma DS$ for the bottom and the sides of the channel, respectively. Lane's study also showed that there is zero shear stress at the corners.

The shear stress acting on the channel side at incipient motion is

$$\tau_W = W_s \cos\theta \tan\phi\left(1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}\right)^{1/2} \tag{2.47}$$

At the bottom of a channel, $\theta = 0$, and Eq. (2.47) becomes

$$\tau_b = W_S \tan\phi \tag{2.48}$$

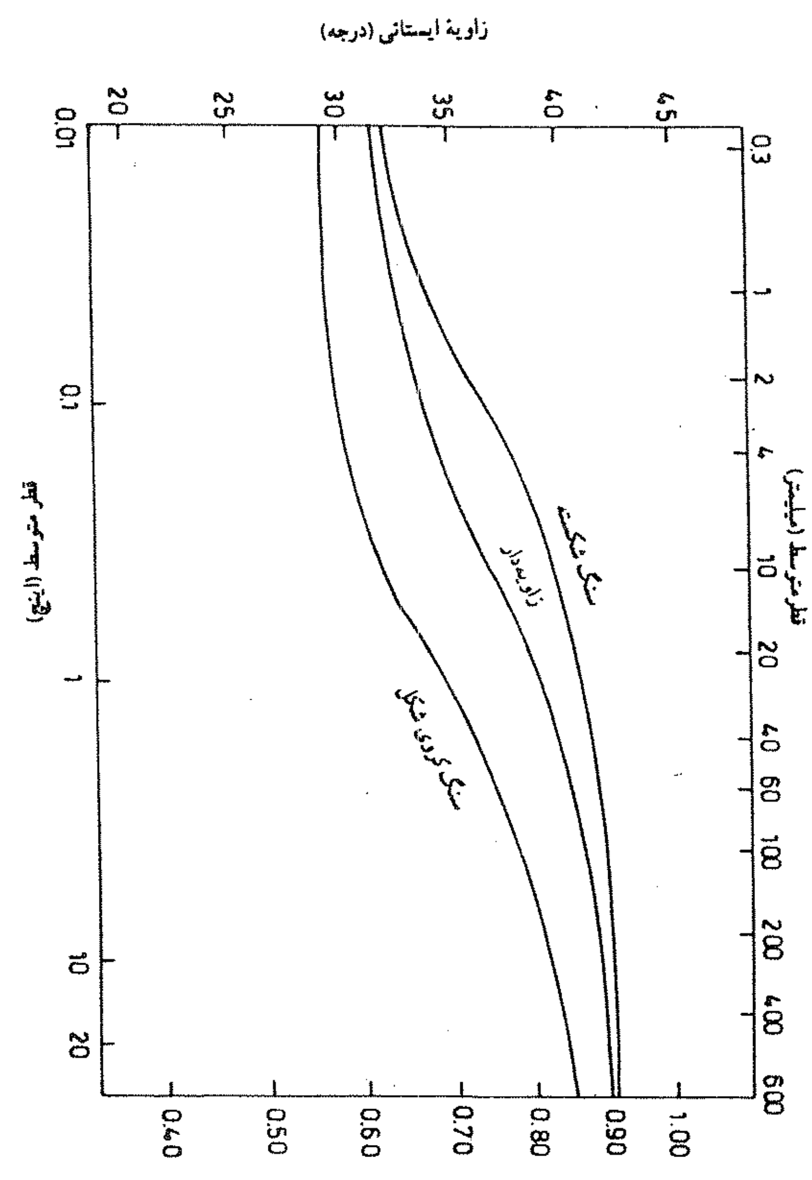
The ratio of limiting tractive forces acting on the channel side and channel bottom is

$$K = \frac{\tau_W}{\tau_b} = \cos\theta\left(1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}\right)^{1/2} \tag{2.49}$$

For stable channel design, the value of τ_b can be obtained from the Shields

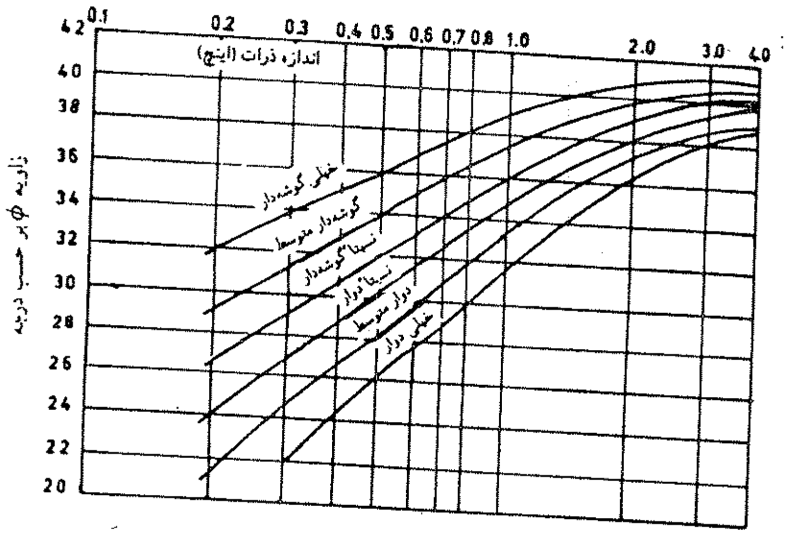
"Angle of Repose" زاویهٔ ایستائی (اصطکاک داخلی) نتایج تجربی در مورد

Ref. (6)



شکل ۲-۲: زاویهٔ ایستائی برحسب، اندازهٔ متوسط ذرات و شکل ذرات

(*Simons, 1955*)



شکل ۳-۲ : زاویهٔ ایستائی مواد رسوبی بر حسب اندازه و شکل ذرات (*Lane, 1953*).

۵-۲- شکل ذره [1]

شکل ذرات بستگی به منبع سنگ مادر و نحوهٔ هوا زدگی آن دارد. برای مشخص کردن شکل ذره و تبدیل آن به پارامترهایی که قابل استفاده در فرمولها باشد از معیارهای مختلفی استفاده می‌شود که عبارتند از:

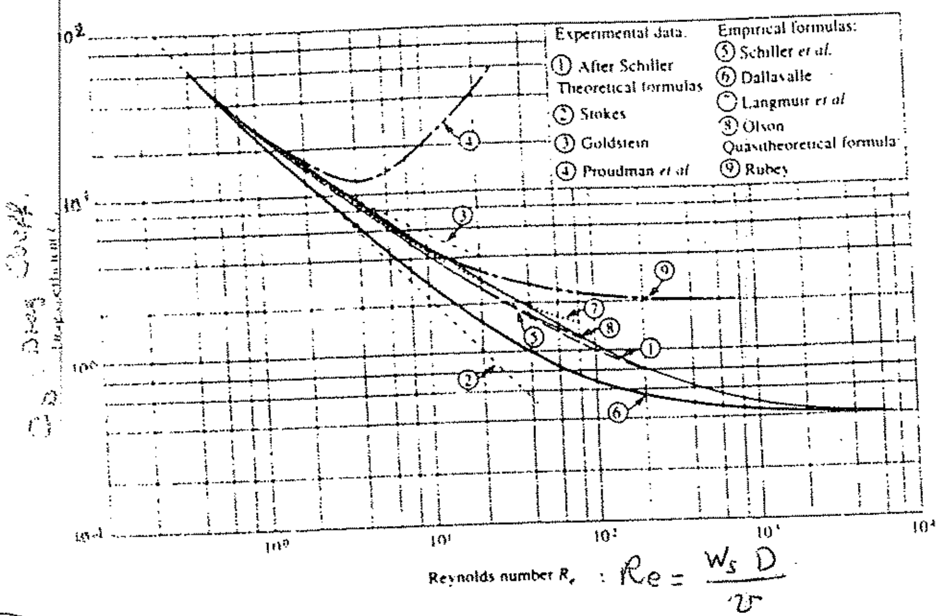
۱-۵-۲- کرویت [2]

کرویت عبارت است از نسبت مساحت کرهٔ هم حجم ذره به سطح جانبی واقعی ذره مورد نظر که مقدار آن برای ذرات، کروی برابر واحد بوده و برای سایر ذرات، کمتر از واحد می‌باشد. چون بدست آوردن سطح واقعی ذرات رسوب مشکل می‌باشد، از نسبت زیر برای بیان کرویت استفاده می‌شود.

1 - Particle Shape　　2 - Sphericity

١٥/

, Yang (1996)



(a)

FIGURE 1.1
Relationship between drag coefficient and Reynolds number for sphere (Graf and Acaroglu, 1966).

Acaroglu (1966) (see Fig. 1.1). When the Reynolds number is greater than 2.0, the relationship should be determined experimentally.

1.4.4.3 RUBEY'S FORMULA. Rubey (1933) introduced a formula for the computation of fall velocity of gravel, sand, and silt particles. For quartz particles with diameter greater than 1 mm, the fall velocity can be computed by

$$\omega = F\left[dg\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)\right]^{1/2} \tag{1.15}$$

where the parameter $F = 0.79$ for particles greater than 1 mm settling in water with temperature between 10°C and 25°C, and d is the particle diameter.

For smaller grain sizes

$$F = \left[\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{gd^3(\gamma_s/\gamma - 1)}\right]^{1/2} - \left[\frac{36\nu^2}{gd^3(\gamma_s/\gamma - 1)}\right]^{1/2} \tag{1.16}$$

For particle sizes greater than 2 mm, the fall velocity in 16°C water can be approximated by

$$\omega = 6.01 d^{1/2} \quad (\omega \text{ in ft/s, } d \text{ in ft}) \tag{1.17a}$$

or

$$\omega = 3.32 d^{1/2} \quad (\omega \text{ in m/s, } d \text{ in m}) \tag{1.17b}$$

Ref. (2)

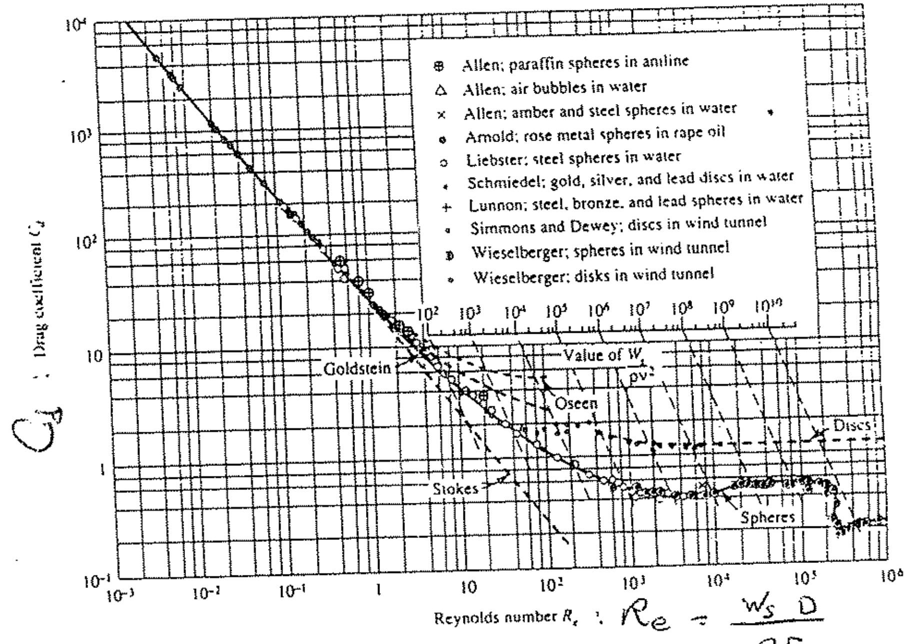


FIGURE 1.2
Drag coefficients as functions of Reynolds number (Rouse, 1937).

1.4.4.4 EXPERIMENTAL DETERMINATION OF DRAG COEFFICIENT AND FALL VELOCITY. The drag coefficient cannot be found analytically when the Reynolds number is greater than 2.0. Therefore, it has to be determined experimentally by observing fall velocities in still fluids. These relationships were summarized by Rouse (1937), as shown in Fig. 1.2. After the drag coefficient has been determined from Fig. 1.1 or 1.2, the fall velocity of a spherical sediment can be computed by solving Eqs. (1.6) and (1.7). The tedious calculation can be avoided by using the auxiliary scale of $W_s/\rho\nu^2$ in Fig. 1.2, where W_s is the submerged weight of spherical sediment. For natural sand, the shape factor is usually less than 1.0, and Figs. 1.1 and 1.2 cannot be applied directly. The most practical approach is the application of Fig. 1.3 when the particle size, shape factor, and water temperature are given. Figure 1.3 is recommended by the U.S. Interagency Committee on Water Resources, Subcommittee on Sedimentation (1957). For most natural sands, a shape factor of 0.7 should be used.

1.4.4.5 FACTORS AFFECTING THE FALL VELOCITY. Factors that may affect the fall velocity are relative density between fluid and sediment, fluid viscosity, sediment surface roughness, sediment size and shape, suspended sediment concentration, and strength of turbulence.

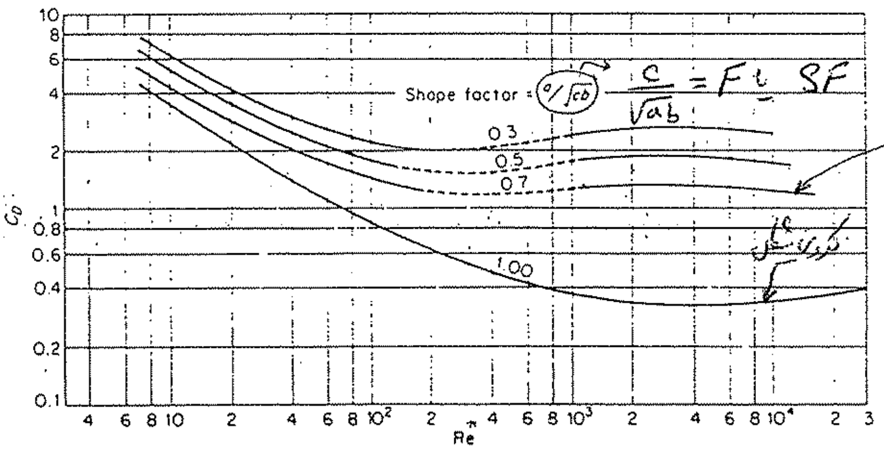
Ref.(1)

importance in abrasion studies.

The shape of a solid particle can exert a profound influence on the drag and attention has been directed towards identifying a single shape factor which can be used to characterise the drag coefficient. A recommended approach is the use of the shape factor defined by

$$SF = \frac{c}{\sqrt{ab}} \quad : \text{Shape Factor} \qquad \ldots (2.1)$$

in which a, b, and c are, respectively, the length of the longest, intermediate, and shortest mutually perpendicular areas of the particle. Figure 2.1 shows graphically the relationship between drag coefficient and Reynolds number (defined in terms of the nominal diameter) for river gravel and crushed gravel of various shape factors as defined by Equation 2.1.



$$R_e^* = \frac{W_s \cdot D}{\nu}$$

(C_D) $\quad R_e^*$ $\quad$ (SF)

FIGURE 2.1: Drag Coefficient vs. Reynolds Number for Different Shape Factors.

Practically all sediments, whether borne by wind or water, have their origin in rock material, and all constituents of the parent material can usually be found in the sediment. However, as the materials become finer due to weathering and abrasion, the less stable minerals tend to weather faster and be carried away as fine particles or in solution, leaving behind the more stable components. The highest degree of sorting of minerals is to be expected in the fine fractions of sediment. Coarse material, e.g. boulders, may be a part of the parent rock and contain all the constituents of the original material.

Although quartz, because of its great stability, is by far the commonest mineral found in sediments moved by water and wind, numerous other minerals also are present. Despite the presence of other minerals,

۱۳/

Ref. (3)

By: Fisher (1995)

1/2

Appendix 1 Formulae for viscosity and settling velocity

Kinematic viscosity, v:

لزجت سینماتیک آب $$\nu = \frac{1.79 \cdot 10^{-6}}{1 + 0.03368T + 0.000221T^2}$$

where T is the temperature in degrees centigrade.

There are a number of formulae for calculating settling velocity w_s. Some of these formulae require the dimensionless grain size D_{gr} to be calculated

$$D_{gr} = \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2}\right]^{1/3} D$$ ← اندازه بدون بعد

where

دقت: در این معادلات $\gamma = \nu = 10^{-6}$ فرض شده است $T = 20°$ ***

γ = kinematic viscosity of fluid in m^2/s
D = sediment size in m
s = ratio of densities of grain and fluid $S = S_g = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{\rho_s}{\rho_w}$

Formula given by Hallermeier to calculate fall velocity is:

(۱)

$$w_s = \frac{\gamma D_{gr}^3}{18 D} \quad \text{for } D_{gr}^3 \le 39$$

$$w_s = \frac{\gamma D_{gr}^{2.1}}{6 D} \quad \text{for } 39 < D_{gr}^3 < 10^4$$

$$w_s = \frac{1.05 D_{gr}^{1.5} \gamma}{D} \quad \text{for } 10^4 < D_{gr}^3 < 3 \times 10^6$$

Formula derived by Van Rijn for fall velocity is:

(۲)

$$w_s = \frac{\gamma D_{gr}^3}{18 D} \quad \text{for } D_{gr}^3 < 16.187$$

$$w_s = \frac{10 \gamma}{D}\left[\sqrt{1 + 0.01 D_{gr}^3} - 1\right] \quad \text{for } 16.187 < D_{gr}^3 < 16187$$

۱٤/

2/2

(۲) $$w_s = \frac{\gamma}{D}\sqrt{1.21\,D_{gr}^{3}} \quad \text{for } D_{gr}^{3} > 16187$$

The formula derived by Soulsby for fall velocity is:

(۳) $$w_s = \frac{\gamma}{D}\left[\sqrt{10.36^2 + 1.049D_{gr}^{3}} \;-10.36\right] \quad \text{for all } D_{gr}$$

Fall velocity of the particle, w_s in m/s as given by Gibbs et al, 1971.

(٤) $$w_s = \frac{\left[9v^2 + 10^{-9}\,D^2 g\,(s_g-1)\,(0.03869 + 0.0248D)\right]^{\frac{1}{2}} - 3v}{\left[0.11607 + 0.074405D\right] * 10^{-3}}$$

where

v = kinematic viscosity of fluid in m^2/s
D = sediment size in mm
s_g = specific gravity of sediment

مقایسه روابط ← محاسبه W_s از ۴ رابطه فوق. *

A comparison of the predictions of fall velocity as given by these four formulae was carried out against a large data set (115 measurements) of settling velocities of natural sands and irregular shaped lightweight grains, Soulsby (1993).

The error analysis used was:

$$\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left|1 - \frac{\text{Predicted}}{\text{Observed}}\right|$$

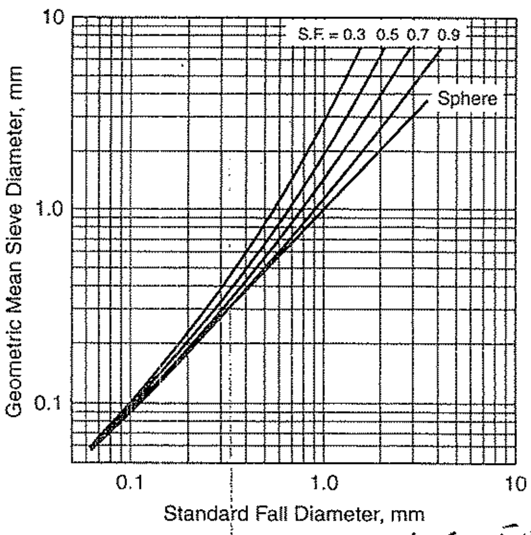
The table below shows the percentage of predictions lying within 10% or 20% of the observations.

Formula	10%	20%
Hallermeier	60.0	88.7
Soulsby	66.1	89.6
Van Rijn	59.1	89.6
Gibbs	34.8	50.4

تعمیم

The Soulsby formula gives the best results with Hallermeier and Van Rijn almost as good, but more complicated. The poor performance of the Gibbs formula is because it was intended for spheres, not natural grains.

Ref. Open Channel Hydraulics (McGraw Hill)



مثال محاسبه سرعت سقوط ذرات

FIGURE 10.3
Relationship between fall diameter and sieve diameter for different shape factors of naturally worn sand particles (U.S. Interagency Committee 1957).

EXAMPLE 10.1. Find the fall velocity of a medium sand with a sieve diameter of 0.50 mm (0.00164 ft) falling in water at 20°C by two methods: (1) using Figures 10.2 and 10.3 and (2) from Equation 10.10.

Solution. From Figure 10.3, for a sieve diameter of 0.50 mm (0.00164 ft) and a shape factor of 0.7, the standard fall diameter is 0.47 mm (0.00154 ft). Then, we calculate d_* for the sphere with fall diameter, d_f, as

$$d_* = \left[\frac{1.65 \times 9.81 \times 0.00047^3}{(1 \times 10^{-6})^2}\right]^{1/3} = 11.9$$

From Figure 10.2, $\mathbf{Re} \approx 33$ so that $w_f = 33 \times (1 \times 10^{-6})/0.00047 = 7.0 \times 10^{-2}$ m/s (0.23 ft/s).

In the second method, which can be used only for sand grains, d_* is recalculated for the sieve diameter, d_s, of 0.5 mm to give a value of 12.6. Then, we substitute into (10.10) to obtain

$$\frac{w_f d_s}{\nu} = 8 \times \left[\sqrt{1 + 0.0139 \times 12.6^3} - 1\right] = 35$$

from which $w_f = 35 \times (1 \times 10^{-6})/0.0005 = 7.0 \times 10^{-2}$ m/s (0.23 ft/s).

Grain Size Distribution

While some natural sorting occurs in rivers with the formation of a thin armor layer of coarser particles in the bed under conditions of degradation, generally a wide range of sizes can be found in transport and in the riverbed. Some measure of the degree of sorting of the grain sizes is required using statistical frequency distributions. The lognormal probability density function commonly is applied to river sands, with an estimate of its parameters (mean and standard deviation) being used to characterize the particle size distribution as obtained from sieve analysis. The lognormal probability density function simply is the normal probability density function applied to the logs of the sieve diameters, so it is given by

$$f(\zeta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\zeta^2/2} \tag{10.11}$$

in which $\zeta = (\log d_s - \mu)/\sigma$; d_s is sieve diameter; μ is the mean of the logs of the sieve diameters; and σ is the standard deviation of the logs of the sieve diameters. The geometric standard deviation, σ_g, is used more often to describe grain size distributions, and it is defined by $\log \sigma_g = \sigma$.

The cumulative distribution function, $F(\zeta)$, is used to relate the theoretical probability distribution of (10.11) to the results of a grain-size analysis. It represents the cumulative probability that a grain size is less than or equal to a given sieve diameter, and it is measured as the cumulative weight passing a given sieve size as a fraction of the total weight of the sediment sample. Mathematically, it is obtained from the area underneath the probability density function as

$$F(\zeta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\zeta} e^{-t^2/2}\, dt \tag{10.12}$$

in which t is a dummy variable of integration, and $100 \times F(\zeta)$ = percent finer of the theoretical lognormal distribution. Shown in Figure 10.4 are the individual data

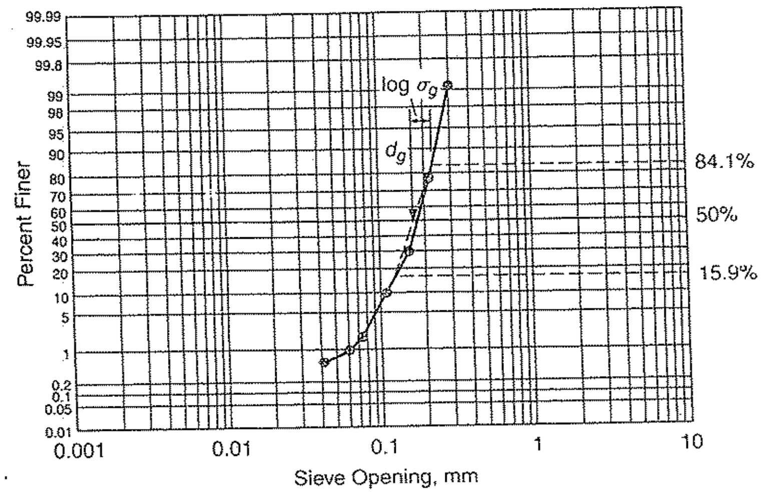


FIGURE 10.4
Size distribution of a sand sample on log-normal scale.

مربوط به حل محاسبه سرعت سقوط

which is valid up to a Reynolds number of approximately 2×10^5 when the drag crisis occurs as the laminar boundary layer changes to a turbulent boundary layer and the separation point moves further downstream on the surface of the sphere. Iteration or a numerical solution of (10.4) is unnecessary, however, for the Stokes range (**Re** < 1), for which there is an exact solution by Stokes for the drag force and coefficient of drag under the assumption of negligible inertia terms in the Navier-Stokes equations; that is, creeping motion. In this special case, $C_D = 24/\mathbf{Re}$ or the drag force $D = 3\pi\mu w_f d$. Substituting the Stokes solution for drag force on the left hand side of (10.3) and solving for the fall velocity gives Stokes' law for the fall velocity:

$$w_f = \frac{1}{18}\frac{(\gamma_s/\gamma - 1)gd^2}{\nu} \tag{10.6}$$

in which γ_s = specific weight of the sphere; γ = specific weight of the fluid; d = diameter of the sphere; and ν = kinematic viscosity of the fluid. Stokes' law is limited to **Re** < 1, which can be used to substitute into (10.6) for the fall velocity, w_f, to obtain the maximum sphere size for which Stokes' law applies. The result for a quartz sphere falling in water at 20°C is d_{max} = 0.1 mm, which is a very fine sand.

For spherical particles outside the Stokes range, an alternative to the iterative solution involving Figure 10.1, or the numerical solution using Equation 10.5, is to rearrange the dimensional analysis of the problem. The difficulty with Figure 10.1 is that it was developed for predicting the drag force on a sphere, whereas the problem of interest here is the determination of fall velocity of the sphere, and the fall velocity appears in the definition of both C_D and **Re**. However, according to the rules of dimensional analysis, any dimensionless group can be replaced by some combination of the other groups as discussed in Chapter 1. In this case, a good choice would be $C_D\mathbf{Re}^2$ because the fall velocity is eliminated in this group. The evaluation of a related dimensionless group can be obtained from

$$\frac{3}{4}C_D\mathbf{Re}^2 = \frac{(\gamma_s/\gamma - 1)gd^3}{\nu^2} \tag{10.7}$$

in which the constant of 4/3 on the right hand side has been moved to the left hand side. Now define a more convenient dimensionless number, d_*, given by

$$d_* = \left[\frac{(\gamma_s/\gamma - 1)gd^3}{\nu^2}\right]^{1/3} \tag{10.8}$$

Taking Equation 10.5 for the drag coefficient and plotting **Re** vs. d_* results in Figure 10.2, in which the abscissa is calculated from (10.8). The Reynolds number then can be read directly from the figure to determine the fall velocity outside the Stokes range.

It remains to apply the methods just developed for spheres to sediment particles that are not spherically shaped. One method for accomplishing this task is to define the sedimentation diameter as described in the section on sediment size, which relates the fall velocity to the diameter of a fictitious sphere having the same fall velocity as the given particle. Unfortunately, sedimentation diameter varies

۲/۲

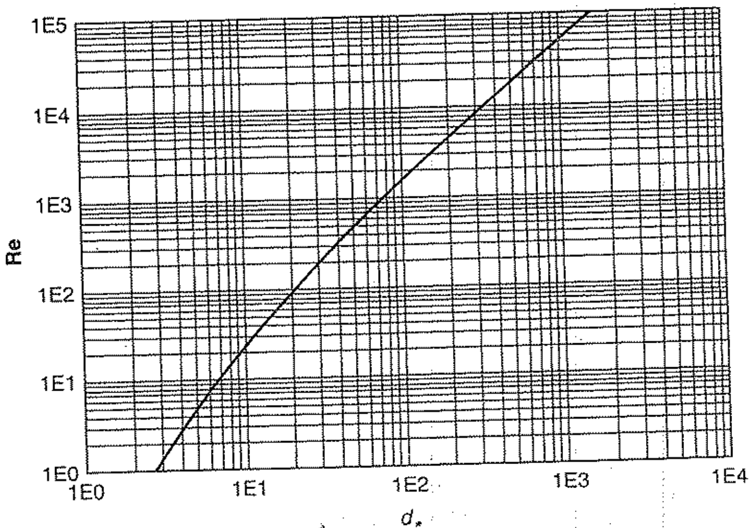


FIGURE 10.2
Fall velocity of a sphere as a function of dimensionless particle diameter d_*.

with Reynolds number, so it has been standardized for a fluid temperature of 24°C, and called the *standard fall diameter.* If the fall velocity of a sediment has been measured, its standard fall diameter can be determined from Figure 10.1 and Equation 10.4. However, for sand grains, the sieve diameter d_s usually is measured by taking the geometric mean of the sieve sizes just passing and retaining the given sand grain in a nest of sieves. What is needed then is a conversion from the sieve diameter of the actual sediment to the fall diameter, which depends on the shape factor, as shown in Figure 10.3. Once the fall diameter is known, any of the methods just discussed for spheres can be used to obtain the fall velocity. Fortunately, the fall diameter does not vary significantly from the standard fall diameter over a temperature range of 20° to 30°C.

As an alternative to using sedimentation diameter to find the fall velocity, the coefficient of drag of sand particles can be determined directly and given in a C_D vs. **Re** diagram like that of Figure 10.1. Engelund and Hansen (1967) have suggested the following best fit to the data for sand and gravel (**Re** < 10^4):

$$C_D = \frac{24}{\mathbf{Re}} + 1.5 \tag{10.9}$$

Equation 10.9 can be used in combination with Equation 10.4 for the fall velocity to obtain an exact solution for the fall velocity, which is given by (Julien 1995):

$$\mathbf{Re} = \frac{w_f d_s}{\nu} = 8\left[\sqrt{1 + 0.0139d_*^3} - 1\right] \tag{10.10}$$

۱۷

Ref. (1)

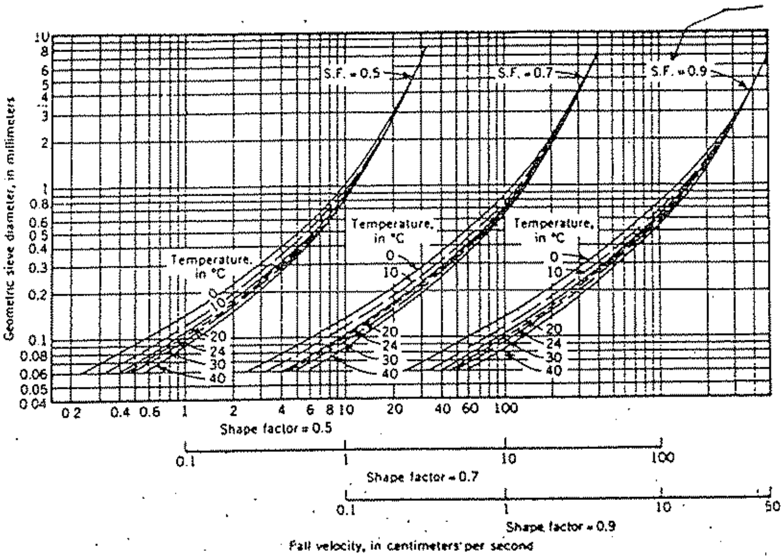
terms of sieve diameter because of the convenience of this method. Therefore, it is also convenient to have a relation between sieve diameter and fall velocity. Such a relation is given in Figure 2.2 for naturally worn quartz particles falling in distilled water, and for a range of water temperature and particle shape factor, SF, as given by Equation 2.1. These curves give average values that should be considered as estimates. When fall velocity is of major importance it should be measured for the sediment of the stream under study.

S.F. = shape factor

S.f. → 1 (Spherical)

D_g

اندازه متوسط هندسی ذرات



W_s (cm/s)

FIGURE 2.2: Relation between Sieve Diameter, Fall Velocity, and Shape Factor for Naturally Worn Quartz Sand Particles Falling in Distilled Water. ($S_g = 2.65$, آب خالص)

In attempts to represent particles falling in a turbulent fluid, workers have made theoretical and experimental studies of spheres in oscillating fluids. These studies showed that spherical particles would settle more slowly in a fluid oscillating in the vertical direction than in one at rest. The reduction in fall velocity results from the nonlinear relation between drag on the particles and their velocity relative to the fluid. The oscillating fluid is not a realistic model of a turbulent flow. However, it seems reasonable to expect that because the relative velocity between the fluid and a particle in a turbulent flow has an unsteady component, the tendency is for the fall velocity of the particle to be less than in a quiescent fluid.

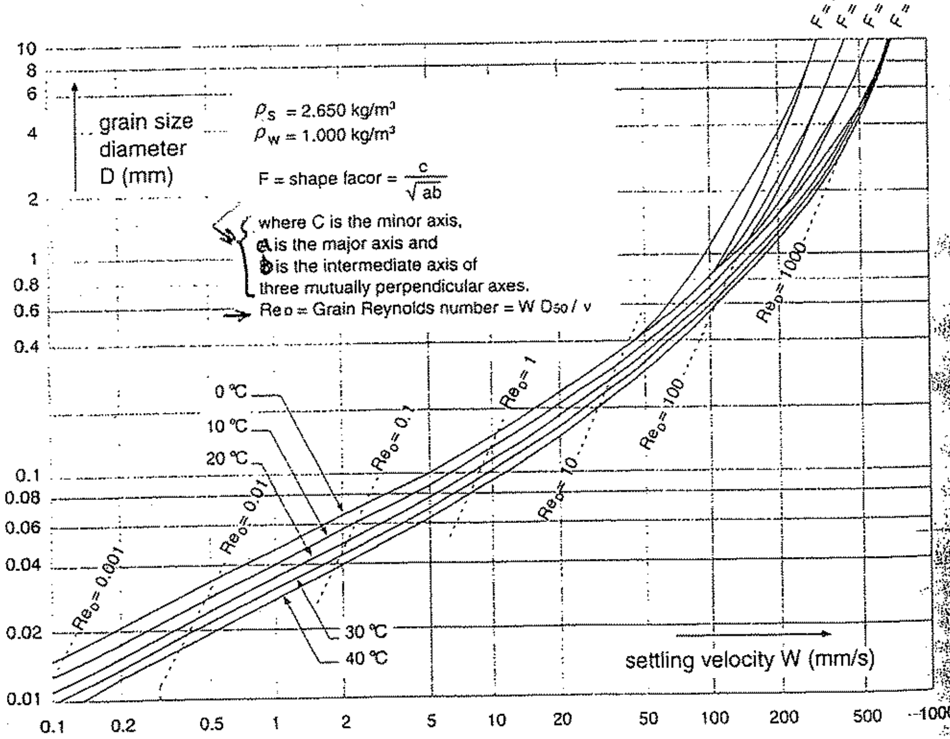
If many samples are involved and the only information required concerns the percentages in which some characteristic grain sizes are present in the mixture, the processing of sieve data can be programmed and the presentation of the output adapted to this purpose.

Other factors used to identify sediments are the particles' shape, density and settling velocity.

The shape of the particles is characterized by the following parameters of which only the first one has practical value:

- *shape factor*: $c/\sqrt{(ab)}$ in which a, b and c are respectively the longest, intermediate and shortest of the three mutually perpendicular axes of the particle. Most natural sand participles have a shape factor of about 0.7;
- *sphericity*: ratio of surface area of a sphere with equal volume as the particle to the surface area of the particle considered;
- *roundness*: ratio of average radius of curvature to radius of circle inscribed in the maximum projected area of the particle.

Figure 5.14. Settling velocity as a function of particle size, shape factor and grain Reynolds number.



Sample n°		MITCH	D90 = 520 μm
date:	18 August 1972		D65 = 340 μm
location:	Section Ballena		D50 = 290 μm
Remarks:		ADENAVI NEDECO	D35 = 270 μm
440m. from the right bank			Dm = 340 μm
		SIEVE ANALYSIS FORM	

Data of the lab.		sieve curve			Dm	fall velocity	
mesh width (μm) D_i	weight of material (gr.)	% on the sieve P_i	accumulated % on	accumulated % through	$\sum \frac{P_i \cdot D_i}{100}$	W_i (cm/s)	$\sum \frac{P_i \cdot W_i}{100} = \bar{W}$
4.800	2.4411	0.38	0.38	99.62	18.24		
3.400	1.7454	0.27	0.65	99.35	9.18		
2.400	2.1369	0.33	0.98	99.02	7.92		
1.700	1.7756	0.28	1.26	98.74	4.76		
1.200	0.8152	0.13	1.39	98.61	1.56		
850	11.2605	1.75	3.14	96.89	14.88		
710	9.3621	1.45	4.59	95.41	10.30		
600	7.2702	1.13	5.72	94.28	6.78		
500	35.9903	5.59	11.31	98.69	27.95		
420	45.1928	7.01	18.32	81.68	29.44		
350	80.9600	12.57	30.89	69.11	44.00		
300	88.9037	13.80	44.69	55.31	41.40		
250	185.7796	28.85	73.54	26.46	72.13		
210	104.2715	16.19	99.73	10.27	34.00		
175	34.9966	5.43	95.16	4.84	9.50		
150	14.7413	2.29	97.45	2.55	3.43		
125	9.6216	1.49	98.94	1.06	1.96		
105	2.8867	0.45	99.39	0.61	0.47		
90	1.9222	0.30	99.69	0.31	0.27		
75	0.9871	0.15	99.84	0.16	0.11		
50	0.6152	0.10	99.94	0.06	0.05		

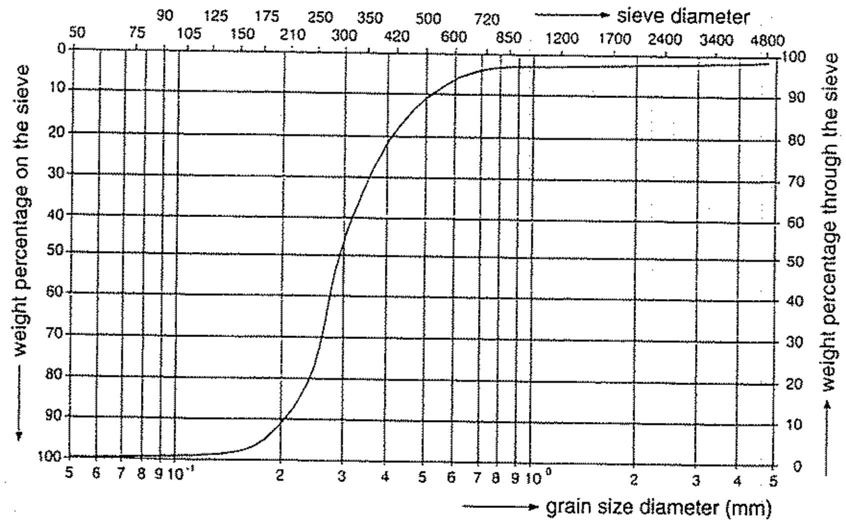


Figure 5.15. Sieve Analysis Form and Sieve Curve (after: Nedeco, 1973).

فصل سوم : " مروری بر توزیع سرعت و تنش برشی در مجاری روباز "

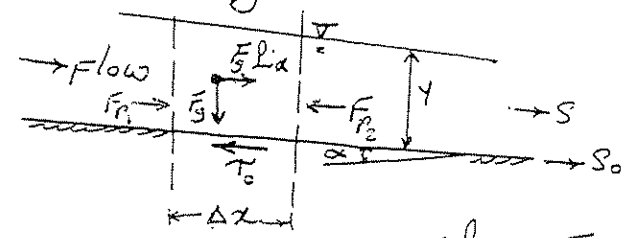
۱- تنش برشی بستر جریان (کف و دیواره) :

فرض : - جریان یکنواخت

- کانال با بستر تخت و هموار

- شیب کف ثابت و کم

τ_0 : Boundary Shear Stress



$F_I = \sum F_s = ma = 0 \Rightarrow F_g \sin\alpha - F_v = 0$

$(F_g = W_{cv} \; ; \; F_v = \tau_0 \cdot A_s)$ وزن حجم کنترل ؛ سطح برشی

$(F_w \simeq 0 \; , \; F_e \simeq 0 \; , \; \Delta F_p \simeq 0)$

$(\gamma A \Delta x)\sin\alpha = \tau_0 (P \cdot \Delta x)$

$\tau_0 = \gamma\left(\frac{A}{P}\right)\sin\alpha = \gamma R \sin\alpha$

$\sin\alpha \approx \tan\alpha \approx S_0 \Rightarrow \tau_0 = \gamma R S_0$ For Uniform Flow

$\tau_0 = \gamma R S_f$ For Non-Uniform Flow (شیب انرژی اصطکاکی)

بطور کلی : $\boxed{\tau_0 = \gamma R S}$ Boundary Shear Stress : متوسط تنش برشی در بستر جریان ؛
OR Mean Shear Stress acting on Channel Boundaries.

تعریف : Shear Velocity : $U_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{gRS}$ → (بُعد سرعت دارد)

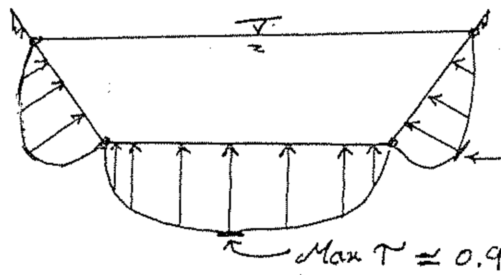
یا $\tau_0 = \rho U_*^2$

نکته مهم : توزیع τ_0 در کف بستر (Bed) و در دیواره ها (Banks) یکسان نبوده و تابعی است از :

۱) شکل مقطع جریان ؛ ۲) تفاوت زبری کف بستر و دیواره ها ؛

۳) راستای مجرای جریان ؛ ۴) فرم بستری .

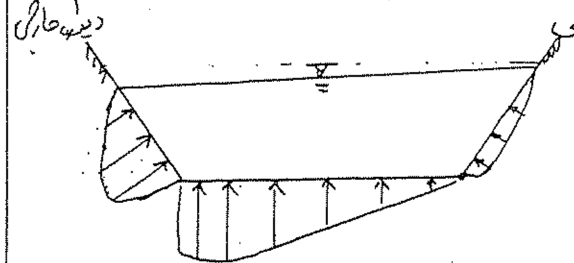
الف) در کانال ذوزنقه ای و راستای مستقیم :

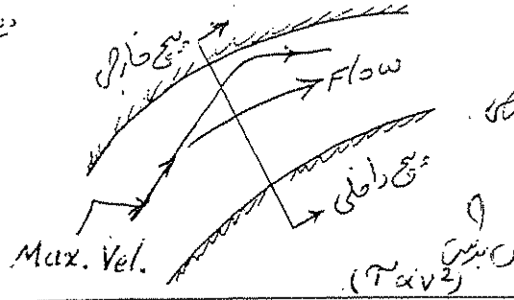


ب) در مقطعی از یک پیچ :

- توزیع غیر یکنواخت جریان و سرعت در مقطع عرضی

- توزیع غیر یکنواخت تنش برشی $(\tau \propto v^2)$



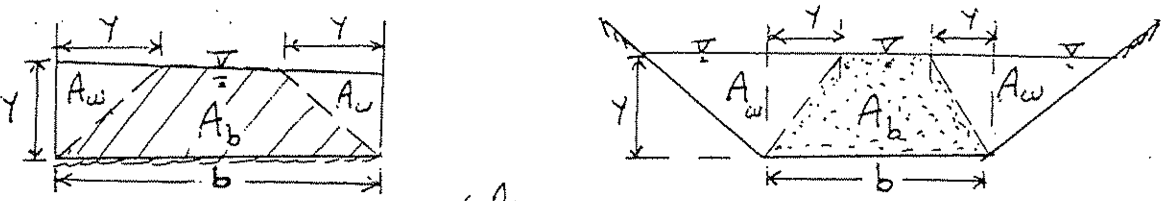


۲- تنش برشی کف بستر : τ_b : Bed Shear Stress (acting along the bed)

متوسط تنش برشی در کف بستر : $\tau_b = \gamma R_b S$

R_b = Hydraulic Radius related to bed

الف) برای مقاطع هندسی (مستطیل و ذوزنقه) : $\gamma , S = Const. \Rightarrow \tau_b \propto R_b$



$$\tau_b = \gamma R_b S = \gamma \left(\frac{A_b}{b}\right) S$$

A_b = سطح مقطع مربوط به کف بستر (Bed) = بخش از سطح جریان که توسط هندسه کف اشغال شده است.

A_w = 〃 〃 〃 〃 دیواره ها = 〃 〃 〃 〃 〃 〃 دیوارها 〃 〃 〃 .

ب) برای مجاری عریض و کم عمق (Wide Channels) : $\Leftarrow$ ($R \simeq Y$)

(سهم عرض کف بر دیواره ها غالب است) : $\tau_b \simeq \tau_0 = \gamma Y S$: مقطع مستطیلی عریض

مقطع طبیعی عریض : $\tau_b \simeq \tau_0 = \gamma \underset{\text{عمق متوسط}}{D} S$, ($D = \frac{A}{B}$)

B = عرض سطح آب

تأثیر شکل و فرم بستری (Bed Form) در τ_b :

$$\tau_b = \tau_b' + \tau_b'' = \gamma R_b' S + \gamma R_b'' S = \gamma S (R_b' + R_b'')$$

$$R_b = R_b' + R_b''$$

$$, \quad \tau = \rho U_*^2 \Rightarrow U_*^2 = U_*'^2 + U_*''^2$$

تنش برشی کف ناشی از زبری بستر (اصطکاکی) : τ_b' = Due to Surface Drag (Grain Roughness)

〃 〃 〃 〃 فرم بستری : τ_b'' = Due to Shape and Form Drag

اشکال فرم بستری :

Ripple - Bed Form :

Dune 〃 〃

در کانال های منشوری یا مجاری فرسایشی با بستر پایدار و تخت :

$\tau_b'' \simeq 0$, $\tau_b \simeq \tau_b'$ (فرم بستری نباشد ← بستر تخت یا Plain Bed)

۳- تنش برشی دیواره ها : τ_w : Wall Shear Stress (متوسط تنش برشی دیواره)

$\tau_w = K \tau_0$, K = ضریب تجربی - تابعی از شکل مقطع و راستای مجرا . (در محدوده پیچ بطور تجربی مقدار K حداقل 50% بیشتر است)

۴ـ تنش برشی جریان (τ : Flow Shear Stress)

$$\tau = \tau' + \tau''$$

تنش برشی جریان = مقاومت سیال در برابر جریان در اثر دو عامل زیر :

الف) خاصیت لزجت سیال

خاصیت Cohesion ← Viscosity (μ)

برای سیال نیوتنی (آب) <= $\mu = Const.$

$\tau' \alpha \frac{du}{dy}$, $\tau' = \mu \frac{du}{dy}$ (Newton's Eq. of Viscosity)

این عامل برای جریان آرام (Laminar) غالب است .

ب) انتقال مومنتم ذرات جریان (Momentum Transfer)

تفاوت در اثر تحرک و برخورد ذرات جریان ← در جریان متلاطم (Turbulent) غالب است .

Prandtle Law : $\tau'' \alpha \left(\frac{du}{dy}\right)^2$, $\tau'' = \rho l^2 \left(\frac{du}{dy}\right)^2$

l = طول مشخصه ـ که تغییرات مؤلفه سرعت قابل تشخیص است .

نتیجه :

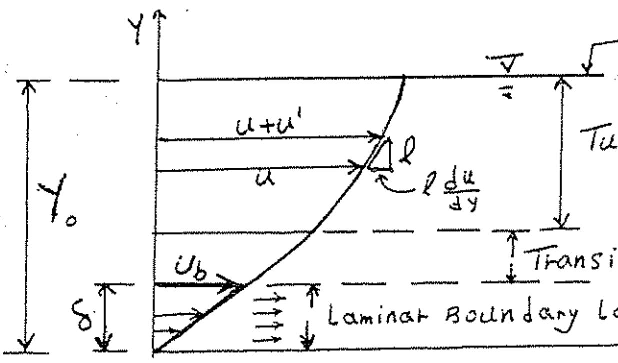
$$\tau = \tau' + \tau''$$

در جریان متلاطم ← جریان در مجاری روباز <= $\tau'' >> \tau'$ <= $\tau = \tau''$

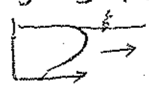
($Re \uparrow\uparrow$)

۵ـ توزیع سرعت و تنش برشی جریان

توزیع سرعت در امتداد قائم (Vertical Velocity Distribution) بصورت نمونه در شکل زیر است .



معرفی : تنش برشی با هوا صفر است



جریان در مجاری روباز همواره متلاطم است : ($Re = \frac{VR}{\nu} >> 2000$)

ولی توزیع جریان در عمق بصورت زیر تقسیم میگردد .

الف) لایه مرزی (B.L.) :

ـ یک لایه نازک در مجاورت بستر ، تحت مکانیسم تنش برشی (تأثیر اصطکاک بستر و مقاومت جریان ماکزیمم) است

ـ جریان بصورت آرام (Laminar) است ـ خطوط جریان موازات یکدیگر و یک بعدی است .

و توزیع سرعت خطی است (عامل Viscosity غالب است)

سرعت در دیواره و کف صفر خواهد بود ولی در کمی بالاتر تغییرات سرعت زیاد است .

$\tau \alpha \left(\frac{du}{dy}\right)^n$

Laminar → $n = 1$

مشخصات لایه مرزی :

$Y\Big|_0^{\delta}$, $B.L.\ Thickness = \delta$

توزیع سرعت خطی (جریان آرام) : $\frac{du}{dY} = Const. = \frac{U_b}{\delta}$, $\begin{cases} at\ Y=0 \Rightarrow u=0 \\ at\ Y=\delta \Rightarrow U=U_b \end{cases}$: Near-bed Velocity

تنش برشی (جریان آرام) : $\tau_0 = \mu \frac{du}{dY} = \mu \frac{U}{Y}$: (1)

معادله پروفیل خطی سرعت : $U = \frac{\tau_0}{\mu} Y$: (2)

حد بالائی لایه مرزی : ($U_b = \frac{\tau_0}{\mu}\delta$ و $Y=\delta$)

؟ δ

بطور تجربی :

$$R_e^* = \frac{U_b\,\delta}{\nu} = 11.6^2 \quad : (3)$$

$$R_e^* = \frac{\left(\frac{\tau_0}{\mu}\right)\delta^2}{\nu} = 11.6^2 \quad : (4)$$

But : $\tau_0 = \rho U_*^2$; and $\nu = \frac{\mu}{\rho}$: (5)

From Eqs. (4),(5) : $\boxed{\delta = 11.6\,\frac{\nu}{U_*}}$: (6)

where, $U_* = \sqrt{gYS}$

نتیجه :

In B.L. $\begin{cases} Y\Big|_0^{\delta = 11.6\frac{\nu}{U_*}} \\ u = f(Y) = \frac{\tau_0}{\mu}Y = \frac{U_*^2}{\nu}Y \\ U_b = \frac{\tau_0}{\mu}\delta = \frac{U_*^2}{\nu}\delta \quad , \quad U_* = \sqrt{gYS} \end{cases}$

نکته مهم :

- ضخامت B.L. در مقایسه با عمق آب بسیار کم است $\delta << Y_0$
- تأثیر این لایه در توزیع سرعت و محاسبات جریان قابل ملاحظه نیست ؛
ولی در تحلیل حرکت مواد رسوبی کف بستر مهم می‌باشد .

بطور تجربی :

منبع : کتاب "هیدرولیک رسوب"
ص ۳۰-۲۹

δ : (mm)	Field کانال و رودخانه	Lab. فلوم آزمایشگاهی
Min.	0.02	0.1
Max.	0.33	3.9

ب) ناحیه جریان انتقالی (Transition zone)

در این ناحیه، توزیع سرعت و تنش نامشخص بوده و از آرام تا متلاطم تغییرات و مرزبندی مشخص ندارد.

ج) ناحیه جریان متلاطم کامل (Fully Turbulent Zone)

در این ناحیه، ذرات جریان مولفه‌های سه بعدی دارد و پدیده Momentum Transfer غالب بوده و عامل اختلاط و Mixing و تعدیل توزیع سرعت می‌باشد.

تنش برشی: $\tau = \tau' + \tau''$

$$\tau'' >> \tau' \Rightarrow \tau \simeq \tau'' = \rho l^2 \left(\frac{du}{dY}\right)^2$$

بطور تجربی برای آب صاف:

طول مشخصه: $l = KY$, $K \simeq 0.4$ (Karman Const.) ← ضریب تلاطم هم می‌گویند

$$\therefore \quad \tau = \rho K^2 Y^2 \left(\frac{du}{dY}\right)^2$$

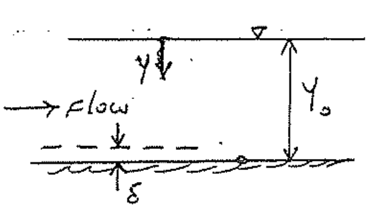
$$\text{OR} \quad \frac{du}{dY} = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \cdot \frac{1}{KY}$$

$$\text{But} \quad U_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \Rightarrow \boxed{\frac{du}{dY} = \frac{U_*}{KY}}$$:(7) گرادیان سرعت در ناحیه تلاطمی جریان

$$\Rightarrow du = \frac{U_*}{K} \cdot \frac{dY}{Y} \xrightarrow[U_*\ :\ \text{Known}]{K = \text{Const.} = 0.4} \begin{cases} U = \dfrac{U_*}{K} \ln Y + C_1 \ \ldots \\ \text{OR} \\ \boxed{\dfrac{U}{U_*} = 2.5 \ln Y + C} \quad :(8) \end{cases}$$

معادله توزیع سرعت عمقی (جریان متلاطم)

مشکل: C؟ یا انتخاب B.C. مناسب.



با فرض اینکه: جریان در تمام عمق ($Y|_0^{Y_0}$) متلاطم باشد.

و در کف بستر: at $Y = Y_0 \Rightarrow U = 0$

From Eq. (8): $C = -2.5 \ln Y_0$:(9)

$$\therefore \quad \boxed{\frac{U}{U_*} = 2.5 \ln\left(\frac{Y}{Y_0}\right) = 5.75 \log\left(\frac{Y}{Y_0}\right)} \quad :(10)$$

معادله توزیع سرعت تام با فرض جریان متلاطم در تمام عمق: (Nikuradse Eq., 1933)

نکته مهم:

معادله (10) در محدوده جریان متلاطم صادق است؛ یعنی

$Y|_0^{(Y_0-\delta)}$ (سطح آب) $\Leftrightarrow U|_{U_s}^{U_b}$ (سرعت نزدیک بستر) ؛ (سرعت سطحی)

بنابراین، مشکل تعریف Y_0 در رابطه (10) است.

بعبارت دیگر Y_0 متفاوت از عمق آب خواهد بود، و تابعی از شرایط هیدرولیکی بستر است.

معادله توزیع سرعت در عمق

حاصل تجربه برآورد Y_0 در رابطه (۱۰) :

خصوصیات جریان براساس تأثیر نسبی زبری بستر جریان با شاخص زیر به سه گروه تقسیم میشود.

Shields (1936) : $R_e^* = \dfrac{K_s U_*}{\nu}$ (Particle Reynolds no.)

K_s = ارتفاع معادل زبری بستر

$$\begin{cases} K_s = D_{50} & \text{Shields (1936) , van Rijn (1984)} \\ K_s = D_{65} & \text{Einstein (1950)} \end{cases}$$

حالات جریان :

① Hydraulically Smooth Boundary Flow

where, $R_e^* \leqslant 5$

یعنی بستر از نظر هیدرولیکی صاف است

(زبری نسبی بسیار کم $\dfrac{K_s}{Y_0}$ ↓↓)

بطور تجربی : $Y_0 = \dfrac{\nu}{9 U_*}$: (11)

Eq. (8), (11) $\xrightarrow[\text{کنید}]{\text{ثابت}}$ $\dfrac{U}{U_*} = 2.5 \ln \dfrac{Y U_*}{\nu} + 5.5 = 5.75 \log \dfrac{Y U_*}{\nu} + 5.5$: (12)

یعنی توزیع عمق سرعت مستقل از زبری بستر (K_s) است.

② Fully Rough-Turbulent Boundary Flow

where, $R_e^* \geqslant 70$: (Rough Boundary) یعنی بستر از نظر هیدرولیکی زبر

بطور تجربی : $Y_0 = \dfrac{K_s}{30}$: (13)

Eq. (8), (13) $\xrightarrow[\text{کنید}]{\text{ثابت}}$ $\dfrac{U}{U_*} = 2.5 \ln \dfrac{Y}{K_s} + 8.5 = 5.75 \log \dfrac{Y}{K_s} + 8.5$: (14)

یعنی توزیع سرعت بستگی به زبری بستر (K_s) یا زبری نسبی $(\dfrac{Y}{K_s})$ دارد.

③ Transitional Flow

where, $5 < R_e^* < 70 \implies \dfrac{U}{U_*} = 8.74 \left(\dfrac{U_* Y}{\nu}\right)^{1/7}$: (15)

این رابطه تجربی بوده و از توزیع نمائی سرعت بدست آمده است.

معادله عمومی توزیع سرعت عمق Einstein (1950) :

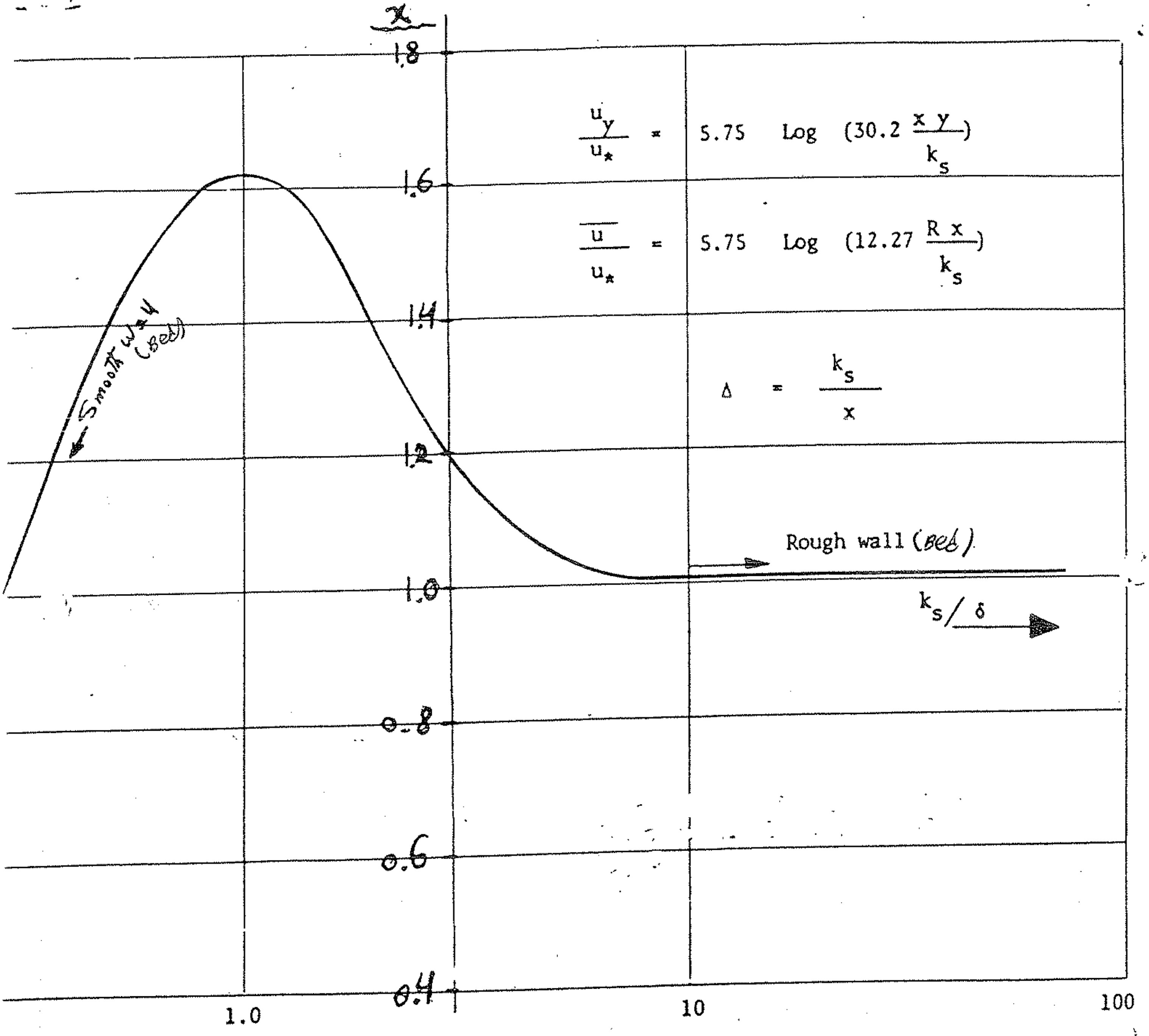
$$\frac{U}{U_*} = 5.75 \log\left(\frac{30.2\, Y x}{K_s}\right) \quad : (16)$$

که $K_s = D_{65}$ ؛ Y = فاصله عمق از کف بستر ؛ $x = F\left(\dfrac{K_s}{\delta}\right)$ که از گراف ضمیمه بدست میاید.
(تابعی از حالت جریان است).

معادله عمومی Einstein (1950) که توسط van Rijn (1993) ارائه شده است ؟

$$\frac{U}{U_*} = 5.75 \log\left(\frac{Y x}{K_s}\right) + 8.5 \quad : (17)\ (۴۳)$$

← ثابت کنید



$\frac{K_s}{\delta}$

$K_s = D_{65}$

$$\frac{U}{U_*} = 5.75 \log \frac{Y x}{K_s} + 8.5$$

ضریب تصحیح x در رابطه توزیع سرعت انشتین: ۸

δ : Thickness of viscous sublayer (over the bed / from the wall)
ضخامت لایه مرزی (از بستر یا دیواره)

$$\delta = \frac{11.6\,\nu}{U_*}$$

,

$U_* = \sqrt{\tau/\rho} = gRS$: Shear velocity سرعت برشی

ν = Kinematic viscosity لزجت کینماتیکی

$K_s = D_{65}$

U_Y : سرعت در عمق Y از کف
$\bar{U}$: سرعت متوسط عمق
R : شعاع هیدرولیکی

۶- سرعت متوسط ($\bar{V}$: Average Velocity)

سرعت متوسط در مقطع عرضی : $\bar{V} = \frac{1}{A}\int_0^A u\,dA$

سرعت متوسط عمق (Depth-averaged velocity) : $\bar{V} = \frac{1}{Y_0}\int_0^{Y_0} u\,dy$

الف) در کانالهای عریض مستطیلی : $U = f(Y)$ depends on R_e^*

الف-۱) Hydraulically Smooth Bed:

$$\bar{V} = \frac{U_*}{Y_0}\int^{Y_0}\left(2.5\ln\frac{YU_*}{\nu} + 5.5\right)dY = U_*\left[5.75\log\frac{Y_0U_*}{\nu} + 3\right] \quad :(18)$$

الف-۲) Rough Flow:

$$\bar{V} = U_*\left[5.75\cdot\log\frac{Y_0}{K_s} + 6\right] \quad :(19)$$

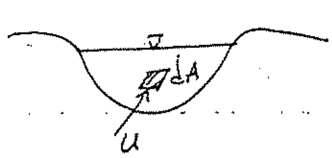
الف-۳) Transitional Flow:

$$\bar{V} = U_*\left[5.75\log\frac{12.27\,Y_0}{K_s}\,x\right]$$

در این روابط Y_0 = عمق آب ؛ x = از گراف ضمیمه

ب) برای مقاطع غیر مستطیلی : به مرجع شماره (۶) - ص ۳۷ - مراجعه شود.
(کتاب هیدرولیک رلب)

۷- ضرایب توزیع سرعت (Velocity Distribution Coeff.)



در معادله انرژی : $\alpha = \frac{\int u^3 dA}{\bar{V}^3 A}$

در معادله مومنتم : $\beta = \frac{\int u^2 dA}{\bar{V}^2 A}$

$\alpha > \beta > 1$

به مرجع شماره (۶) - ص (۳۱-۴۱) - مراجعه شود.
(کتاب هیدرولیک رلب)

1/۲

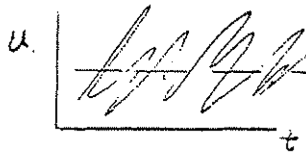
تلاطم و حد تلاطمی جریان

" Turbulence and Turbulence Level "

جریان در مجاری روباز، عموماً متلاطم (Turbulent) است.

خصوصیات جریان متلاطم : - نوسانات شدید زمانی در بردار سرعت (مقدار و جهت) در هر نقطه

- سه بعدی بودن سرعت در هر نقطه <= Mixing و اختلاط



$\bar{U} = \frac{1}{t}\int u\,dt$: (Time-averaged velocity)

$\vec{V} = u + v + w$

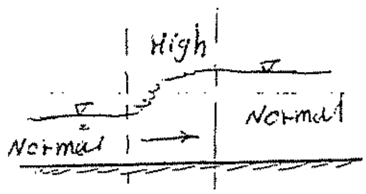
* شاخص مهم در تشخیص حد تلاطم جریان (Turbulence Level) :

- بطور کلی ؛ از نظر کیفی :

1. Normal Turbulence Level : ($\frac{R}{W} > 26$) در مسیر مستقیم آبراهه، در پیچ‌های ملایم
2. High " " : ($R/W < 26$: Sharp Bends) در پیچ‌های تند

در محل وقوع پرش هیدرولیکی، در پایین‌دست سازه‌های آبی،

در محل پایه‌های پل، موانع، آب‌شکن‌ها



R = شعاع انحنای مرکزی ، W = عرض

- از نظر کمی :

Turbulence = Random Fluctuation of Flow velocity around the mean value.

شاخص : Turbulence Intensity (TI) : شدت تلاطم

$$TI = \frac{\text{RMS of } u}{\bar{U}} = \frac{\text{"Root Mean Square" of Streamwise velocity component}}{\text{Time-averaged velocity in Streamwise direction}}$$

مهم : اندازه‌گیری سرعت در نزدیکی بستر مورد نظر است (Near-Bed Velocity)

Near-bed velocity (U_b) = velocity at 10% of the water depth above the bed.

به Fig.(2.15) و Table (2.6) صفحه از HR-Wallingford (1998) مراجعه شود. ← صفحه بعد

U_b ?

از نتایج تجربی

For $TI \le 0.5 \Rightarrow U_b = (-1.48\,TI + 1.04)\,U_d$

For $TI > 0.5 \Rightarrow U_b = (-1.48\,TI + 1.34)\,U_d$

, For $TI < 0.2$, Straight River Reaches $\Rightarrow U_b = (0.74 - 0.9)\,U_d$

where, U_d = Depth-averaged velocity $= \frac{1}{Y}\int \bar{u}\,dy$

درصورتیکه اطلاعات U_d در روابط بالا موجود نباشد ← $U_d \approx U_m = \frac{Q}{A}$ (Mean velocity)

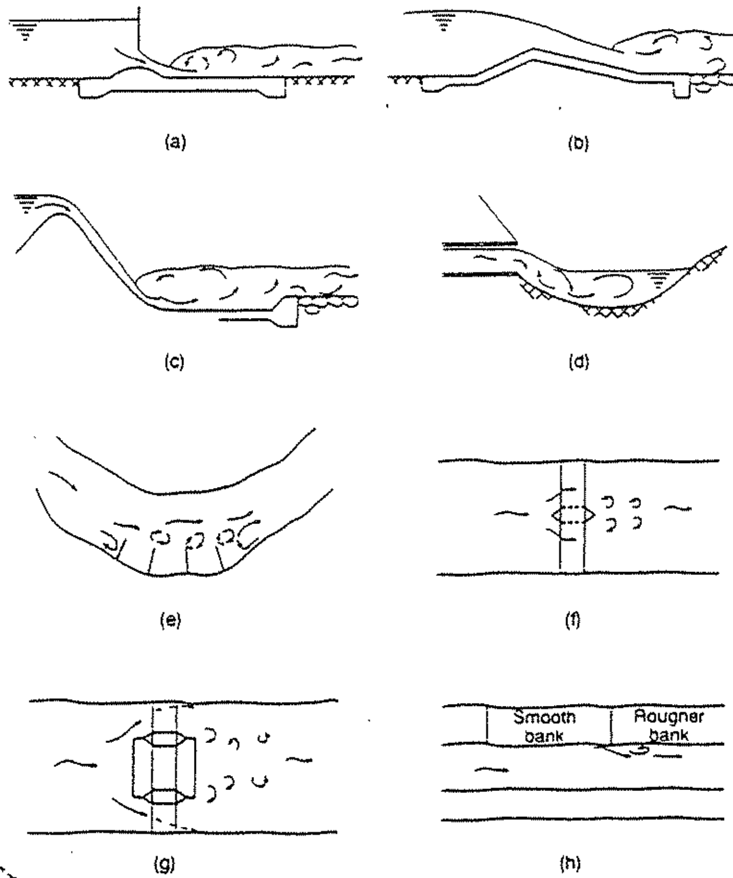
Also, in Rough Turbulent Flow : $U_b = \frac{U_m}{0.68 \log(Y/D_{50}) + 0.71}$, (Y = عمق متوسط آب)

۲/۲ ۱۰

تأثیر Turbulence و اهمیت آن

۱- ارتفاع سطح آب . ۲- آشفتگی و نوسانات در سطح آب و ایجاد موج های نوسانی

۳- نیروهای موثر (در فرسایش) بر روی کف و دیواره ها ۴- حمل و انتقال رسوب



مثال هایی از تلاطم شدید جریان

(Eddy current) <=> (High Turbulence)

Figure 2.15. *Typical situations of high turbulence: (a) gated weir; (b) ungated weir; (c) spillway and stilling basin; (d) culvert (discharging perpendicularly to a stream); (e) groynes (plan view); (f) bridge piers (plan view); (g) cofferdam (plan view); (h) transitions (plan view)*

Table 2.6. *Turbulence levels* حد تلاطم جریان

Situation	Turbulence level — کیفی Qualitative	کمی Turbulence intensity TI
Straight river or channel reaches and wide natural bends ($R/W > 26$)*	Normal (low)	0·12
Edges of revetments in straight reaches	Normal (higher)	0·20
Bridge piers, caissons and groynes; transitions	Medium to high	0·35–0·50†
Downstream of hydraulic structures (weirs, culverts, stilling basins)	Very high	0·60‡

* R — centreline radius of bend; W — water surface width at the upstream end of the bend (see Section 2.4.2).
† The lower limit should be used when protecting across the width of the river or channel whereas the upper limit refers to local protection around piers or groynes.
‡ *Important note:* this value refers to turbulence levels persisting downstream of hydraulic structures or of stilling basins and concrete aprons, where these are present: the value therefore does not apply to sections very close to large weirs or spillways not provided with energy dissipation structures.

o Sharp Bend : $R/W \ll 26$

نوسانات زمانی سرعت (سرعت لحظه‌ای U_t) در یک نقطه از جریان

فرکانس اندازه‌گیری سرعت ($\frac{1}{20}$ sec) یا ۲۰ بار در ثانیه - با دستگاه سرعت‌سنج الکترومغناطیسی

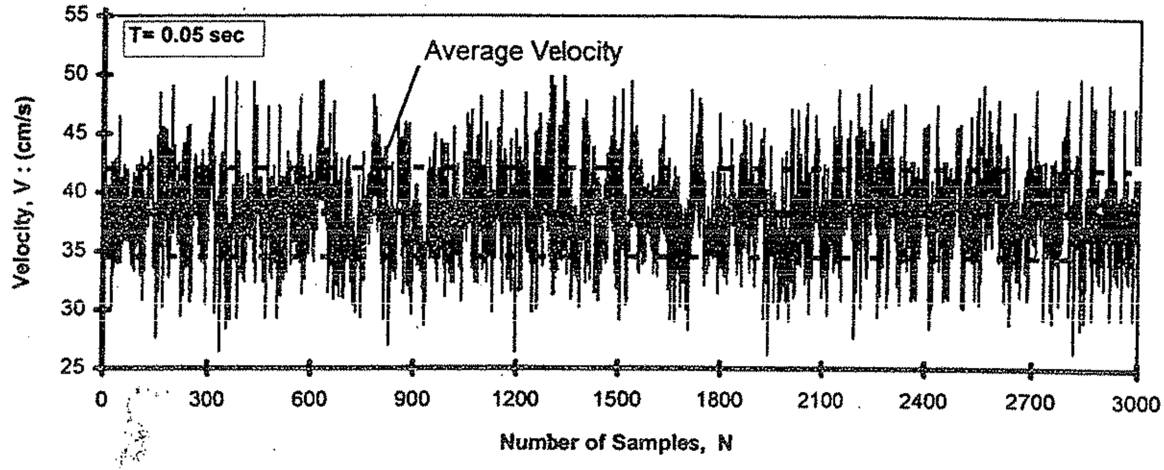


Figure (3-9): Velocity fluctuations at a point in flow behind a groyne

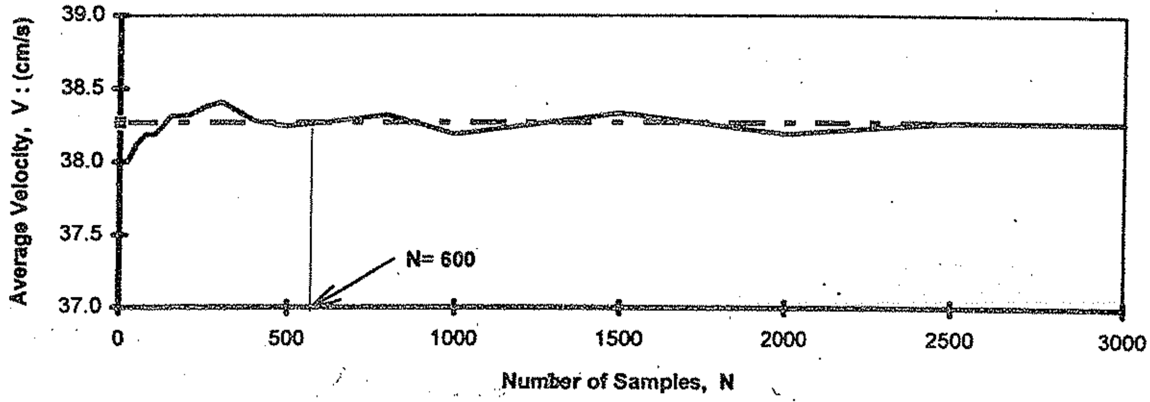


Figure (3-10): Time-averaged velocity at a point in flow behind a groyne

شکل (3-9): اندازه‌گیری سرعت در یک نقطه در یک جریان یکنواخت و پایدار نوسانات شدیدی را نشان می‌دهد. هر چه فرکانس اندازه‌گیری سرعت بیشتر باشد تغییرات سرعت و نوسانات شدیدتری مشاهده می‌گردد. این پدیده زیاد در جریان‌های آشفته اتفاق می‌افتد و Turbulence (تلاطم) نامیده می‌شود.

در این شکل سرعت در یک نقطه از جریان با فرکانس 20 بار در ثانیه، 3000 بار اندازه‌گیری شده و نمودار آن رسم

گرفته شده است. که زمان اندازه‌گیری برابر $\frac{3000}{20}=150^{(sec)}$ ثانیه است و خط افقی مربوط به سرعت متوسط مشخص شده است.

شکل (3-10):

یک نکته مهم در اندازه‌گیری سرعت متوسط ترکیب قطعه از جریان این است که بدانیم در زمان اندازه‌گیری Q چقدر در نظر بگیریم که متوسط تقریبی از سرعت بدست آید. برای این کار سرعت ترکیب قطعه از جریان Q با نرخ ثابت 20 بار در دقیقه، 3000 بار اندازه‌گیری کرده و در هر تعداد از اندازه‌گیری‌ها، متوسط سرعت‌های اندازه‌گیری شده Q محاسبه کرده و نمودار سرعت متوسط در برابر تعداد اندازه‌گیری‌های Q را رسم می‌کنیم. همچنین خط افقی مربوط به سرعت متوسط آن قطعه Q مطابق شکل (3-10) رسم کرده، سپس مقایسه می‌کنیم که در کدام تعداد اندازه‌گیری سرعت ($N=?$)، سرعت متوسط برابر سرعت متوسط واقعی، مطابق شکل (3-10) برای آن قطعه ثابت و پایدار می‌باشد. زمان متناظر با این N برابر زمان لازم برای اندازه‌گیری سرعت واقعی سرعت متوسط ترکیب قطعه می‌باشد. که در این شکل $N\simeq600$ تقریبا مقدار را می‌دهد. یعنی با 600 بار اندازه‌گیری سرعت ترکیب قطعه از جریان با نرخ 20 بار در دقیقه، یعنی در زمانی معادل $\frac{600}{20}=30^{(sec)}$ ثانیه، سرعت متوسطی که بدست خواهد آمد به سرعت متوسط واقعی خیلی نزدیک است.

MEAN FLOW AND TURBULENCE IN OPEN-CHANNEL BEND

By Koen Blanckaert[1] and Walter H. Graf,[2] Member, ASCE

ABSTRACT: Flow over a developed bottom topography in a bend has been investigated experimentally. The measuring section is in the outer-bank half of the cross section at 60° into the bend. Spatial distributions of the mean velocities, turbulent stresses, and mean-flow and turbulent kinetic energy are presented. The cross-sectional motion contains two cells of circulation: besides the classical helical motion (center-region cell), a weaker counterrotating cell (outer-bank cell) is observed in the corner formed by the outer bank and the water surface. The downstream velocity in the outer half-section is higher than the one in straight uniform flow; the core of maximum velocities is found close to the separation between both circulation cells, well below the water surface. The turbulence structure in a bend is different from that in a straight flow, most notably in a reduction of the turbulent activity toward the outer bank. Both the outer-bank cell and reduced turbulent activity have a protective effect on the outer bank and the adjacent bottom and thus influence the stability of the flow perimeter and the bend morphology.

INTRODUCTION

Most natural rivers meander and tend to erode the outer banks in their successive bends. Important engineering efforts are undertaken on rivers of all scales to stabilize the banklines. This is an essential component of projects to improve navigability; increase flood capacity and decrease floodplain destruction; avoid massive loss of fertile soil (Odgaard 1984); and reduce dredging requirements of the river. Recently, there has been an increased interest in the modeling of the erosional behavior of the outer bank (see the discussion section). However, little is known about the characteristics of the mean flow and turbulence near the outer bank, where the flow pattern is highly three-dimensional (3D).

A large amount of research on flow in bends has been performed in the last decades, but most of the experimental investigations concentrated on the central portion of the flow and often did not cover the outer-bank region in detail. Moreover, in most investigations a fixed rectangular section with a smooth bed was imposed on the flow. This is different from the rough turbulent flow over a typical developed bed topography, as found in nature. Furthermore, in most experimental investigations, not all of the three velocity and six turbulent stress components were measured, and the measuring grids were rather coarse. A literature review of experimental research on flow in open-channel bends is given in Table 1.

More recently, environmental problems such as the spreading and mixing of pollutants or the transport in suspension of polluted sediments have become of major concern in river management. These phenomena are closely related to the turbulence structure of the flow.

The scarcity of reliable experimental data on the 3D flow pattern and turbulence structure, particularly in bends, is responsible for the lack of insight into the physical mechanisms, such as those related to outer-bank erosion and the mixing of pollutants. Furthermore, this lack hampers the verification of investigations by means of numerical simulations.

In this study, detailed measurements were made of a rough turbulent flow in equilibrium with its developed bottom topography. Special attention was given to the complex flow region near the fixed vertical outer bank. Nonintrusive measurements were made on a fine grid with an acoustic Doppler velocity profiler (ADVP), which simultaneously measures instantaneous profiles of all velocity components. This enables one to evaluate the three mean velocity components, v_j ($j = s, n, z$), along the downstream, transversal, and vertical axes, respectively [Figs. 1 (a and c)], as well as the six turbulent stress components, $-\rho\overline{v_j' v_k'}$ ($j, k = s, n, z$).

This paper aims at improving our understanding of the flow and turbulence in bends and their relationship to boundary erosion and spreading (mixing) of pollutants. Furthermore, due to the detailed measurements on a fine grid, we want to provide a useful data set for verification of numerical simulations of the flow field. The paper gives a description of the experimental facility, hydraulic parameters, ADVP, and data-treatment procedures. Spatial distributions of the mean downstream velocity, mean cross-sectional motion, turbulent normal and shear stresses, and mean-flow and turbulent kinetic energy are presented and analyzed. The importance of the observed flow and turbulence distributions with respect to the stability of the outer bank and the adjacent bottom are discussed.

EXPERIMENTAL INSTALLATION

Experiments were performed in a $B = 0.4$ m wide laboratory flume with fixed vertical sidewalls made of plexiglass, consisting of a 2 m long straight approach section followed by a 120° bend with a constant radius of curvature of $R = -2$ m [Fig. 1(a); R is negative along the n-axis]. Initially, a horizontal bottom of nearly uniform sand, $d_{50} = 2.1$ mm, was installed. Subsequently, a discharge corresponding to clear-water scour conditions was established. As a result, the bottom in the straight approach channel remained stable, but a typical bar-pool bottom topography developed in the bend. Ultimately, this topography stabilized and there was no active sediment transport along the flume. The resulting developed bottom topography is shown in Fig. 1(a). The transversal bottom slope increases from ~0° at the bend entry to a maximum value of ~24° at 45° into the bend and subsequently shows an oscillating behavior [Fig. 1(b)]. A number of analytical models for the flow and the bottom topography have been proposed that qualitatively predict such a behavior (de Vriend and Struiksma 1984; Odgaard 1986). A comparison of different models can be found in Parker and Johannesson (1989). A superelevation of the water surface [Fig. 1(b)] develops from the bend entry onto ~45° into the bend. Subsequently it remains nearly constant (the fluctuations are within the measuring accurace) at ~0.65°, yielding a difference of $\Delta z_s = 4.5$ mm $= 1.5(B/R)(U^2/g)$ in water surface elevation between the two banks.

The hydraulic conditions of the flow over this bottom to-

---

[1]Res. Assoc., Lab. de Recherches Hydrauliques, Ecole Polytechnique Fédérale, CH-1015 Lausanne, Switzerland.

[2]Prof., Lab. de Recherches Hydrauliques, Ecole Polytechnique Fédérale, CH-1015 Lausanne, Switzerland.

Note. Discussion open until March 1, 2002. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the ASCE Manager of Journals. The manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on April 4, 2000; revised May 16, 2001. This paper is part of the *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 127, No. 10, October, 2001. ©ASCE, ISSN 0733-9429/01/0010-0835–0847/$8.00 + $.50 per page. Paper No. 22307.

(49-1)

(٦٩-٢)

A simple method for measuring shear stress on rough boundaries

A simple method for measuring shear stress on rough boundaries

Une méthode simple pour mesurer les contraintes tangentielles sur des parois rugueuses

S. WU and N. RAJARATNAM, *Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada*

ABSTRACT
This technical note presents a simple method for the real time measurement of bed shear stress with a LabView Program for turbulent flow over uniformly rough boundaries, based on the classical logarithmic velocity distribution equation. The method is based on a step-wise linearization of the additive coefficient in the classical logarithmic velocity distribution equation.

RÉSUMÉ
Cette note technique présente une méthode simple pour la mesure en temps réel de la contrainte tangentielle le long du lit à l'aide d'un programme LabView d'écoulement turbulent sur une paroi de rugosité uniforme, basé sur l'équation classique de distribution logarithmique de la vitesse. La méthode est fondée sur une linéarisation par morceaux du terme additif de l'équation de distribution logarithmique de la vitesse.

Introduction

In open channels, turbulent flow over rough boundaries is common and it is often necessary to find the bed shear stress to calculate the velocities and flow rate, possible erosion of the bed as well as the rate of sediment transport. A simple method is to use the Preston tube (Preston 1954), in which the dynamic pressure Δp measured by a total head tube located on the boundary facing the flow, is correlated with the boundary shear stress τ_0 using the law of the wall. For smooth boundaries, the calibration curve provided by Patel (1965) is generally used whereas for uniformly rough boundaries, the calibration curves developed by Hollingshead and Rajaratnam (1980) may be used. In the course of writing a LabView program for real time measurement of bed shear stress on uniformly rough boundaries, it was found necessary to develop a modified procedure and this method is presented herein.

Development of the method

For a Preston tube (which is really a Pitot tube) of external diameter of d placed on an uniformly rough bed with an equivalent roughness height of k_s, facing the flow, neglecting the effects of turbulence and the Pitot displacement effect, the velocity u_0 at the center of the tube, may be assumed to be given by the equation

$$\frac{u_0}{u_*} = 5.75\log[y_0/k_s] + B \tag{1}$$

where y_0 is the distance of the center of the tube from the datum of the rough bed, u_* is the shear velocity, equal to $\sqrt{(\tau_0/\rho)}$; τ_0 is the boundary shear stress; ρ is the mass density of the fluid and B is given by the following set of equations (Nikuradse 1933):

$$B = 5.75\log R_s + 5.5 \quad \text{for } R_s \le 3.5 \tag{2a}$$
$$B = 3.5\log R_s + 6.59 \quad \text{for } 3.5 < R_s \le 7.1 \tag{2b}$$
$$B = 9.58 \quad \text{for } 7.1 < R_s \le 14.1 \tag{2c}$$
$$B = 11.5 - 1.62\log R_s \quad \text{for } 14.1 < R_s \le 70 \tag{2d}$$
$$B = 8.5 \quad \text{for } 70 < R_s \tag{2e}$$

Revision received April, 2000. Open for discussion till April 30, 2001.

In Eq. 2, $R_s = u_* k_s/\nu$ and the variation of B with R_s is also shown in Fig. 1. Since B is in general a function of the unknown parameter R_s, Eq. 1 may be seen as an implicit equation for calculating the shear velocity u_*.

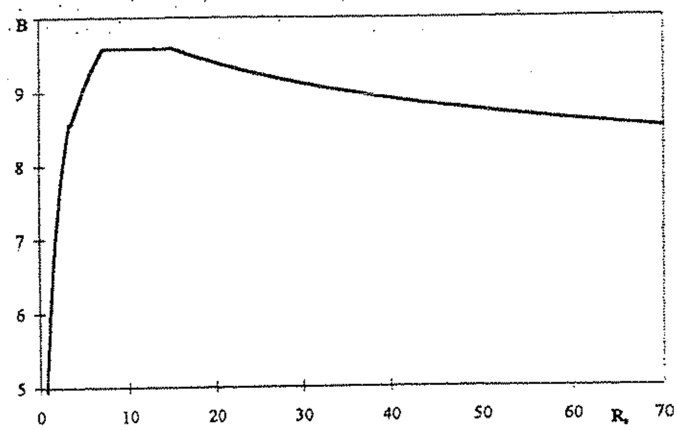


Fig. 1. Variation of B with R_s.

For a given roughness and Pitot (or Preston) tube, the first term on the right hand side of Eq. 1 is a constant, which may be written as A. Multiplying Eq. 1 with R_s,

$$R_0 = AR_s + BR_s \tag{3}$$

where $R_0 = u_0 k_s/\nu$ and R_0 can be calculated for a given fluid, roughness and measured velocity. The first term on the right hand side of Eq. 3 is a linear function of R_s. For $R_s \le 70$, the variation of the second term with R_s is shown in Fig. 2 which is simpler than the variation of B in Fig. 1. When R_s is greater than 70, the second term is also a linear function of R_s, equal to 8.5 R_s. Approximating the nonlinear variation of BR_s by two linear equations (shown as dotted lines in Fig. 2), Eq. 3 is rewritten as

$$R_0 = AR_s + aR_s + b \tag{4}$$

where a and b are constants. The constants a and b were found to have the values of 9.94 and –4.70 for R_s in the range of 1.0 to 14.1; 8.30 and 19.50 for R_s in the range of 14.1 to 70 and 8.50 and 0 for R_s 70. Fig. 3 shows the relative error introduced by the linearization of BR_s, which is less than ±2% for R_s in the range of 8 to 70 and less than ±5% for R_s in the range 1to 8.

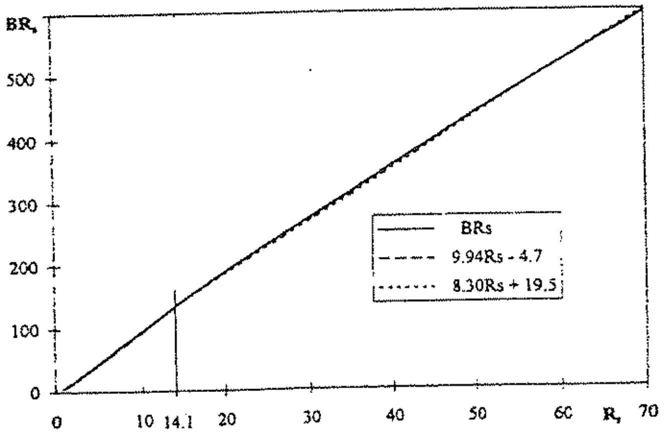


Fig. 2. Variation of BR_s with R_s

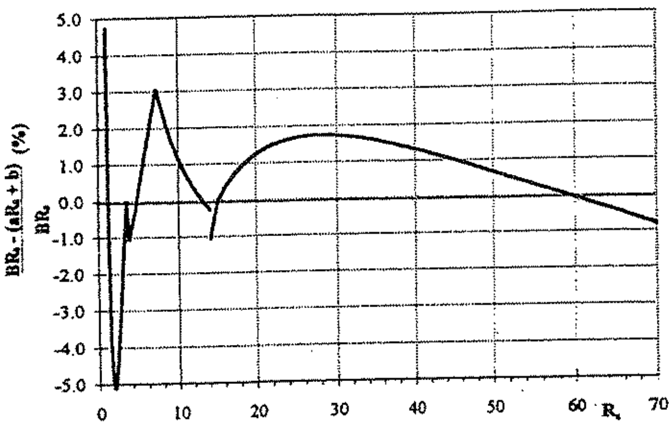


Fig. 3. Variation of the relative error of linearization with R_s

Eq. 4 may be rewritten as

$$R_s = \frac{R_0 - b}{A + a} \tag{5}$$

In order to calculate the shear velocity with Eq. 5, it is effective to start with the (a = 8.30 & b = 19.50) set for R_s in the intermediate range of 14.1 to 70. After calculating R_s from Eq. 5, the proper values of a and b are obtained to give the final value of u_* from the equation

$$u_* = \frac{u_0 - b\frac{\nu}{k_s}}{A + a} \tag{6}$$

This technique has been successfully built into a LabView program and has been used to measure the bed shear stress in a project on flow around simple bodies.

Conclusions

A simple method is presented in this note for the real time measurement of bed shear stress for turbulent flow over uniformly rough boundaries, based on the classical logarithmic velocity distribution equation. The technique is based on a step-wise linearization of the additive coefficient in the classical logarithmic velocity distribution equation. The relative error introduced by this approximation has also been assessed.

Appendix I. References

HOLLINGSHEAD, A. B. and RAJARATNAM, N.(1980). A Calibration Chart for the Preston Tube. J. of Hydraulic Research, IAHR, 18(4), 313–326.

NIKURADSE, J.(1933). English Translation: Law of Flow in Rough Pipes. TM 1292, NACA, USA (in German: Gesetzmassigkeiten der turbulenten Stromung in rauhen Rohren. Forsch. Ing. Wesen, Heft 361).

PRESTON, J. H.(1954). The Setermination of Turbulent Skin Friction by means of Pitot Tubes. J. of Royal Aero. Soc. London, England. 58, 109–121.

Appendix II. Notation

The following symbols are used in this note:

A	constant in the velocity distribution equation;
a	coefficient;
B	coefficient in the velocity distribution equation;
b	coefficient;
d	diameter of the Preston tube;
k_s	equivalent sand roughness;
R_0	parameter equal to $u_0 k_s / \nu$;
R_s	parameter equal to $u_* k_s / \nu$;
u_0	velocity at the geometric center of the tube of diameter of d;
u_*	shear velocity;
y_0	distance of the geometric center of the tube from the datum;
Δp	dynamic pressure indicated by the tube;
ν	kinematic viscosity of the fluid;
ρ	mass density of the fluid;
τ_0	boundary shear stress.

فصل چهارم: آستانه حرکت مواد رسوبی / Incipient Motion

The Threshold of Motion / Initiation of Motion of Sediment Particles

مقدمه:

الف) حالات جریان بر روی یک بستر - با مواد غیرچسبنده (Non-Cohesive) به درجات افزایش شدت جریان:

1) Clear-Water Flow:

مواد بستری حرکت ندارند ؛ دبی رسوبی ورودی به بازه = دبی رسوبی خارج : $(Q_s)_{in} = (Q_s)_{out}$

(حالت خاص: از بالادست رسوب وارد نشود)

2) The Threshold of Motion:

شرایط آستانه حرکت مواد بستری.

مهم در: طراحی کانالهای پایدار با مواد بستری فرسایشی ؛ طراحی اندازه سنگهای حفاظتی در بستر و دیوارها.

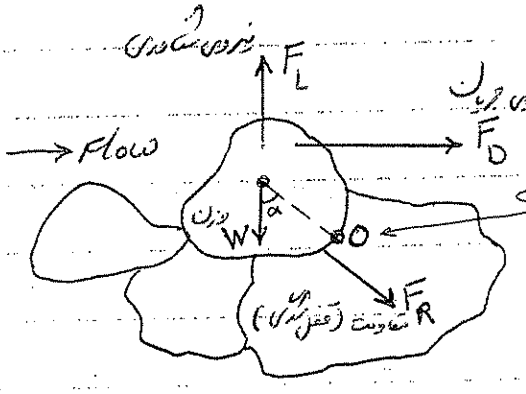
3) Sediment Transporting Flow:

جریان با حمل رسوبات بستری (جریان طبیعی در رودخانه‌ها در شرایط سیلابی).

موضوع بررسی: تشکیل بارهای رسوبی ، تغییرات فرم بستری ، برآورد بار رسوبی و ...

ب) شرایط فیزیکی آستانه حرکت:

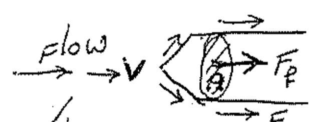
بر اساس تحلیل نیروها و گشتاور حاصل:



1) Applied Forces: نیروهای وارده

(1-1) Fluid Forces
نیروی سیال

- F_L : Lift Force (Boyant Force) = نیروی شناوری
- F_D : Drag Force ; $F_D = F_S + F_P$
  - F_S = Surface Drag (Viscous Skin Friction Force)
  - F_P = Form Drag (Normal Drag Force)



: نیروی وارد بر سطح مقطع عمود بر جریان

نیروی کشش (اصطکاکی) روی جداره مانع

Generally: $F_D = C_D \left(\frac{1}{2}\rho V^2\right) A$

← Drag Coeff.

(1-2) The Weight Component
$= W \sin\theta$ (θ = زاویه شیب بستر)

2) Resisting Forces : نیروهای مقاوم

- 2-1) Normal Component of Weight (W)
- 2-2) Any forces due to neighbouring particles (keying) : F_R
  نیروی مقاوم ناشی از قفل شدن ذرات مجاور در یکدیگر

شرایط آستانه حرکت :

$$\overset{\curvearrowright}{M_a} = \overset{\curvearrowleft}{M_R}$$: حول محور چرخش معین (O)

گشتاور نیروهای وارده — گشتاور نیروهای مقاوم

مشکلات در روش تحلیلی :

۱- جریان متلاطم ⟸ نوسانات در نیروهای جریان (در مقدار، جهت و نقطه اثر)

۲- تغییر یکنواخت اندازه مواد بستری (از نظر شکل، اندازه، موقعیت قرارگیری)

۳- مشکل ارزیابی نیروی F_R (ناشی از قفل شدن ذرات غیر یکنواخت)

۴- تأثیر متقابل ذرات با یکدیگر در شرایطی که بحرکت در می‌آید (نیروی مقاومت جدید).

نتیجه :

الف) یک روش تحلیلی جامع برای شرایط آستانه حرکت مواد بستری ارائه نشده است.

روش های موجود "تجربی" یا "تحلیلی- تجربی" هستند

- عموماً بر اساس تحلیل یک ذره منفرد غیرچسبنده استوار است

- بطور کلی دو روش ارزیابی ارائه شده است :

Two Approaches :

1) Shear Stress Approach : روش تنش برشی

بر اساس تعیین یک نیرو (یا تنش) حدی یا بحرانی در آستانه حرکت ذرات

2) Velocity Approach : روش سرعت حد

بر اساس تعیین یک سرعت حدی (Competent velocity) برای شروع حرکت ذرات

مثال : Brahms (1753) : $V_{cr.} = K \cdot W^{1/6}$

K ← ضریب تجربی ، W ← وزن ذره

ب) از نظر فیزیکی و تجربی :

معیار عمومی : شرایطی از جریان که مواد بستری بطور عمومی (و با تشخیص چند شاهد) شروع بحرکت میکند.

زیرا در اثر { نوسانات جریان متلاطم / دانه بندی و قفل شدن ذرات } ← به یک حد سرعت معین نمیتوان رسید که همه ذرات باهم و بطور ناگهانی در جریان شروع به حرکت کنند.

=> Condition at which Bed movement has become generally established.

* مکانیزم جریان روی بستر رسوبی از مرجع شماره (۱) - کپی درس ضمیمه مطالعه شود.

«روش‌های ارزیابی شرایط آستانه حرکت»

(۱) روش تنش برشی (Shear Stress Approach)

۱-الف) روش تحلیلی: براساس ارزیابی برآیند نیروهای موثر بر یک ذره رسوبی منفرد در شرایط آستانه حرکت می‌باشد:

White (1940)

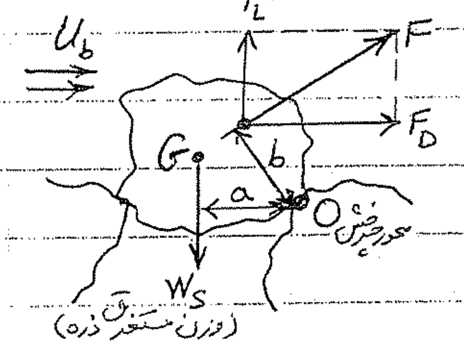
بدلیل فرضیات زیاد در حل تحلیلی، روش عمومی و کاربردی نیست.

به مرجع شماره (۶) ـ ص ۷۶-۷۷ ؛ و مرجع شماره (۲) ـ PP. 20-21 ـ مراجعه شود.

۱-ب) روش نیمه تحلیلی (تحلیلی-تجربی): براساس تحلیل پارامترهای موثر در حرکت ذره با روش تحلیل ابعادی و نتایج تجربی انجام یافته است:

Shields (1936)

در این روش، پایداری یک ذره غیرچسبنده بصورت تابعی از نیروهای F_D، F_L و W_s درنظر گرفته شده که نیروی برآیند F جایگزین دو نیروی F_D و F_L میشود.
ذرات بصورت کروی (با قطر معادل D) درنظر گرفته شده، و سرعت موثر جریان معادل سرعت نزدیک بستر (U_b : Near-bed velocity) قرار میگیرد.



At Equilibrium State: در شرایط تعادل

$$\mathcal{M}_O = F\cdot b = W_s\cdot a \quad :(1)$$

با فرض غلبه F_D بر F_L :

$$\vec{F} = \vec{F}_D + \vec{F}_L$$

$$F = C\left(\tfrac{1}{2}\rho V^2\right)A = C_F\left(\tfrac{1}{2}\rho_w U_b^2\right)\frac{\pi D^2}{4} \quad :(2)$$

C_F = Combined the Lift and Drag Coefficients

$$W_s = \frac{\pi}{6}D^3(\rho_s-\rho_w)g \quad :(3)$$ وزن مستغرق

Eqs. (2) and (3) in Eq. (1):

$$\left[C_F\left(\tfrac{1}{2}\rho_w U_b^2\right)(\pi D^2/4)\right]\cdot b = \left[\frac{\pi}{6}D^3(\rho_s-\rho_w)g\right]\cdot a \quad :(4)$$

Assuming $U_b \propto U_*$ where $U_* = \sqrt{\tau_b/\rho}$: Shear velocity

و τ_b = Bed Shear Stress

Then, Eq. (4): $\dfrac{\rho_w U_*^2}{(\rho_s-\rho_w)gD} = F_s \quad :(5)$ → نیز یک تابع می‌باشد

But, $S_g = \dfrac{\rho_s}{\rho_w}$

$$\therefore\ F_s = \frac{U_*^2}{(S_g-1)gD} = \frac{\tau_b}{\gamma(S_g-1)D} \quad :(6)$$: Shields Function

ارزیابی تابع F_s در رابطه (6) ؟

از روش تحلیل ابعادی (Dimensional Analysis) - استفاده از تئوری π :

پارامترهای موثر : $F_1\left(\tau, (\rho_s-\rho_w), D, \nu, g\right) = 0$

بصورت بدون بعد : $F_2\left(\frac{\tau}{\gamma(S_g-1)D}, \frac{U_* D}{\nu}\right) = 0$: (7)

But;

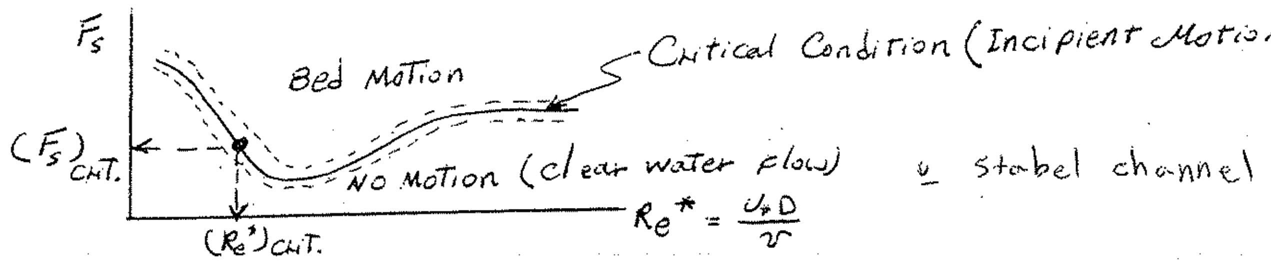
$\frac{\tau}{\gamma(S_g-1)D} = F_s$, $Re^* = \frac{U_* D}{\nu}$: Particle Reynold NO.

Sheilds بطور تجربی نشان داد که Re^* پارامتر خوبی برای خصوصیات جریان در نزدیکی بستر است.

From Eq. (7):

$$F_2(F_s, Re^*) = 0 \Rightarrow \boxed{F_s = f(Re^*)} \quad : (8)$$

Sheilds رابطه F_s و Re^* را بطور تجربی بصورت "دیاگرام شیلدز (Shields Diagram) ارائه نمود.



Shields (1936) : $D = D_{50}$

R.J. Keller (1993) ; Henderson (1967) : $D = D_{50}$ (لایه سطحی) $= D_{75}$ (لایه زیرسطحی (یا نمونه برداری حجمی))

در مطالب ضمیمه، نتایج اولیه Shields و نیز دیاگرامهای اصلاح شده شیلدز (Modified Shields) ارائه گردیده است.

Ref. (1) → Fig. (1.3)

Ref. (2) → Fig. (2.2)

بطور کلی : علی رغم مطالعات تکمیلی در اصلاح فرم منحنی شیلدز، روند این منحنی تغییر اساسی نیافته است.

منحنی شیلدز نشانگر شرایط بحرانی در آستانه حرکت مواد رسوبی است.

$$(F_s)_{crit.} = \frac{\tau_c}{\gamma(S_g-1)D}$$

where, τ_c = Critical Shear Stress - for incipient of bed Motion of Size D

, $(U_*)_c = \sqrt{\tau_c/\rho}$: Critical Shear velocity

$F_s < (F_s)_c \rightarrow \tau_* < \tau_c$ (بستر پایدار)

در "منحنی Shields" سه ناحیه هیدرولیکی جریان قابل تشخیص است:

1) $Re_* < 5 \Rightarrow F_s \propto \frac{1}{Re_*}$: Hydraulically Smooth Flow

(laminar flow near the bed) <= تأثیر لزوجت در کف غالب است.

2) $Re_* > 400 \Rightarrow F_s \cong Const.$, $F_s = \underset{\text{عمومی‌تر}}{0.056}$ OR 0.047

: Fully Turbulent flow at bed,

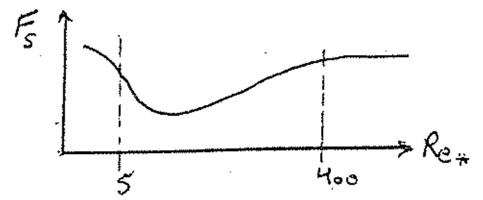
where laminar sublayer at bed has no effect on the velocity distribution

بعبارت دیگر، جریان و تنش در کف تابع Re_* نیست (نیروی لزوجت موثر نیست).

3) $5 < Re_* < 400$: Transition zone ($F_s = f(Re_*)$)

---

* فرضیات توسعه منحنی Shields و محدودیت‌های کاربردی آن توسط Yang(1996) در مرجع شماره (۳) - PP. 22-23 شرح داده شده است. مطالعه کنید.



"برآورد تنش برشی بحرانی از منحنی شیلدز"

الف) روش مستقیم از منحنی شیلدز:

$$F_s = f(Re_*) \quad , \quad F_s = \frac{\tau}{\gamma(S_s-1)D} = \frac{U_*^2}{gD(S_s-1)}$$

$$Re_* = \frac{U_* D}{\nu} \quad \text{یا} \quad U_* = \frac{\nu Re_*}{D}$$

$$\Rightarrow F_s = \left[\frac{\nu^2}{gD^3(S_s-1)}\right] Re_*^2 \quad \text{یا} \quad F_s = F(Re_*^2)$$

$F_s = A\, Re_*^2$

where, $A = f(\nu, D, S_s) = Const.$

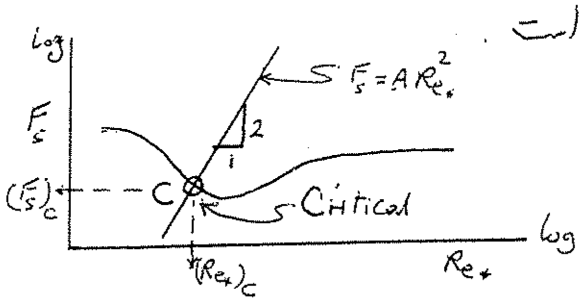
برای یک مایع معین <= ν : known

برای مواد بستری معین <= D, S_s : known

در ترسیم (log-log) : $\log F_s = \log A + 2 \log Re_*$

منحنی "Shields" نیز در ترسیم (دولگاریتمی) است. <= رابطه ($F_s - Re_*^2$) بصورت یک خط با شیب (1H : 2V) قابل رسم است.

Re_*	$F_s = A\, Re_*^2$
..	--
--	--



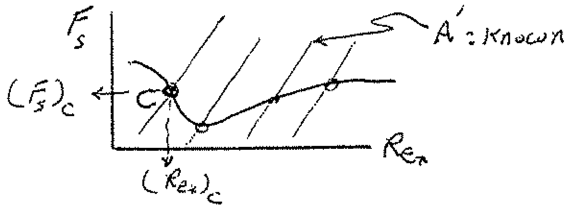
مختصات نقطه تقاطع C : $(Re_*)_c$, $(F_s)_c$ <= $(F_s)_c = \frac{\tau_c}{\gamma(S_s-1)D}$ <= τ_c

ب) رابطه تجربی ASCE (Vanoni ,1977) :

بطور تجربی : $F_s = A' Re_*^2$, $A' = \frac{D}{\nu}\left[0.1(S_g-1)gD\right]^{1/2}$

براین اساس معادله خطی $F_s = A' Re_*^2$ بر روی منحنی (Log-Log) Shields رسم گردیده است .

نتایج بصورت خطوطی با شاخص معلوم A' روی Fig.(2.2) توسط Yang(1996) - P.22 از مرجع شماره (۲) رسم گردیده است .



$$(F_s)_c \Leftrightarrow \tau_c$$

ج) رابطه Van Rijn(1984) : هلندی (آدم بسیار حساسی)

براساس منحنی "شیلدز اصلاح شده" توسط van Rijn(1984) ، تنش برشی بحرانی بصورت زیر ارائه شده است :

Critical Bed Shear Stress : $\tau_c = \rho U_{*c}^2 = \left[\gamma(S_g-1)D_{50}\right]\theta_c$

where, θ_c = Critical Shields Function = $f(D_{gr})$

and, D_{gr} = Dimensionless characteristic particle parameter

, $D_{gr} = D_{50}\left[\frac{g(S_g-1)}{\nu^2}\right]^{1/3}$ (D_{50}: m)

D_{gr}	θ_c
≤ 4	$0.24\, D_{gr}^{-1}$
$4 < \ \leq 10$	$0.14\, D_{gr}^{-0.64}$
$10 < \ \leq 20$	$0.04\, D_{gr}^{-0.1}$
$20 < \ \leq 150$	$0.013\, D_{gr}^{0.29}$
> 150	0.055

* منحنی شیلدز برای شرایط کف بستر (با شیب بسیار ناچیز است).

مثال های کاربردی :

مثال (۱) :

Using Shields' Diagram , $D_{50} = ?$ in a stable channel of Trapezoidal shape with rigid banks and erodible bed .

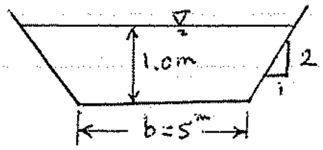
$Q = 0.15\ m^3/s$

$S_0 = 0.008$

$Y = 1.0\ m$

$S_g = 2.65$

$\nu = 1.3 \times 10^{-6}\ m^2/s$



$A = (b+zY)Y = 7\ m^2$

$P = b + 2Y\sqrt{1+z^2} = 9\ m$

$R = A/P = 7/9$

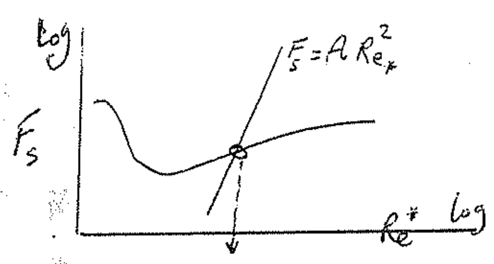
روش تئوری تنش برشی شیلدز مبتنی بر نتایج تئوری آب صاف بوده است.

$$\tau_\circ = \gamma R S_\circ = (9810\ N/m^3)(7/9)(0.0008) = 6.1\ N/m^2$$

$$U_* = \sqrt{\tau_\circ/\rho} = \sqrt{6.1/1000} = 0.078\ m/s$$

$$\begin{cases} Re_* = \dfrac{U_* D}{\nu} = \dfrac{0.078\,D}{1.3\times10^{-6}} = 6\times10^{4}\,D & : (1) \\ F_s = \dfrac{U_*^2}{gD(S_g-1)} = \dfrac{(0.078)^2}{9.81\,D\,(2.65-1)} = 3.8\times10^{-4}\left(\dfrac{1}{D}\right) & : (2) \end{cases}$$

Using Iteration Procedure :



D (m)	Re_*	F_s	~~$A = \frac{F_s}{Re_*^2}$~~
0.01	586	0.035	~~103×10^{-9}~~
0.015	378	0.024	~~30×10^{-9}~~
0.009	527	0.0.9	~~142×10^{-9}~~
⋮	⋮	⋮	⋮

$(Re_*)_c \Rightarrow D$ ، در طرح پایدار بستر: $D_{50} > D$

مثال (۲) : In a wide Rectangular channel with rigid banks and stable bed of material with $D_{50} = 2.5\ mm$, $S_g = 2.65$ on a slope of $S_\circ = 0.005$, calculate Max. flow depth, and Max. flow rate

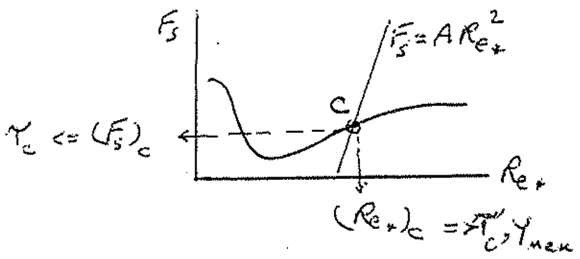
$\nu = 1.3\times10^{-6}\ m^2/s$, $Y_{max} = ?$ where, $\tau_\circ = \tau_c$, $R \simeq Y$

Solution :

$$U_*^2 = gRS_\circ \simeq gYS_\circ = 0.049\,Y$$

$$\begin{cases} Re_* = \dfrac{D_{50} U_*}{\nu} = 134\,Y^{1/2} & : (1) \\ F_s = \dfrac{U_*^2}{gD(S_g-1)} = 5.9\times10^{-4}\,Y^2 & : (2) \end{cases}$$

Answer : The depth Y, which satisfies two eqs. (1), (2) by placing the point on the Shields' curve is given by Y = ... m



Y	F_s	Re^*

در طراحی: $\tau_\circ < \tau_c \Leftrightarrow Y < Y_{max}$, $Y = 0.8\,Y_{max}$

مثال های (۳) و (۴) : از کتاب هیدرولیک رسوب ص ۷۴-۷۲ مطالعه شود. (Ref. (6))

۲) روش سرعت حد بحرانی ـ برای آستانه حرکت مواد بستری

"The Competent Velocity Approach"

مشکل تعریف سرعت حد است.

اگر معادل سرعت متوسط جریان باشد: $V = V_{ave.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau = \gamma Y S \Rightarrow Y \uparrow \Rightarrow \tau \uparrow \\ \text{But, when } Y \uparrow \Rightarrow V_{ave.} \downarrow \text{ , and } \tau \propto V^2 \Rightarrow \tau \downarrow \end{array} \right\} \Rightarrow \text{تناقض}$$

راه بهتر:

سرعت در نزدیکی بستر (U_b) بعنوان سرعت حد درنظر گرفته شود.

ولی مشکل به تعیین U_b یا رابطه بین U_b و $V_{ave.}$ است.

بهمین دلیل، روش های تجربی برای ارزیابی سرعت حد بحرانی ارائه شده است.

الف) نتایج تجربی Fortier and Scobey (1929):

براساس نتایج صحرائی در کانالهای آبیاری وزهکشی بصورت Table (2.1) توسط Yang (1996) در مرجع شماره (۲) ارائه شده است (P. 25). برای طراحی مقدماتی ممکن است استفاده گردد.

(سرعت متوسط جریان برای شرایط پایدار بستر؛ بدون فرسایش و بدون رسوبگذاری است)

ب) روش تجربی Hjulstrom (1935):

دراین روش نتایج بصورت:

* Fig. (2.4) ـ رابطه (V_{ave} و D_{50}) توسط Yang (1996) در مرجع شماره
* Fig. (2.5) ـ رابطه ($V_{crit.}$ و D_{50}) (۲) ـ PP. (25-27) ارائه شده است

ج) روش نیمه تجربی Yang (1996):

در مرجع شماره (۲) ـ PP. (27-31) ـ ارائه شده است.

براساس تحلیل نیروهای موثر F_L و F_D و فرض توزیع لگاریتمی سرعت درعمق، رابطه ای برای محاسبه ($\frac{V_{cr}}{W_s} = \frac{\text{سرعت حد بحرانی}}{\text{سرعت سقوط}}$) ارائه میدهد.

For $Re_* \geq 70$ (Fully Rough Flow):

$$\frac{V_{cr}}{W_s} = 2.05$$

For $1.2 < Re_* < 70$:

$$\frac{V_{cr}}{W_s} = \frac{2.5}{\log(Re_*) - 0.06} + 0.66$$

نتایج فوق بصورت Fig. (2.6) ـ P. 30 ـ نشان داده شده است.

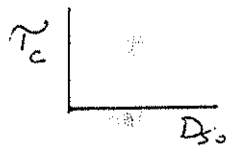
د) روش تجربی : Shafai-Bajestan (1991)

- در کتاب هیدرولیک رسوب - ص ۸۵-۸۷ - مرجع شماره (۶) ارائه شده است.

$$\frac{V_{cr.}}{[g(S_g-1)D]^{1/2}} = \begin{cases} 2.2 & \text{for } \frac{D_{50}}{Y} < 0.1 \\ 1.252\left(\frac{Y}{D_{50}}\right)^{1/4} & \text{for } \frac{D_{50}}{Y} > 0.1 \end{cases}$$

where, $\frac{D_{50}}{Y} = \frac{\text{متوسط اندازه مواد بستری}}{\text{عمق آب}}$: Relative Roughness (زبری نسبی)

هـ) روش تجربی USBR برای محاسبه τ_c در طراحی کانالهای پایدار



$$\tau_c = f(D_{50})$$

که بصورت Fig.(2.4) توسط Yang(1996) در مرجع شماره (۲) - P.34 - ارائه شده است.

ی) به روش‌ها تجربی دیگر در صفحه ۳۳ از مرجع Yang(1996) مراجعه شود.

نکات اضافی :

① برای :

۱- آستانه حرکت مواد بستری در رودخانه‌ها با مواد بستری غیریکنواخت ؛

۲- " " " " بسترهای با شیب زیاد

به کتاب هیدرولیک رسوب - ص ۱۰۳-۱۰۸ - مرجع شماره (۶) مراجعه شود.

② برای " آستانه معلق شدن مواد بستری "

به کتاب هیدرولیک رسوب : ص ۱۰۸-۱۱۰ - مرجع شماره (۶) مراجعه شود.

Ask DOCTOR Hydro

Dear Doc Hydro: Everyone is familiar with the Shields diagram for critical tractive force (initiation of motion), but I haven't seen other publications written by Shields. Who was Shields and whatever happened to him?

Albert F. Shields (1908-1974) was an American who obtained his doctoral degree in Nazi Germany from the Technischen Hochschule Berlin in 1936. Going to Germany on a scholarship, his original intent was to do a thesis on ship design, but the only available research assignment was in the field of bedload sediment transport. The now famous Shields Diagram (see below) appeared in his doctoral thesis and was later translated into English.

Shields was unable to find full-time employment in his newly chosen field upon returning to the United States and had a successful career as a machine designer and inventor. At the time of his retirement, he held more than 200 patents in the corrugated-box machinery design field.

For more information on the fascinating chain of events surrounding Shields and the eventual discovery of his work in America see:
Kennedy, J.F., 1995. The Albert Shields Story. ASCE Journal of Hydraulic Engineering, p. 766-772.

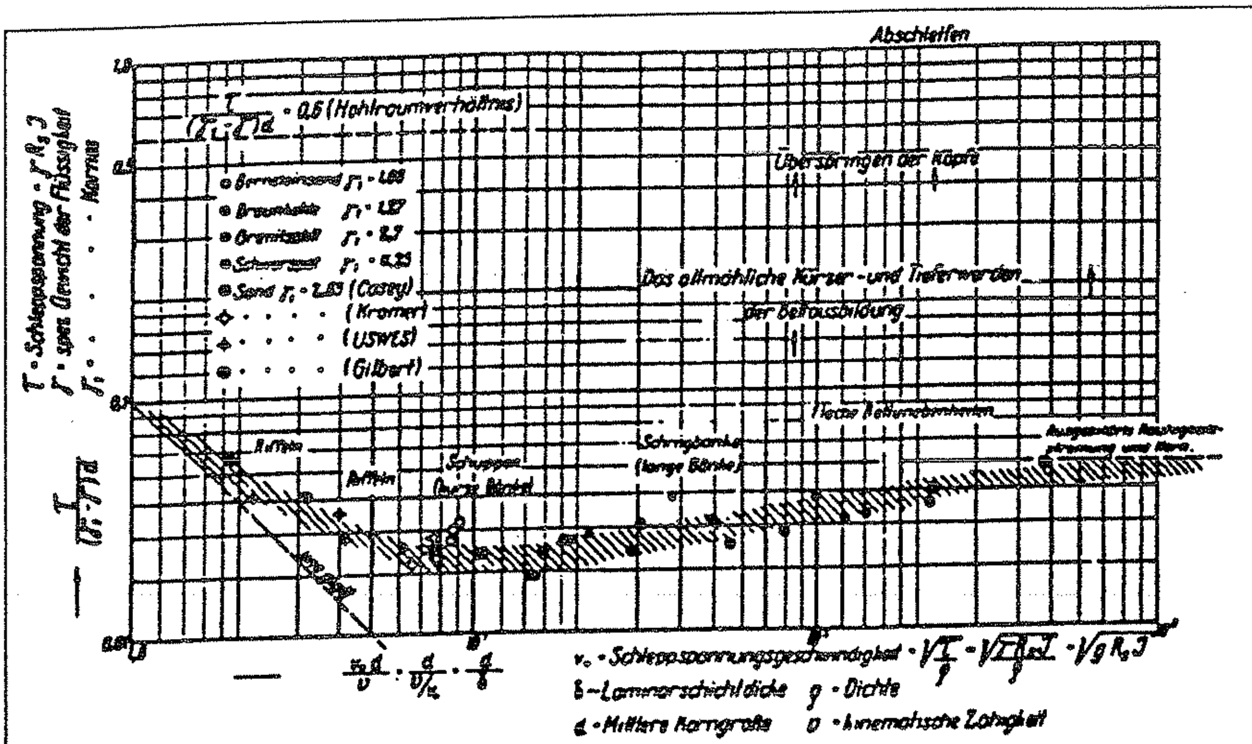


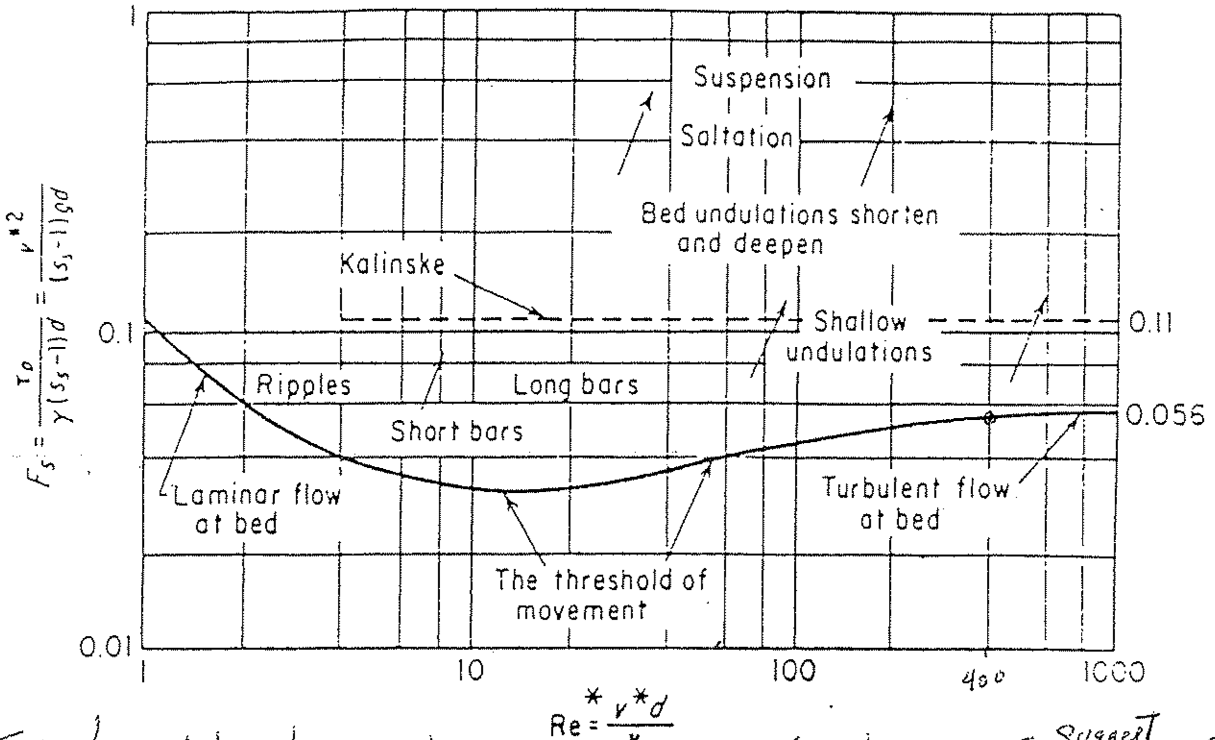
Abb. 6.

Schleppspannungsbeiwert $\frac{\tau}{(\gamma_1-\gamma)\,d}$ gegen die Reynold'sche Zahl des Kornes $\frac{v_* d}{\nu}$.

The original diagram by Shields: Shields, A. 1936. "Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung." *Mitteilungen der Preussiischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Heft 26, Berlin, Germany (in German), English translation by W.P. Ott and J.C. van Uchelen available as* Hydrodynamics Laboratory Publication No. 167, *Hydrodynamics Lab., California Institute of Technology, Pasadena.*

STREAM SYSTEMS TECHNOLOGY CENTER

۲/۸



Suggest $d = d_{75}$ که معیار d در این رابطه d_{75} از منحنی دانه‌بندی است، زیرا ... بهتر از d_{50} از لایه سطحی بستر است.

Figure 1.3: Shields Entrainment Function. Bed shear stress بر سطح ذرات حرکت کند critical τ_o

باید دقت کرد که منحنی برای d کدام بدست آمده

The initiation of motion is involved in many geomorphic and hydraulic problems such as clear-water scour, stable channel design,and rip-rap design,each of which is considered in later lectures. These problems can be properly handled only when the concept of the threshold of motion is clearly understood.

Many experimental studies on the inception of motion have been carried out since the original work of Shields and, although there are some minor differences in detail, the general trend of Shields' results has not been questioned. The least data are available at the fine material end of the Shields' curve. In 1973, Mantz (5) reported some results from experiments with small flakes. His experiments covered flakes with a range of fall diameters from 22 to 80 μm and face diameters of up to double this size. The plot of his experimental data at the inception of motion has a much flatter slope than the line of Shields. The lower entrainment values of flakes are explained by the fact that the flakes are separated by a fluid film and, hence, are able to slide more easily because only fluid friction has to be overcome.

1.4 The Competent Velocity Approach

Some authors prefer to express the inception of sediment motion in terms of the average velocity because it is a more familiar parameter to practising hydraulic engineers than is the shear velocity. The main drawback in using the flow velocity as the threshold parameter is that the boundary shear stress for the same mean velocity of flow decreases with increasing depth of flow. Other authors have used a critical bed velocity in place of a critical

شکل محاسبه تنش و سرعت بحرانی (آستانه حرکت)

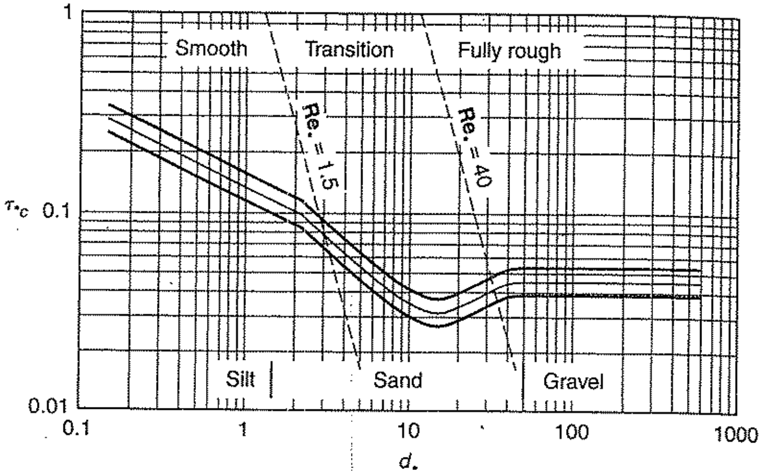


FIGURE 10.6
An alternate form of the Shields diagram for direct determination of critical shear stress (after Julien 1995). (*Source: P. Y. Julien, Erosion and Sedimentation, © 1995, Cambridge University Press. Reprinted with the permission of Cambridge University Press.*)

angularity of the grains. In this formulation, τ_{*c} varies from 0.039 for very fine gravel to 0.050 for very coarse gravel to 0.054 for boulders in the constant τ_{*c} region in which d_* is greater than about 40.

The variability of the constant value of τ_{*c} for large values of the boundary Reynolds number and the scatter of data in Figure 10.5 emphasize that a range of "critical conditions" should form the Shields diagram. Accordingly, two additional curves appear in Figure 10.6, which are defined by ± 1 times the standard error in log units between the curve in Figure 10.5 and the data given there.

Regardless of the value chosen for the Shields parameter, a corresponding value of critical velocity can be calculated from Keulegan's (1938) equation for fully rough turbulent flow. If the critical value of shear velocity, u_{*c}, is related to τ_{*c} with water as the fluid, Keulegan's equation becomes

سرعت بحرانی (آستانه حرکت)

$$V_c = 5.75\sqrt{\tau_{*c}(SG-1)gd_{50}}\log\left[\frac{12.2R}{k_s}\right] \tag{10.17}$$

in which SG = specific gravity of the sediment; R = hydraulic radius; and k_s = equivalent sand-grain roughness, which varies, as discussed in Chapter 4, from $1.4d_{84}$ to $3.5d_{84}$. It is of interest to note that the critical velocity, which is a mean cross-sectional velocity, varies with the hydraulic radius and therefore the flow depth for the same value of the Shields parameter. Hence, reports of critical velocity for sediments of varying grain size should correspond with a specific depth range over which they are applicable. If Manning's equation is used instead of Keulegan's equation with Manning's n expressed in terms of a Strickler-type

expression ($n = c_n d_{50}^{1/6}$), then the critical water velocity for a very wide channel can be expressed as

$$V_c = \frac{K_n}{c_n}\sqrt{(SG-1)\,\tau_{*c}}\; d_{50}^{1/3} y_0^{1/6} \tag{10.18}$$

in which K_n = 1.49 in English units and 1.0 in SI units; c_n = constant in Strickler-type relationship for Manning's n ($n = c_n d_{50}^{1/6}$), which is equal to 0.039 in English units and 0.0475 in SI units; SG = specific gravity of the sediment; τ_{*c} = critical value of the Shields parameter; d_{50} = median grain diameter; and y_0 = depth of uniform flow. (Note that a value of c_n = 0.034 in English units commonly is used for the Strickler constant, as discussed in Chapter 4.)

If the grain size is such that the flow is not fully rough turbulent, then the value of τ_{*c} is obtained from the Shields diagram and substituted into a Keulegan-type equation for velocity derived by Einstein (1950) and given by

$$V_c = 5.75u_{*c}\log\left[\frac{12.2R'x}{k_s}\right] \tag{10.19}$$

in which u_{*c} = critical value of the shear velocity = $[\tau_{*c}\,(SG-1)gd_{50}]^{0.5}$; R' = hydraulic radius due to grain roughness, independent of form roughness caused by ripples and dunes (to be discussed in the next section); x = a correction factor for smooth and transitional turbulent flow, which is equal to unity for fully rough turbulent flow; and k_s = equivalent sand-grain roughness, which Einstein equated to d_{65}, the 65 percent finer grain size. The correction factor, x, is a function of k_s/δ, as shown in Figure 10.7, where δ = viscous sublayer thickness = $11.6\,\nu/u'_*$ and u'_* = shear

(۸۹)

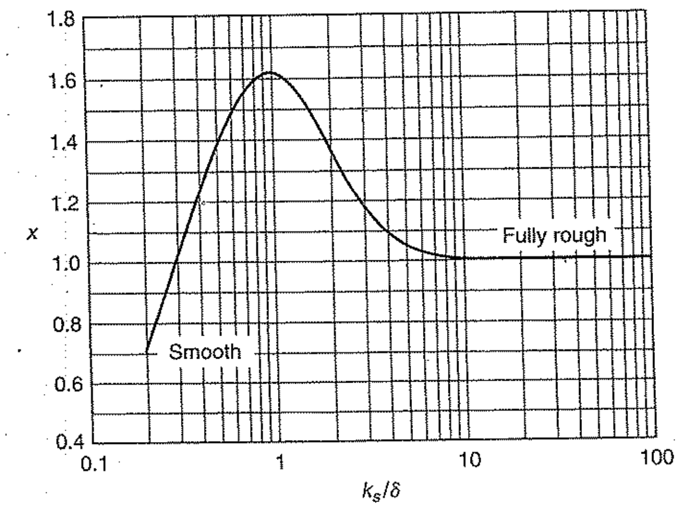


FIGURE 10.7
Einstein velocity correction factor, x, for calculating mean velocity in smooth and transition turbulent flow (Einstein 1950).

velocity due only to grain or surface roughness $= (gR'S_0)^{0.5}$. Coarse sediments have no bed forms so the hydraulic radius $R = R'$, and furthermore $x = 1.0$ for fully rough turbulent flow, with the result that Equation 10.19 reduces to Equation 10.17 for sediments coarse enough to fall in the fully rough turbulent regime.

The relationships for critical velocity in Equations 10.17, 10.18, and 10.19 can be placed in dimensionless form in terms of a critical value of the sediment number, $\mathbf{N}_{sc}$, as defined by (Carstens 1966)

$$\mathbf{N}_{sc} = \frac{V_c}{\sqrt{(SG - 1)gd_{50}}} \tag{10.20}$$

Neill (1967) has done extensive experiments on "first displacement" of uniformly graded gravel and proposed a best fit relationship as shown in Figure 10.8 and given by

$$\mathbf{N}_{sc}^2 = 2.50\left(\frac{d_g}{y_0}\right)^{-0.20} \tag{10.21}$$

in which d_g = geometric mean diameter and y_0 = depth of uniform flow. As reported by Pagán-Ortiz (1991), Parola obtained similar experimental results for uniform flow over a gravel bed when utilizing Neill's criterion of first displacement. Shown for comparison in Figure 10.8 are Equations 10.17 and 10.18 in terms of $\mathbf{N}_{sc}$ (with $\tau_{*c} = 0.045$; $k_s = 2d_{50}$; $d_{50} = d_g$; and the Strickler constant $c_n = 0.034$

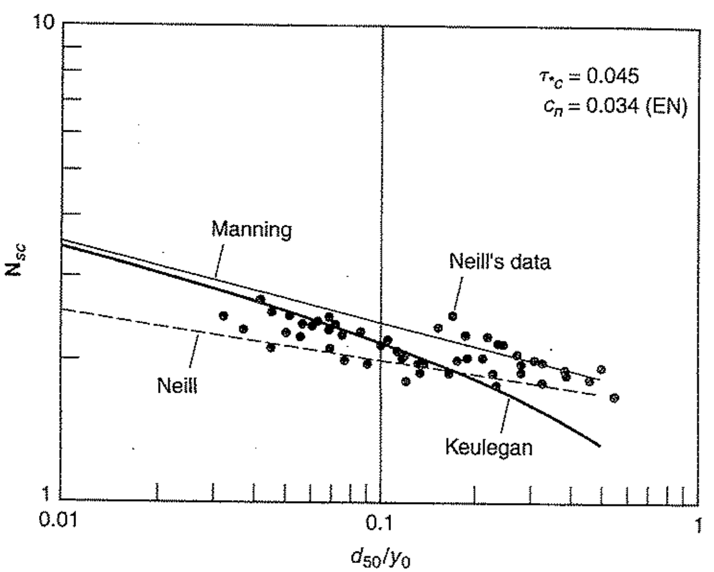


FIGURE 10.8
Critical sediment number for initiation of motion of coarse sediment (data from Neill 1967).

in English units). For $d_{50}/y_0 > 0.1$, Manning's n begins to vary with depth as the roughness elements become large relative to the depth as discussed in Chapter 4. In this zone, Manning's equation tends to overestimate the critical velocity; while Keulegan's and Neill's equations underestimate it and so are on the conservative side. Manning's equation provides a more conservative estimate if $c_n = 0.039$ in English units.

EXAMPLE 10.2. Find the critical shear stress and critical velocity for a medium sand with $d_{50} = 0.3$ mm (9.8×10^{-4} ft) and a medium gravel with $d_{50} = 10$ mm (0.0328 ft) for a uniform flow depth of water (20°C) of 1.0 m (3.28 ft).

Solution. First calculate the dimensionless sediment number, d_*, for both sediment sizes. For sand with a specific gravity of 2.65 and water with a viscosity of 1×10^{-6} m²/s (1.08×10^{-5} ft²/s), d_* is determined by

$$d_* = \left[\frac{(SG-1)gd_{50}^3}{\nu^2}\right]^{1/3} = \left[\frac{1.65 \times 9.81 \times (0.0003)^3}{(1 \times 10^{-6})^2}\right]^{1/3} = 7.59$$

A similar calculation for the gravel yields $d_* = 253$. Then, from Figure 10.6, $\tau_{*c} = 0.041$ for the sand and 0.045 for the gravel with the former in the transitional turbulent range and the latter in the fully rough turbulent range. The corresponding value of critical shear stress for the sand is

$$\tau_c = (\gamma_s - \gamma)d_{50}\tau_{*c} = 1.65 \times 9810 \times 0.0003 \times 0.041$$
$$= 0.20 \text{ N/m}^2 \text{ } (0.0042 \text{ lbs/ft}^2)$$

and for the gravel it is 7.28 N/m² or Pa (0.152 lbs/ft²).

To find the critical velocity for the sand, use Equation 10.19 with x determined from Figure 10.7. Assume that no bed forms exist at initiation of motion, so that $R' = R$. Take $k_s = 2d_{50} = 0.0006$ m (0.002 ft) and $\delta = 11.6\,\nu/u_{*c} = 11.6 \times 10^{-6}/(0.20/1000)^{1/2} = 8.20 \times 10^{-4}$ m (2.69×10^{-3} ft). Then, $k_s/\delta = 0.73$, and from Figure 10.7, $x = 1.57$ so that the critical velocity is calculated from Equation 10.19 as

$$V_c = 5.75\sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}}\log\left[\frac{12.2y_0x}{k_s}\right]$$

$$= 5.75 \times (0.20/1000)^{1/2} \times \log\left[\frac{(12.2 \times 1.0 \times 1.57)}{0.0006}\right] = 0.37 \text{ m/s (1.2 ft/s)}$$

For the gravel, use Equation 10.18 (Manning) with $c_n = 0.0414$ and $K_n = 1.0$ for SI units to obtain

$$V_c = \frac{K_n}{c_n}\sqrt{(SG-1)\,\tau_{*c}}\,d_{50}^{1/3}y_0^{1/6}$$

$$= \frac{1.0}{0.0414} \times (1.65 \times 0.045)^{1/2} \times (0.01)^{1/3} \times (1.0)^{1/6} = 1.42 \text{ m/s}$$

or 4.66 ft/s. For comparison, the reader can confirm that the critical velocity for the gravel from Equation 10.17 (Keulegan) for the same value of τ_{*c} is 1.37 m/s (4.50 ft/s) and from Equation 10.21, it is 1.01 m/s (3.31 ft/s). The latter value from Neill's results is considerably more conservative than either Equation 10.17 or 10.18 for this value of $d_{50}/y_0 = 0.033$.

REFERENCES

Goldstein, S. (1929). "The Steady Flow of Viscous Fluid Past a Fixed Spherical Obstacle at Small Reynolds Number," *Proceedings of the Royal Society of London, Series A*, vol. 123.

Graf, W. H. (1971). *Hydraulics of Sediment Transport*, McGraw-Hill, New York.

Graf, W. H., and E. R. Acaroglu (1966). "Settling Velocities of Natural Grains," *Bulletin of the International Association of Scientific Hydrology*, vol. 11, no. 4.

Haushild, W. L., D. B. Simons, and E. V. Richardson (1961). "The Significance of the Fall Velocity and Effective Fall Diameter of Bed Materials," U.S. Geological Survey Professional Paper 424-D.

Lane, E. W., *et al.* (1947). "Report of the Subcommittee on Sediment Terminology," *Transactions of the American Geophysical Union*, vol. 28, no. 6, pp. 936–938.

Oseen, C. (1927). *Hydrodynamik*, chapter 10, Akademische Verlagsgesellschaft, Leipzig.

Rouse, H. (1938). *Fluid Mechanics for Hydraulic Engineers*, chapter XI, Dover, New York.

Rubey, W. W. (1933). "Setting Velocities of Gravel, Sand, and Silt Particles," *American Journal of Science*, vol. 25, pp. 325–338.

Schulz, E. F., R. H. Wilde, and M. L. Albertson (1954). "Influence of Shape on the Fall Velocity of Sedimentary Particles," MRD Sediment Series, no. 5.

Simons, D. B., and F. Sentürk (1977). *Sediment Transport Technology*, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado.

Stokes, G. G. (1851). "On the Effect of the Internal Friction of Fluids on the Motion of Pendulums," *Transactions of the Cambridge Philosophical Society*, vol. 9, pt. 2, pp. 8–106.

U.S. Interagency Committee on Water Resources, Subcommittee on Sedimentation (1957). Report no. 12, "Some Fundamentals of Particle Size Analysis."

(11)

Ref. (2)
Yang (1996)

CHAPTER 2

INCIPIENT MOTION CRITERIA AND APPLICATIONS

2.1 INTRODUCTION

Incipient motion is important in the study of sediment transport, channel degradation, and stable channel design. Due to the stochastic nature of sediment movement along an alluvial bed, it is difficult to define precisely at what flow condition a sediment particle will begin to move. Consequently, it depends more or less on an investigator's definition of incipient motion. "Initial motion," "several grain moving," "weak movement," and "critical movement" are some of the terms used by different investigators. In spite of these differences in definition, significant progress has been made on the study of incipient motion, both theoretically and experimentally.

This chapter will introduce the general concepts leading to the establishment of incipient motion criteria. Examples will be used to illustrate how these criteria can be applied to the computation of channel degradation and stable channel design.

2.2 GENERAL CONSIDERATIONS

The forces acting on a spherical sediment particle at the bottom of an open channel are shown in Fig. 2.1. For most natural rivers, the channel slopes are

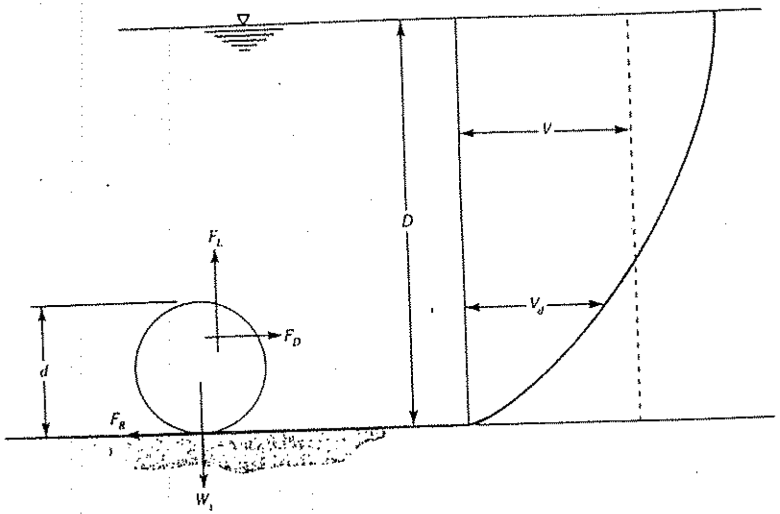


FIGURE 2.1
Diagram of forces acting on a sediment particle in open channel flow.

small enough that the component of gravitational force in the direction of flow can be neglected compared with other forces acting on a spherical sediment particle. The forces to be considered are the drag force F_D, lift force F_L, submerged weight W_s, and resistance force F_R. A sediment particle is at a state of incipient motion when one of the following conditions is satisfied:

$$F_L = W_s \tag{2.1}$$

$$F_D = F_R \tag{2.2}$$

$$M_O = M_R \tag{2.3}$$

where M_O = overturning moment due to F_D and F_R, and
M_R = resisting moment due to F_L and W_s.

Most incipient motion criteria are derived from either a shear stress or a velocity approach. Because of the stochastic nature of bed load movement, probabilistic approaches have also been used.

2.3 SHEAR STRESS APPROACH

2.3.1 White's Analysis

White (1940) assumed that the slope and lift force have insignificant influence on incipient motion, and hence can be neglected compared with other factors. The drag force is proportional to the product of bed shear stress and the square diameter of the particle, i.e.,

$$F_D = C_1 \tau d^2 \tag{2.4}$$

where τ = shear stress,
d = particle diameter, and
C_1 = constant.

If the distance above the point of rotation to the point of action is proportional to the particle diameter then the overturning moment is

$$M_O = C_1 C_2 \tau d^3 \tag{2.5}$$

where C_2 = constant.

The resisting moment is the product of the submerged weight of the particle $C_3(\gamma_s - \gamma_f)d^3$ and its moment arm $C_4 d$, i.e.,

$$M_R = C_3 C_4 (\gamma_s - \gamma_f) d^4 \tag{2.6}$$

where C_3 and C_4 = constants, and
γ_s and γ_f = specific weights of sediment and fluid, respectively.

A particle will start to move when the shear stress is such that $M_O = M_R$. This value is called the critical shear stress. From Eqs. (2.5) and (2.6),

$$\tau_c = C_5 (\gamma_s - \gamma_f) d \tag{2.7}$$

where C_5 = constant and
τ_c = critical shear stress at incipient motion.

Thus the critical shear stress is proportional to the particle diameter. The factor C_5 is a function of the density and shape of the particle, the fluid properties, and the arrangement of sediment particles on the bed surface. Values of $C_5(\gamma_s - \gamma_f)$ for sand in water range from 0.013 to 0.04 when the British system is used. Because the shear stress is proportional to the channel slope and to the square of the velocity, and the sediment particle weight is proportional to the third power of the particle diameter, the weight of a particle that can be moved by flowing water is directly proportional to the sixth power of the velocity applied to the particle. This relationship is called the sixth-power law for incipient motion, and can be derived from Eq. (2.7).

2.3.2 Shields Diagram

Shields (1936) believed that it was very difficult to express analytically the forces acting on a sediment particle. He applied dimensional analysis to determine some dimensionless parameters and established his well-known diagram for incipient motion.

The factors that are important in the determination of incipient motion are the shear stress τ, the difference in density between sediment and fluid $\rho_s - \rho_f$, the diameter of the particle d, the kinematic viscosity ν, and the gravitational acceleration g. These five quantities can be grouped into two dimensionless quantities, namely,

$$d\frac{(\tau_c/\rho_f)^{1/2}}{\nu} = \frac{dU_*}{\nu} \tag{2.8}$$

and

$$\frac{\tau_c}{d(\rho_s - \rho_f)g} = \frac{\tau_c}{d\gamma[(\rho_s/\rho_f) - 1]} \tag{2.9}$$

(19)

Yang (1996

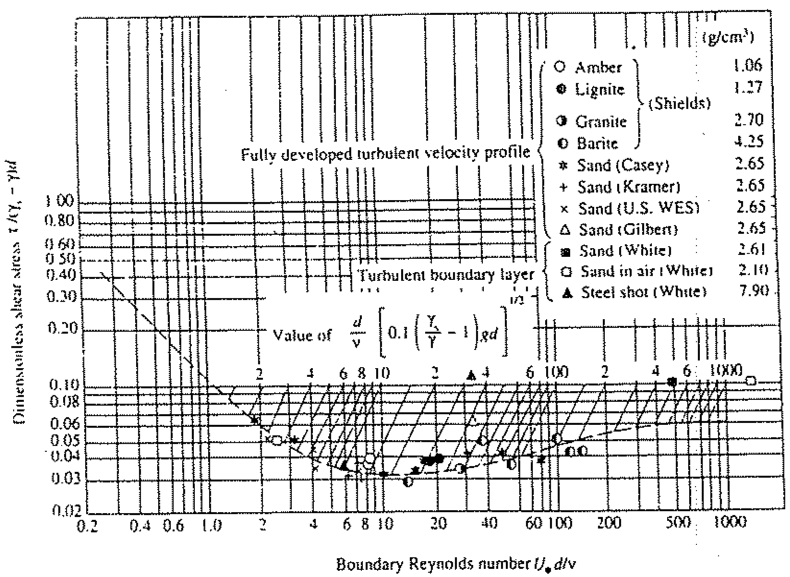


FIGURE 2.2
Shields diagram for incipient motion (Vanoni, 1975).

(٩٠)

where ρ_s and ρ_f = densities of sediment and fluid, respectively,
γ = specific weight of water,
U_* = shear velocity, and
τ_c = critical shear stress at initial motion.

The relationship between these two parameters is then determined experimentally. Figure 2.2 shows the experimental results obtained by Shields and other investigators at incipient motion. At points above the curve, the particle will move. At points below the curve, the flow is unable to move the particle. It should be pointed out that Shields did not fit a curve to the data, but showed a band of considerable width. The curve shown in Fig. 2.2 was first proposed by Rouse (1939).

In his experiments, Shields measured various values of $\tau/[d(\rho_s - \rho_f)g]$ at least twice as large as the critical value and then extrapolated to the point of zero sediment discharge. This indirect method was used to avoid the difficulty of determining the precise condition at which a sediment particle should move.

Although the Shields diagram has been widely used by engineers as a criterion for incipient motion, considerable dissatisfaction can be found in the literature. Yang (1973) pointed out the following factors, and suggested that Shields' diagram may not be the most desirable criterion for incipient motion.

1. The justification for selecting shear stress instead of average velocity is based on the existence of a universal velocity distribution law that

محدودیت‌های دیاگرام شیلدز

facilitates computation of the shear stress from shear velocity and fluid density. Theoretically, water depth does not appear to be related directly to the shear stress calculation, while the mean velocity is a function of water depth. However, in common practice, the shear stress is replaced by the average shear stress or tractive force $\tau = \gamma DS$, where γ is the specific weight of water, D is the water depth, and S is the energy slope. In this case, the average shear stress is not independent of the water depth.
2. Although by assuming the existence of a universal velocity distribution law, the shear velocity or shear stress is a measure of the intensity of turbulent fluctuations, our present knowledge of turbulence is limited mainly to laboratory studies.
3. Shields derived his criterion for incipient motion by using the concept of a laminar sublayer, according to which the laminar sublayer should not have any effect on the velocity distribution when the shear velocity Reynolds number is greater than 70. However, the Shields diagram clearly indicates that his dimensionless critical shear stress still varies with shear velocity Reynolds number when the latter is greater than 70.
4. Shields extends his curve to a straight line when the shear velocity Reynolds number is less than 3. As shown by Liu (1958), this means that when the sediment particle is very small, the critical tractive force is independent of sediment size. However, White (1940) showed that for a small shear velocity Reynolds number, the critical tractive force is proportional to the sediment size.
5. It is not appropriate to use both shear stress τ and shear velocity U_* in the Shields diagram as dependent and independent variables, because they are interchangeable by $U_* = (\tau/\rho)^{1/2}$, where ρ is the fluid density. Consequently, the critical shear stress cannot be determined directly from Shields' diagram; it must be determined through trial and error.
6. Shields simplified the problem by neglecting the lift force and considered only the drag force. The lift force cannot be neglected, especially at high shear velocity Reynolds numbers.
7. Because the rate of sediment transport cannot be uniquely determined by shear stress (Brooks, 1955; Yang, 1972), it is questionable whether critical shear stress should be used as the criterion for incipient motion of sediment transport.

As stated before, one of the objections to the use of the Shields diagram is that the dependent variables appear in both ordinate and abscissa parameters. Depending on the nature of the problem, the dependent variable can be critical shear stress or grain size. The American Society of Civil Engineers Task Committee on the Preparation of Sediment Manual (Vanoni, 1977) uses a third parameter

$$\frac{d}{\nu}\left[0.1\left(\frac{\gamma_s}{\gamma}-1\right)gd\right]^{1/2}$$

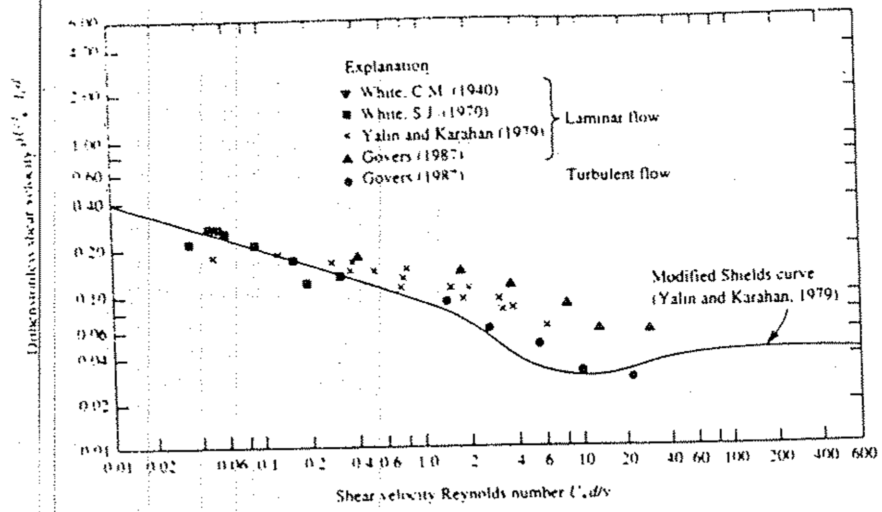


FIGURE 2.3
Modified Shields diagram (Govers, 1987).

(91)

as shown in Fig. 2.2. The use of this parameter enables us to determine its intersection with the Shields diagram and its corresponding values of shear stress. The basic relationship shown in Fig. 2.2 has been tested and modified by different investigators. Figure 2.3 shows the results summarized by Govers (1987) in accordance with a modified Shields diagram suggested by Yalin and Karahan (1979).

2.4 VELOCITY APPROACH

2.4.1 Fortier and Scobey's Study

Fortier and Scobey (1926) made an extensive field survey of maximum permissible value of mean velocities in canals. The permissible velocities for canals of different materials are summarized in Table 2.1.

Although there is no theoretical study to support or verify the values shown in Table 2.1, these results are based on inputs from experienced irrigation engineers and should be useful for preliminary designs.

2.4.2 Hjulstrom and ASCE Studies

Hjulstrom (1935) made a detailed analysis of data obtained from the movement of uniform materials. Because the channel bottom velocity, which is directly responsible for sediment movement, is difficult to measure, his study was based on average flow velocity. Figure 2.4 gives the relationship between

TABLE 2.1
Permissible canal velocities (Fortier and Scobey, 1926)

Original material excavated for canal (1)	Velocity† (ft/s) Clear water, no detritus (2)	Water-transporting colloidal silts (3)	Water-transporting noncolloidal silts, sands, gravels, or rock fragments (4)
Fine sand (noncolloidal)	1.50	2.50	1.50
Sandy loam (noncolloidal)	1.75	2.50	2.00
Silt loam (noncolloidal)	2.00	3.00	2.00
Alluvial silts when noncolloidal	2.00	3.50	2.00
Ordinary firm loam	2.50	3.50	2.25
Volcanic ash	2.50	3.50	2.00
Fine gravel	2.50	5.00	3.75
Stiff clay (very colloidal)	3.75	5.00	3.00
Graded, loam to cobbles, when noncolloidal	3.75	5.00	5.00
Alluvial silts when colloidal	3.75	5.00	3.00
Graded, silt to cobbles, when colloidal	4.00	5.50	5.00
Coarse gravel (noncolloidal)	4.00	6.00	6.50
Cobbles and shingles	5.00	5.50	6.50
Shales and hard pans	6.00	6.00	5.00

† For channels with depth of 3 ft or less after aging.

sediment size and average flow velocity for erosion, transportation, and sedimentation. Figure 2.5 summarizes the relationship between critical velocities proposed by different investigators and mean particle size. Figure 2.5 was suggested by the American Society of Civil Engineers Sedimentation Task Committee (Vanoni, 1977) for stable channel design.

The permissible velocity relationship shown in Fig. 2.4 is restricted to a flow depth of at least 3 ft or 1 m. If the relationship is applied to a flow of different depth, a correction factor should be applied based on equal critical unit tractive force (Mehrota, 1983), i.e.,

$$\tau_c = \gamma R_1 S_1 = \gamma R_2 S_2 \tag{2.10}$$

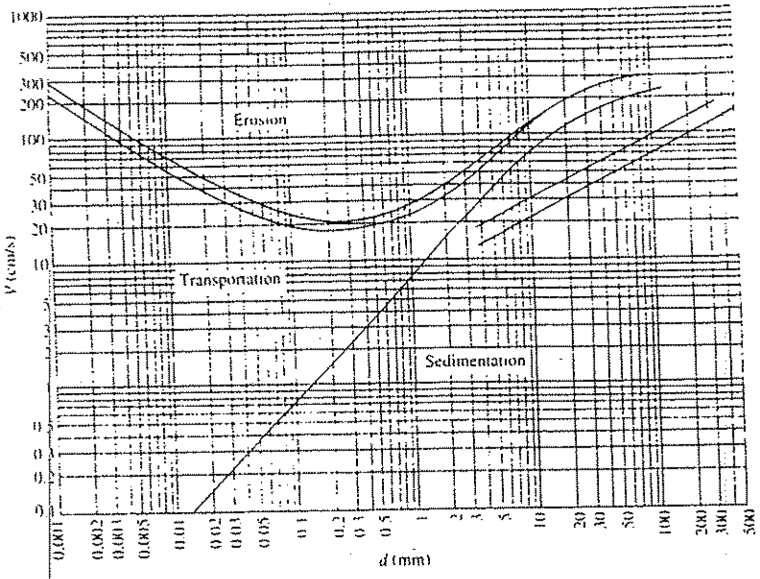


FIGURE 2.4
Erosion–deposition criteria for uniform particles (Hjulstrom, 1935).

(٩٢)

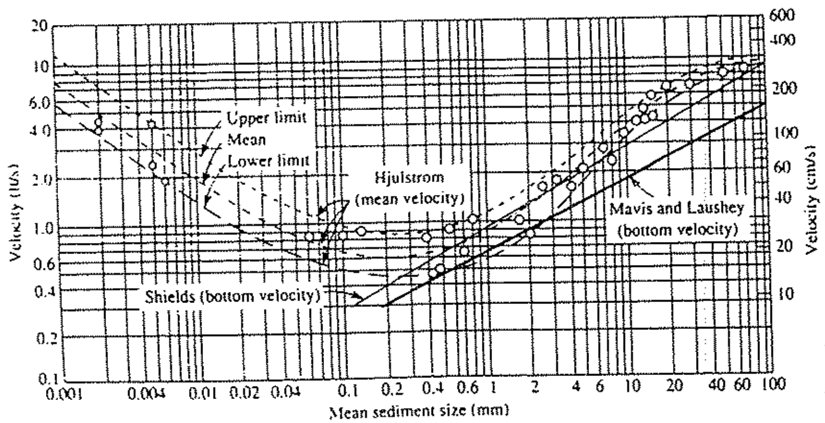


FIGURE 2.5
Critical water velocities for quartz sediment as a function of mean grain size (Vanoni, 1977).

where R_1, R_2 = hydraulic radii and
S_1, S_2 = channel slopes.

Assuming Manning's roughness coefficient and channel slope remain the same for the two channels of different depth, a correction factor k can be obtained from Manning's formula as

$$k = \frac{V_2}{V_1} = \left(\frac{R_2}{R_1}\right)^{1/6} \tag{2.11}$$

2.4.3 Yang's Criteria

The development of Yang's criteria is presented here in detail to illustrate how some basic theories in fluid mechanics can be applied to the study of incipient motion.

The forces acting on a spherical sediment particle at the bottom of an open channel are shown in Fig. 2.1. For most natural streams, the channel slopes are small enough that the component of gravitational force in the direction of flow can be neglected compared with other forces acting on a spherical sediment particle. The drag force can be expressed as

$$F_D = C_D \frac{\pi d^2}{4} \frac{\rho}{2} V_d^2 \tag{2.12}$$

where C_D = drag coefficient at velocity V_d,
ρ = density of water, and
V_d = local velocity at a distance d above the bed.

The terminal fall velocity of a spherical particle is reached when there is a balance between drag force and submerged weight of the particle, i.e., when

$$C_D' \frac{\pi d^2}{4} \frac{\rho}{2} \omega^2 = \frac{\pi d^3}{6} (\rho_s - \rho) g \tag{2.13}$$

where C_D' = drag coefficient at ω and
ω = terminal fall velocity.

By substituting C_D' with $\psi_1 C_D$, and eliminating C_D from Eqs. (2.12) and (2.13), the drag force becomes

$$F_D = \frac{\pi d^3}{6 \psi_1 \omega^2} (\rho_s - \rho) g V_d^2 \tag{2.14}$$

If we assume that the logarithmic law for velocity distribution can be applied in this case then

$$\frac{V_y}{U_*} = 5.75 \log \frac{y}{d} + B \tag{2.15}$$

where V_y = local velocity at distance y above the bed and
B = roughness function.

Then the local velocity at $y = d$ becomes

$$V_d = BU_* \tag{2.16}$$

The average velocity can be obtained by integrating Eq. (2.15) from $y = \varepsilon$ to $y = D$ with $\varepsilon \to 0$:

$$V = U_*\left[5.75\left(\log\frac{D}{d} - 1\right) + B\right] \tag{2.17}$$

From Eqs. (2.14), (2.16), and (2.17),

$$F_D = \frac{\pi d^3}{6\psi_1}(\rho_s - \rho)g\left(\frac{V}{\omega}\right)^2\left[\frac{B}{5.75[\log(D/d) - 1] + B}\right]^2 \tag{2.18}$$

The lift force acting on the particle can be obtained as

$$F_L = C_L\frac{\pi}{4}d^2\frac{\rho}{2}V_d^2 \tag{2.19}$$

The relationship between lift coefficient C_L and drag coefficient C_D can be determined experimentally. If we let $\psi_2 C_L = C_D$, and follow the same procedure as in obtaining Eq. (2.18), we have

(٩٤)

$$F_L = \frac{\pi d^3}{6\psi_1\psi_2}(\rho_s - \rho)g\left(\frac{V}{\omega}\right)^2\left[\frac{B}{5.75[\log(D/d) - 1] + B}\right]^2 \tag{2.20}$$

The submerged weight of the particle is

$$W_s = \frac{\pi d^3}{6}(\rho_s - \rho)g \tag{2.21}$$

Then the resistant force becomes

$$\begin{aligned} F_R &= \psi_3(W_s - F_L) \\ &= \frac{\psi_3 \pi d^3}{6}(\rho_s - \rho)g\left\{1 - \frac{1}{\psi_1\psi_2}\left(\frac{V}{\omega}\right)^2\left[\frac{B}{5.75[\log(D/d) - 1] + B}\right]^2\right\} \end{aligned} \tag{2.22}$$

where ψ_3 = friction coefficient.

Assume that the incipient motion occurs when $F_D = F_R$. From Eqs. (2.18) and (2.22),

$$\frac{V_{cr}}{\omega} = \left[\frac{5.75[\log(D/d) - 1]}{B} + 1\right]\left(\frac{\psi_1\psi_2\psi_3}{\psi_2 + \psi_3}\right)^{1/2} \tag{2.23}$$

where V_{cr} = average critical velocity at incipient motion and
V_{cr}/ω = dimensionless critical velocity.

Equation (2.23) is the basic equation specifying the flow condition when a sediment particle is ready to move on the bottom of an open channel. The values of ψ_1, ψ_2, and ψ_3 have to be determined experimentally. The roughness function B depends on whether the boundary is in a hydraulically smooth, transition, or completely rough regime.

In the hydraulically smooth regime, B is a function of only the shear velocity Reynolds number U_*d/ν (Schlichting, 1962), i.e.,

$$B = 5.5 + 5.75\log\frac{U_*d}{\nu}, \quad 0 < \frac{U_*d}{\nu} < 5 \tag{2.24}$$

Then Eq. (2.23) becomes

$$\frac{V_{cr}}{\omega} = \left[\frac{\log(D/d) - 1}{\log(U_*d/\nu) + 0.956} + 1\right]\left(\frac{\psi_1\psi_2\psi_3}{\psi_2 + \psi_3}\right)^{1/2} \tag{2.25}$$

which is a hyperbola on a semilog plot between V_{cr}/ω and U_*d/ν. The relative roughness d/D should not have any significant influence on the shape of this hyperbola in the hydraulically smooth regime.

In the completely rough regime, the protrusions reach outside the laminar sublayer. The laminar friction contribution can be neglected, and B is a function of only the relative roughness d/D, i.e.,

$$B = 8.5, \quad \frac{U_*d}{\nu} > 70 \tag{2.26}$$

Then Eq. (2.23) becomes

$$\frac{V_{cr}}{\omega} = \left[\frac{\log(D/d) - 1}{1.48} + 1\right]\left(\frac{\psi_1\psi_2\psi_3}{\psi_2 + \psi_3}\right)^{1/2} \tag{2.27}$$

Equation (2.27) indicates that in the completely rough regime, the plot of V_{cr}/ω against U_*d/ν is a straight horizontal line. The position of this horizontal line depends on the value of the relative roughness, ψ_1, ψ_2, and ψ_3.

In the transition regime with the shear velocity Reynolds number between 5 and 70, protrusions extend partly outside the laminar sublayer. Both the laminar friction and turbulent friction contributions should be considered. In this case, B deviates gradually from Eq. (2.24) with increasing U_*d/ν. It is reasonable to expect that, basically, Eq. (2.25) is still valid, but with the relative roughness d/D playing an increasingly important role as U_*d/ν increases.

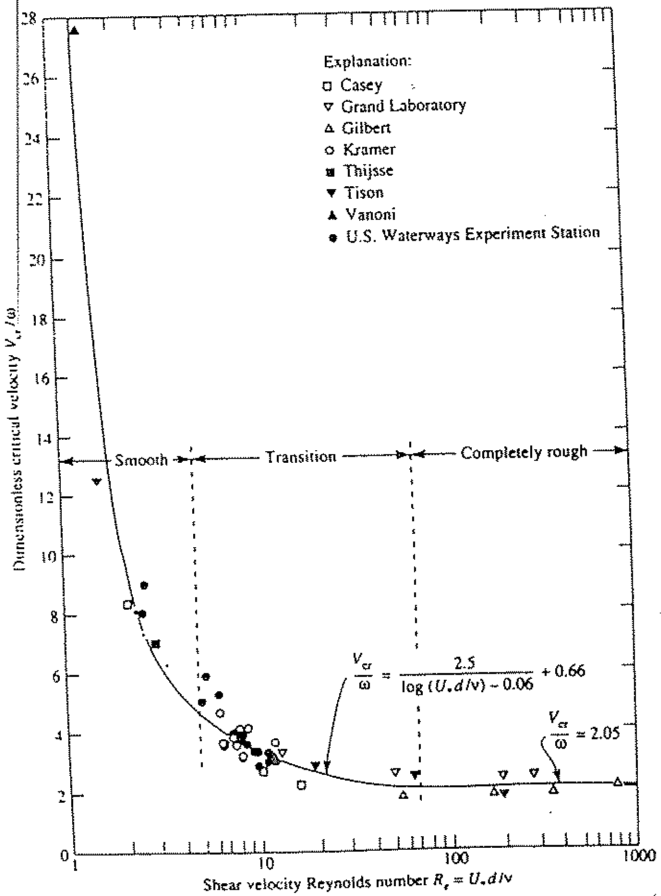
Laboratory data collected by different investigators were used by Yang (1973) for the determination of coefficients in Eqs. (2.25) and (2.27). The incipient motion criteria thus obtained are

$$\frac{V_{cr}}{\omega} = \frac{2.5}{\log(U_*d/\nu) - 0.06} + 0.66, \quad 1.2 < \frac{U_*d}{\nu} < 70 \tag{2.28}$$

and

$$\frac{V_{cr}}{\omega} = 2.05, \qquad 70 \leq \frac{U_* d}{\nu} \tag{2.29}$$

Equation (2.28) indicates that the relationship between dimensionless critical average flow velocity and Reynolds number follows a hyperbola when the Reynolds number is less than 70. When the Reynolds number is greater than 70, V_{cr}/ω becomes a constant, as shown in Eq. (2.29). Comparisons between Eqs. (2.28), (2.29), and laboratory data are shown in Fig. 2.6. It should be pointed out that, although Eq. (2.27) indicates that V_{cr}/ω should be a function



عدد رینولدز برشی

FIGURE 2.6
Relationship between dimensionless critical average velocity and Reynolds number (Yang, 1973).

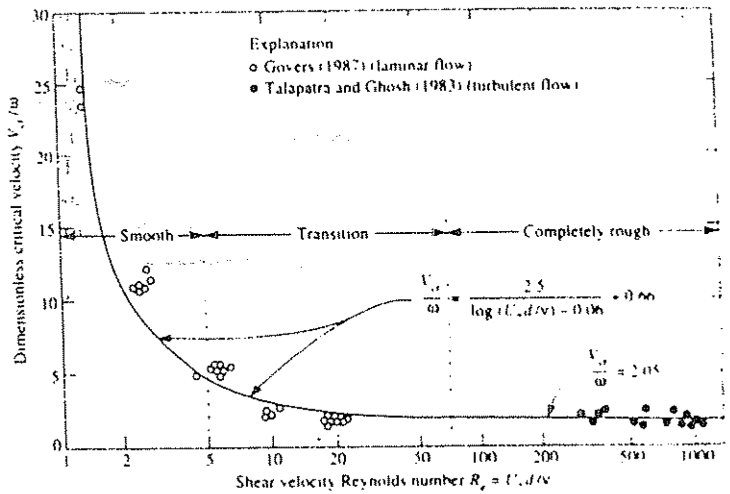


FIGURE 2.7
Verification of Yang's incipient motion criteria.

of relative roughness d/D, available data are insufficient to determine its effect on incipient motion. Consequently, this effect was ignored and a constant value was used by Yang in Eq. (2.29). Figure 2.7 summarizes independent laboratory verification of Yang's criteria by Govers (1987) and Talapatra and Ghosh (1983).

2.5 PROBABILISTIC CONSIDERATION

The incipient motion of a single sediment particle along an alluvial bed is probabilistic in nature. It depends on the location of a given particle with respect to particles of different sizes as well as to its position on a bed form, such as ripple and dune. It also depends on the instantaneous strength of turbulence and the orientation of the sediment particles. The criteria presented so far represent the mean condition that there is a 50% chance for a given sediment to move under specified flow and sediment conditions. Gessler (1965, 1970) measured the probability that grains of a specific size will stay. The study was based on measuring the grain size distribution of the eroded as well as the armor materials (see Section 2.7.1, for the definition of armor). It was shown that the probability of a given grain to stay on the bed depends mainly on the Shields parameter and slightly on the grain Reynolds number. The ratio between critical shear stress τ_c, determined from the Shields diagram and the bottom shear stress τ is directly related to the probability that a sediment

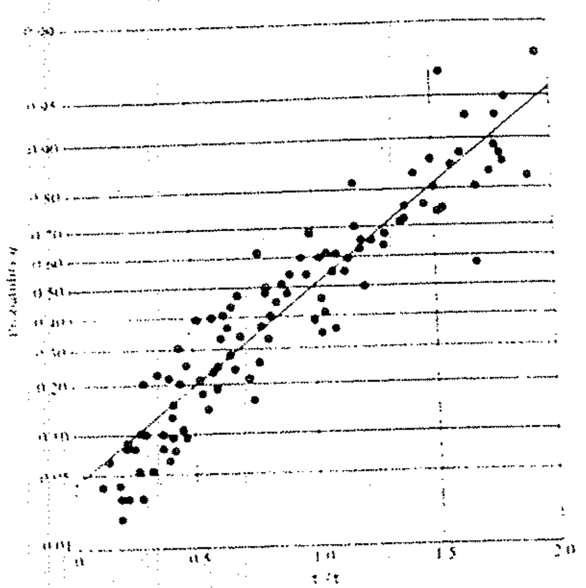


FIGURE 2.8
Probability for grains to stay: q versus τ_c/τ (Gessler, 1965).

(92)

particle will stay. This relationship is shown in Fig. 2.8. It can be used to determine the grain size distribution in the armor layer. Let

$$P_0(k) = \int_{k_{min}}^{k} p_0(k)\,dk \tag{2.30}$$

where p_0 = frequency function of the original distribution and
k = grain size.

The armor layer size frequency function is

$$p_a(k) = k_1 q p_0(k) \tag{2.31}$$

where q = probability for a grain of size k to stay and
k_1 = constant.

The value of q varies with grain size k, and can be found from Fig. 2.8. The k value can be determined by

$$\int_{k_{min}}^{k_{max}} p_a(k)\,dk = 1 \tag{2.32}$$

The grain size distribution of the armor layer is

$$P_a(k) = \frac{\int_{k_{min}}^{k} q p_0(k)\,dk}{\int_{k_{min}}^{k_{max}} q p_0(k)\,dk} \tag{2.33}$$

7

The grain size distribution of the moving material is

$$P_e(k) = \frac{\int_{k_{min}}^{k} (1-q) p_0(k)\,dk}{\int_{k_{min}}^{k_{max}} (1-q) p_0(k)\,dk} \tag{2.34}$$

Once a stable armor layer is developed, sediments of finer size than that given in Eq. (2.34) will cease to move.

2.6 OTHER INCIPIENT MOTION CRITERIA

In addition to those just described, the following criteria have been used by engineers for the determination of incipient motion and the formation of an armor layer.

2.6.1 Meyer-Peter and Müller Criterion

From Meyer-Peter and Müller's (1948) bed load equation, the sediment size at incipient motion can be obtained as

$$d = \frac{SD}{K_1 (n/d_{90}^{1/6})^{3/2}} \tag{2.35}$$

where d = sediment size in the armor layer (in mm),
S = channel slope,
D = mean flow depth,
K_1 = constant (= 0.19 when D is in ft and 0.058 when D is in m),
n = channel bottom roughness or Manning's roughness coefficient, and
d_{90} = bed material size where 90% of the material is finer.

Detailed discussions of the Meyer-Peter and Müller formula are given in Chapter 4.

2.6.2 Mavis and Laushey Criterion

Mavis and Laushey (1948) developed the following relationship for a sediment particle at its incipient motion condition:

$$V_b = K_2 d^{1/2} \tag{2.36}$$

where V_b = competent bottom velocity = 0.7 × mean flow velocity,
K_2 = constant (=0.51 when V_b is in ft/s and 0.155 when V_b is in m/s),
and
d = sediment size (in mm).

2.6.3 U.S. Bureau of Reclamation Criterion

The critical shear stress can be expressed by

$$\tau_c = \gamma D S \tag{2.37}$$

where τ_c = critical tractive force or shear stress (in lb/ft^2 or gm/m^2),
γ = specific weight of water (= 62.4 lb/ft^3 or 1 ton/m^3), and
D = mean flow depth (in ft or m).

The relationship between critical tractive force and mean sediment diameter for stable channel design recommended by the U.S. Bureau of Reclamation (1977) is shown in Fig. 2.9.

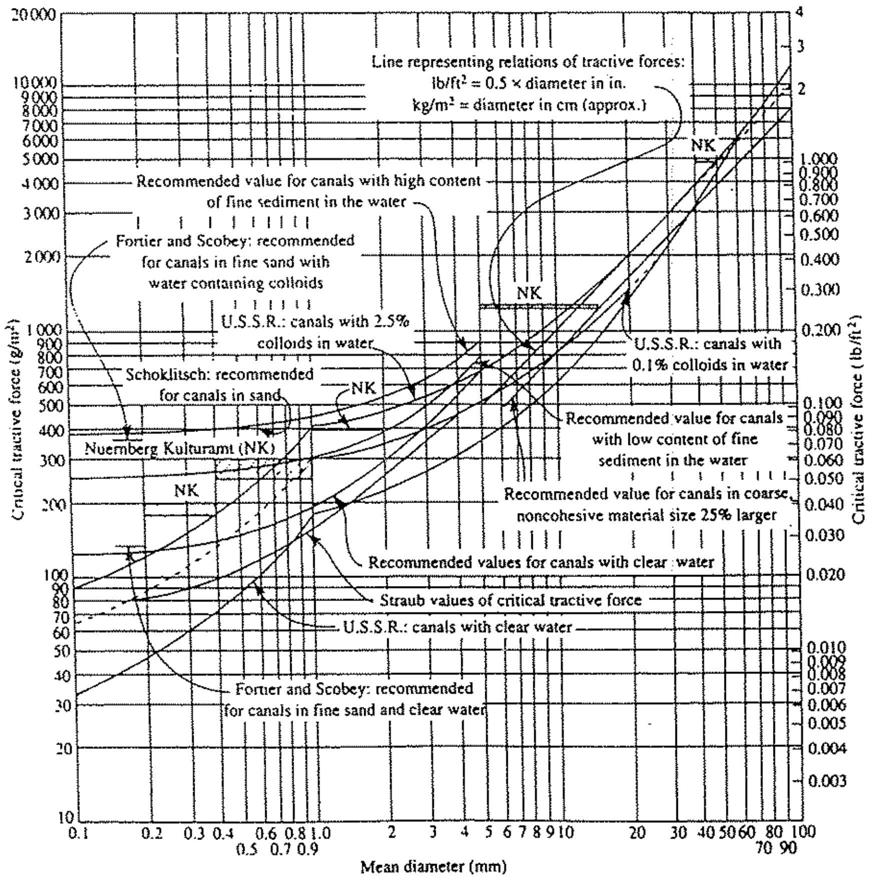


FIGURE 2.9
Tractive force versus transportable sediment size (U.S. Bureau of Reclamation, 1987).

(94)

8

2.7 CHANNEL DEGRADATION AND ARMORING

2.7.1 Armoring Process

When a channel's sediment transport capability exceeds the rate of sediment supply from upstream, the balance of sediment load has to come from the channel itself. In this case, the channel starts to degrade. Because of the nonuniformity of the bed-material size, finer materials will be transported at a faster rate than the coarser materials, and the remaining bed material become coarser. This coarsening process will stop once a layer of coarse material completely covers the streambed and protects the finer materials beneath it from being transported. After this process is completed, the streambed is armored and the coarser layer is called the armor layer. Due to the variation of flow condition of a natural river, usually more than one layer of armoring material is required to protect the finer material beneath it from being eroded. A definition sketch of armoring is shown in Fig. 2.10. From this,

$$Y_a = Y - Y_d \tag{2.38}$$

where Y_a = thickness of the armoring layer,
Y = depth from original streambed to bottom of the armoring layer, and
Y_d = depth from the original streambed to the top of the armoring layer or the depth of degradation.

Based on the definition of armoring layer thickness, Y_a can also be expressed as

$$Y_a = (\Delta p) Y \tag{2.39}$$

where Δp = decimal percentage of material larger than the armoring size.

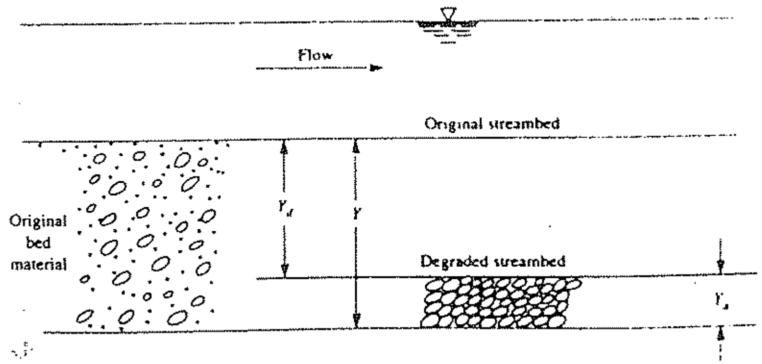


FIGURE 2.10
Definition sketch of streambed armoring.

هیدرولیک رسوب
دکتر م. ۲ یاسی

سری مسائل شماره سه (۳) : "طراحی کانالهای پایدار"

(۱) در نظر است یک کانال مستطیلی شکل با بستر فرسایشی و دیواره‌های تمام حفاظت شده، طراحی گردد. شیب متوسط زمین در مسیر کانال $S_o = 0.01$ می‌باشد.
مواد بستری مسیر کانال از نوع کوارتز با بافت شنی (Quartz Gravel) با $S_g = 2.65$ است.
ظرفیت طراحی کانال ($Q_{max} = 10\ m^3/s$) تعیین گردیده است.
منبع تأمین آب از یک رودخانه است. تأسیسات آبگیری شامل یک سد انحرافی، دریچه‌های آبگیر و حوضچه رسوب‌گیر می‌باشد. انتظار میرود که جریان آب ورودی به کانال فاقد رسوبات درشت دانه (بارکف) باشد، و قابلیت فرسایشی در کانال نیز نداشته باشد.

ابعاد هندسهٔ هیدرولیکی کانال (عرض، عمق آب)، سرعت متوسط جریان (V) و عدد فرود (F_r) را محاسبه نمائید، در شرایطی که:
الف) اگر شاخص اندازه مواد بستری بترتیب: $d_{75} = 10^{mm}, 50^{mm}, 100^{mm}$ باشد.
ب) نسبت عرض به عمق ($\frac{B}{Y}$) را بصورت تابعی از اندازه مواد بستری (d) ارزیابی و بحث نمائید.
ج) سرعت متوسط جریان را برای هر سه حالت با سرعت حد بحرانی ($V_{cr.}$) مقایسه و ارزیابی نمائید.
د) اگر اندازه مواد بستری ($d_{75} = 4^{mm}$) باشد، ابعاد هیدرولیکی کانال را حساب نمائید.

راهنما:
۱- روش حل مسئله در حالت "الف" برای $d_{75} = 50^{mm}$ بطور مثال برای شما حل شده است.
۲- ضریب زبری Manning (n) را از رابطهٔ Strickler بصورت زیر محاسبه نمائید.
$$n = 0.038\,(d_{75})^{1/6} \quad ; \quad d : (m)$$
۳- تنش بحرانی مواد بستری را از روش Shields محاسبه نمائید.

(2) The flow and Sediment conditions of a river are as follows:
Discharge, $Q = 15000$ cfs ; Average depth, $D = 6$ ft ; Average velocity, $V = 2$ fps ; Bed-material sizes vary from 1 to 2 mm ; Bed slope, $S_o = 0.0001$; and Water Tempreture, $T = 40°F$.

Based on The Shields criterion, determine whether The bed material will move.

(3) Design a rectangular channel on a Sandy Soil with $d_{50} = 1.5$ mm. The channel bed should not erode with a design discharge $Q = 60\ ft^3/s$; width $W = 20$ ft ; and slope $S = 0.0005$.
* Use The Yang's incipient motion criteria.

(4) Prove that ~~the~~ the minimum stone size for which Shields entrainment function is constant at the inception of motion is 6 mm.
Given: $\nu = 10^{-6}\ m^2/s$, $S_s = 2.65$

(5) Prove that for an Unlined Trapezoidal channel in alluvium, the ratio of the shear stress on the side wall (τ_s) to that on the bed (τ_c) at the inception of motion is given by:

$$\frac{\tau_s}{\tau_c} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2\theta}{\sin^2\phi}}$$

where, θ is the side slope ; and ϕ the natural angle of repose of the alluvium.
Comment on any assumptions made.

(6) A trapezoidal irrigation channel of base width 2.4 m with grass-covered sides must carry prolonged flows of 2.8 m^3/s on a slope of 0.01.

(a) If the side slopes are 2H : 1V , and the Manning's n is estimated to be 0.03, determine the minimum size of gravel which should be used to line the centre of this channel to avoid Sediment transport.

(b) Calculate critical depth, and Froude number in the given Channel cross section.

(7) A channel which will carry a discharge of 30 m^3/s is to be cut on a slope of 0.0005 through Coarse, well-rounded alluvium having a D_{75} size of 25 mm and $S_g = 2.65$.

(a) Assuming side slopes of 2H : 1V, determine the minimum base width, using a "safety factor" of 20%.

(b) Does your solution of (a) represent an economical cross-section? Discuss.

(8) Determine the depth of degradation in an alluvial channel based on the methods of Meyer-Peter and Muller, Mavis and Laushey, The USBR, Shields, and Yang; where, $Q = 1000$ cfs, $W = 50$ ft (width), $D = 4$ ft (Depth), $V = 5$ ft/s , $S_o = 0.006$, $d_{50} = 25$ mm, $d_{90} = 50$ mm, $S_s = 2.65$, $n = 0.045$

ادامه سری مسائل ۳

(9)

A channel which is to carry 57 m^3/s is to be excavated on a slope of 0.001 through country made up of coarse alluvium having a d_{75} size of 37 mm. The material can be described as "slightly rounded". The channel is to be unlined and of most efficient cross-section.

(a) Determine its shape and stable dimensions.

(b) Compare the resulting cross-section of part (a) with that of a trapezoidal section designed according to the method of Example 2.2 (in your Lecture note on "Stable Channel Design" by R.J. Keller).

(10)

Design a curved unlined trapezoidal channel with a ratio of radius of curvature to top width (r_c/B) of 3 under the following given flow and sediment conditions:
water discharge $Q = 500$ ft^3/s ; Channel slope $S = 0.001$; Manning's roughness coefficient $n = 0.012$; and mean bed-material diameter $d = 30$ mm (slightly rounded).

(۱۱) با مراجعه به منبع شماره (۱) - بخش (Stable - Channel Design) ؛
تغییرات نسبت عرض به عمق در مجاری با بستر فرسایشی را ارزیابی نمائید .

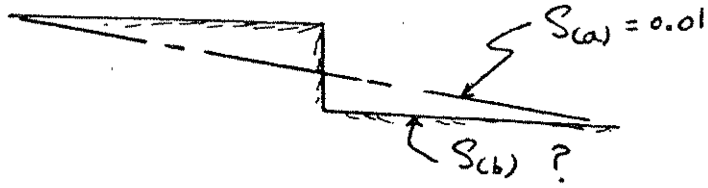
سری مسائل شماره ۴ : طراحی کانالهای پایدار

① A rectangular irrigation channel is required to carry a discharge of 15 m^3/s on a slope of 0.01 through coarse alluvium having a D_{75} size of 40 mm, and $S_g = 2.65$.

* If the banks are protected against erosion,

(a) Determine what width the channel will have to be if no drop structures are to be used.

(b) If the channel width is made equal to half the value calculated in part (a), determine what proportion of the total fall has to be accomplished by means of drop structures.



** If the channel is completely unlined, determine suitable dimensions for a trapezoidal cross-section.

② A non-erodible canal is to be constructed in gravel of $D_{75} = 3$ mm. The channel slope is 1.6×10^{-4} and scour is to be avoided.

Design the most efficient stable cross-section to carry a discharge of

(a) 20 m^3/s , (b) 2 m^3/s .

Assume:

- $\nu = 1 \times 10^{-6}\ m^2/s$
- $\phi = 35°$
- $n = 0.038\, D_{75}^{1/6}$

فصل پنجم : طراحی کانال‌های پایدار (Stable Channel Design)

۵-۱) طراحی کانال‌های پایدار در بازه‌های مستقیم - بازه کانال مستقیم :

Non-Scouring, Non-Silting Erodible Bed Channel.

۵-۱-۱) پایداری کف بستر : Bed Stability

روش تنش برشی برای طراحی بستر است.

$\tau_c =$ تنش برشی بحرانی - آغاز حرکت ذره

$\tau_0 = \gamma RS$ متوسط تنش برشی جریان در بستر

if $\tau_0 > \tau_c \Rightarrow$ Scouring (آبشستگی) $\Rightarrow$ Change in Cross Section (مقطع که عمود بر جریان است)

$\Rightarrow$ UnStable Channel.

if $\tau_0 < \tau_c$: Stable - Channel Bed

- Non-Scouring ← عدم آبشستگی — از نظر تئوری تنش برشی
- Non-Deposition ← عدم ته‌نشینی — در حالت کلی

- کانال‌های پایدار در شرایط جریان: Clear Water Flow
(جریان آب صاف : چشمه، چاه، رودخانه)

یا

Water Flowing Containing Fine Suspended material

جریانی که بار کف (Bed load) ندارد و بار معلق قابل ته‌نشینی قابل ملاحظه‌ای ندارد.
انتقال رسوب تأثیری روی تغییرات مرز ندارد.

مثال: انحراف آب از رودخانه - بعد از رسوبگیری در حوضچه رسوبگیر

طراحی حوضچه رسوبگیر: ۱. بار بستر را بگیرد.

۲. بار معلق قابل ته‌نشینی را نیز بگیرد.

یا آبگیری از سد (برداشت آب از سد مخزنی) ← رسوب بار معلق پس رسوبات دارند که قابل ته‌نشینی نیستند.

برای استفاده از تئوری تنش برشی بحرانی، حمل رسوب قابل ته‌نشینی را نمی‌توان در نظر گرفت.

طرح کانال با کف بستر پایدار باشد:

- کانال با بستر فرسایش‌پذیر، دیواره حفاظت شده یا مقاوم به فرسایش

یا (رودخانه با دیواره‌های ساحلی) و یا (کانال خاکی با پوشش گیاهی دیواره‌ها)

- مجاری عریض - مستطیلی ← سهم دیواره‌ها نسبت به کف بستر بسیار کم است

⟸ معیار طراحی: پایداری کف بستر

روش طراحی: بر اساس روش تنش بحرانی - در طراحی پایداری کف بستر

مثال. استفاده از روش Sheilds برای تعیین τ_c روی شیب بستر ناچیز

یا روش Van Rijn

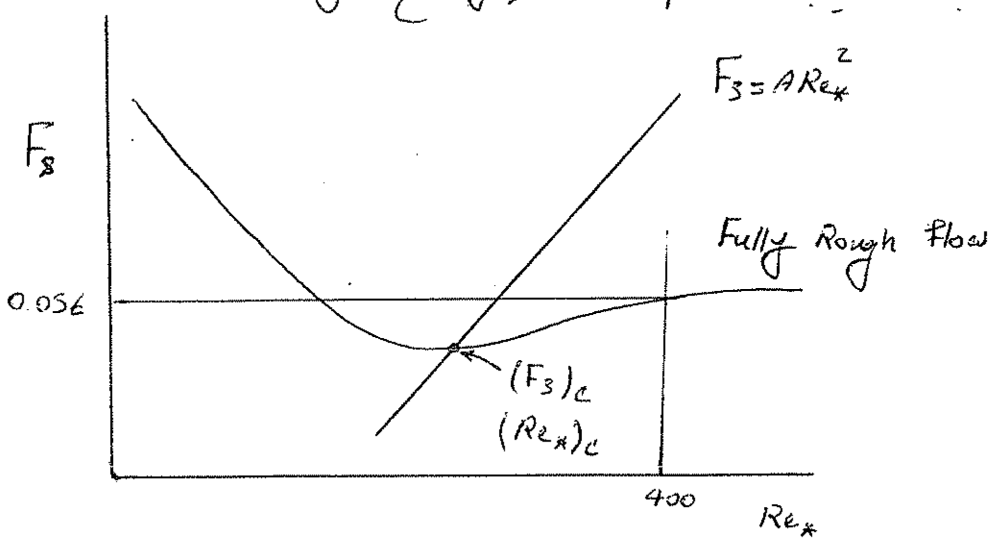
شرایط کاربرد:

الف- For a given

- مشخصات آب (ν و ρ)
- g
- مواد بستری → d size, $S_g = 2.65$
- τ_0 (۱.۳)

→ طرح مقطع کانال

خصوصیات آب، مواد بستر و شیب کف معلوم است ← طراحی مقطع کانال



$$\left\{\begin{array}{l} F_s = A Re_*^2 \;,\; A = \dfrac{\nu^2}{g D^3 (S_g - 1)} = \text{Known} \\ \text{و} \\ \text{منحنی بحرانی شیلدز} \end{array}\right\} \Rightarrow \left((F_s)_c \,,\, (Re_*)_c \right)$$

$$\Longrightarrow \quad \tau_c = (F_s)_c \left[\gamma_w D_s (S_g - 1) \right]$$

تنش بحرانی بستر

$$\tau_0 = \gamma R S_0 = \tau_c \longrightarrow \text{Cross Section} \rightarrow R$$

متوسط تنش برشی در کف و دیواره — برای یک شکل معین، مشخصات مقطع بدست می‌آید.

$(\tau_b)_{Max} \approx \tau_0 = \gamma R S_0$ در کف بستر

اعداد حاصل بر مبنای شرایط آستانه است، ضریب اطمینان باید در نظر گرفته شود (تنش برشی باید واقعی کمتر از τ_c باشد) مثلاً ٪20 کمتر (یعنی ٪20 کمتر).

اگر طراحی مطلوب نباشد ← تغییر در: ۱. شیب کف

۲. مواد بستر

مثال. پوشش سنگریزه‌ای یک کانال (برای جلوگیری از تغییر مواد بستر کانال و شیب عمومی زمین به شکل مناسب پایدار کانال نمی‌رسیم (۱۰۴) ← تغییر در مواد بستر)

۴۲

ب) if D_{size} : Unknown

ب-1) If Fully Rough Flow

از مزایای این محدوده جریان، پایداری شرایط هیدرولیکی است.

شرایط
$$\begin{cases} Re_* \geq 400 \\ (F_s)_c = Const. = 0.056 \end{cases}$$

$(F_s)_c = Const. = 0.056 \rightarrow$ ثابت می‌ماند τ_c $\rightarrow$ یعنی اطمینان کمتر

$(0.047) \rightarrow$ کمتر می‌شود τ_c $\rightarrow$ اطمینان بیشتر

$$0.056 = \frac{\tau_c}{\gamma D(S_g - 1)} \quad , \quad \tau_c = \gamma R S_0 \Longrightarrow$$ D_{50} یا D_{75} بدست می‌آید

(حداقل اندازه D را می‌دهد که معادل D را نیز به تقریب گرفت.)

S_g جزء اطلاعات است.

D_{50} طراحی $> D_{50}$ (اساس شده در محاسبه)

Ref. No.(1) با استناد به: For water, $S_g = 2.65$ Prove that

$D_{50} > 6^{mm}$ where the flow is Fully Rough $\Longrightarrow (F_s)_c = 0.056$

اندازه ذرات بزرگتر از 6^{mm} باشد، جریان Fully Rough خواهد بود.

$$(F_s)_c = 0.056 = \frac{\tau_0 \text{ (تنش برشی)}}{\gamma D(S_g - 1)} = \frac{\gamma R S}{\gamma D(S_g - 1)} = \frac{RS}{D(S_g - 1)}$$

Where:

محدودیت
$S_g = 2.65$ (در حالت کوارتز) , آب : $\nu = 10^{-6}\ m^2/s$, $D > 6^{mm}$

شیب کم (α: زاویه شیب کوچک است) $\longrightarrow \sin\alpha \approx \tan\alpha \approx S_0$

$F_V = F_g \sin\alpha$,

then: $D = 11RS \longrightarrow$ Min Size of bed material

با داشتن D_s ، S_0 ، R یا y و Q (در صورت ...) بدست می‌آید $\Leftarrow$ طراحی

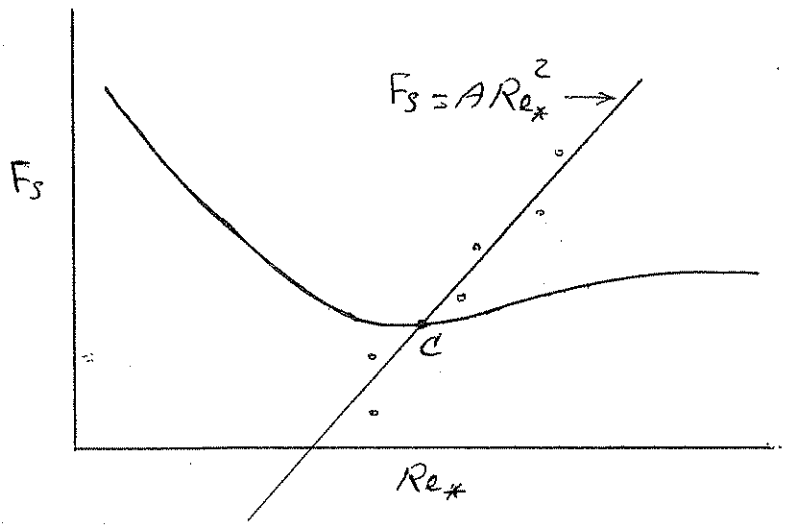
۵/

مثال (2.1) از منبع شماره (10) حل می‌شود. شکل ۵ را برای حالت زیر تکمیل کنید:
(PP. 2.3)

D_{75} (mm)	B/y
10	?
50	$\simeq 20$ (Not ok!)
100	?

مسئله (۱) از سری تمرین شماره (۳) حل شود.

ب-۲) If $D < 6\ mm \Rightarrow (F_s)_c \neq 0.056$



روش (ب-۱) قابل استفاده نیست
از روش کلی استفاده می‌کنیم.

at intersection C:
$(F_s)_c = \cdots \Rightarrow \tau_c = \tau_0$

مراحل حل مشابه Ex. (2.1)

D	$A = f(\nu, S_g, D)$	Re_*	F_s

مشکل برای رسم خط مناسب زیاد است (چون محدوده Sg-Sg مورد و دقت کم است).

$(F_s , Re_*) \longrightarrow D = ?$: از تقاطع خط با منحنی شیلدز

از منحنی شیلدز، روش ASCE برای رسم خطوط استفاده می‌شود.
(از دو روش حل و مقایسه شود.)

۵-۱-۲) پایداری دیواره کانال : (Bank Stability)

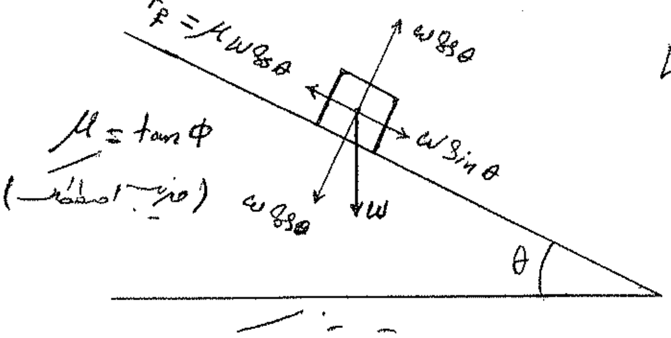
مقدمه :

در معادله $\tau_0 = \gamma RS$ ، فرض ناچیز بودن مؤلفه نیروی وزن ذرات روی شیب بستر وجود دارد.

$$\text{"}\hat{\alpha}\text{" So Small} \Longrightarrow F_g \sin\alpha \simeq 0$$

ولی روی دیواره کانال (Side Slope) ، مؤلفه وزن وارد می‌شود.

الف – مقطع ذوزنقه‌ای پایدار :

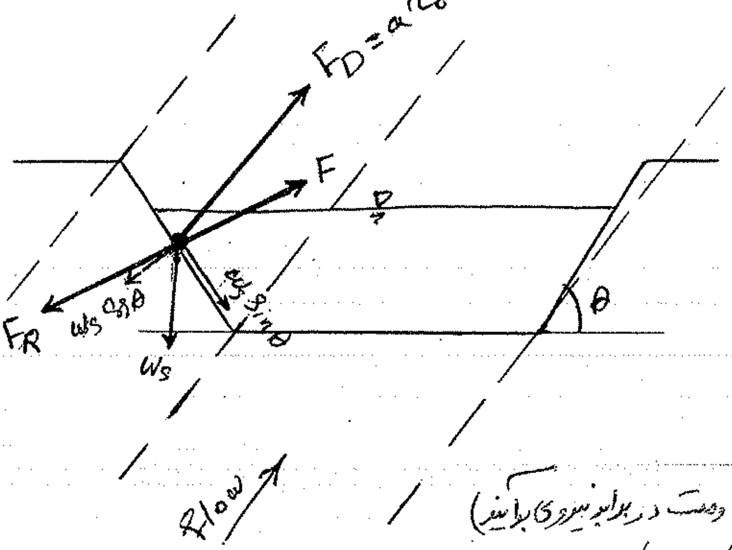


اهمیت شیب کف

تحلیل نیروها بر اساس روش Lane (1953)

فرضیات :

1. تحلیل یک بعدی جریان (1D)
2. جریان پایدار (Steady Flow) : $Q = Const.$
3. جریان یکنواخت (Uniform Flow) : F_D موازی با شیب کف است.
4. از نیروی Uplift (F_L) صرف‌نظر شده – در مقایسه با F_D ناچیز است
5. ذره روی شیب در راستای حرکت می‌لغزد (Sliding) و نه غلطش (Rolling)
6. به علت اصطکاک کافی روی شیب، سطح مؤثر اصطکاکی ثابت است.



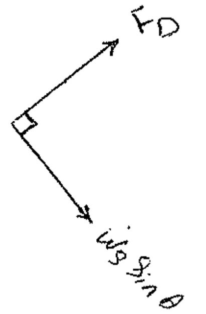
$F_D = a\tau_0$: نیروی درگ در راستای جریان

F : برآیند (F_D و $W_s \sin\theta$)

برآیند نیروهای مؤثر بر ذره

F_R : در راستای خلاف جهت نیروی F (نیروی مقاوم در برابر نیروی برآیند)

$\overrightarrow{W_s \sin\theta} \perp \overrightarrow{F_D}$



نیروی F_D در راستای کانال (جهت جریان) است.

$W_s \sin\theta$ روی شیب است.

برآیند نیروی وارده $\vec{F} = \vec{F}_D + \overrightarrow{W_s \sin\theta}$

Acting Forces: نیروهای مؤثر

1) $W_s \sin\theta$: مؤلفه وزن ذره مستغرق روی شیب دیواره با زاویه θ

W_s = Submerged weight of The particle

مؤلفه نیروی شناوری در نظر گرفته شده است :

(جهت رو به پایین در سطح مقطع عمود بر راستای جریان)

۲) F_D : Flow Shear Force (Drag), in direction of Flow (Bed Slope) موازات شیب کف و جهت جریان کانال است

نیروی برشی در امتداد جهت = نیروی درگ

$F_D = a\tau_0$

a : سطح مؤثر ذره تحت تنش برشی

τ_0 : تنش برشی جریان روی ذره - روی دیواره

۳) Resistance Force : نیروی مقاوم در شرایط لغزش

(نیرویی که در جهت استحکام ذره مستغرق روی دیواره در خلاف جهت نیروی برآیند $\vec{F}$)

$F_R = (W_s \cos\theta) \tan\phi$

where : $\tan\phi$ = Friction Coef.

زاویه ایستایی ذرات ; ϕ = Angle of Repose of material.

شرایط آستانه حرکت ذره روی دیواره :

- تعادل استاتیکی :

(چون حالت لغزش را در نظر گرفته شده، در تعادل استاتیکی شرط $\sum M_o = 0$ را نداریم.)

$$\sum \vec{F} = 0 \implies (\sum F)_{acting} = (\sum F)_{Resist}$$

$$F = \sqrt{F_D^2 + (W_s \sin\theta)^2} = F_R$$

$$\sqrt{(a\tau_o)^2 + (W_s \sin\theta)^2} = W_s \cos\theta \cdot \tan\phi$$

$$\boxed{\tau_o = \left(\frac{W_s}{a}\right)\cos\theta \tan\phi \sqrt{1 - \left(\frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}\right)} = (\tau_w)_{critical}}$$

Critical Shear Stress on side wall : تنش برشی بحرانی ذره مواد بر روی دیواره

مشکل : ذرات با شکل و اندازه مختلف هستند، بنابراین تعیین W_s , a مشکل است.

if $\theta = 0 \longrightarrow \tau_o \longrightarrow \tau_c$ (W_s [illegible]) تنش بحرانی در بستر افقی

فرض مهم : مواد بستر و دیواره‌ها عموماً یکسان باشد.

$$\xrightarrow{\theta = 0} \tau_c = \frac{W_s}{a}\tan\phi = (\tau_b)_{critical}$$

تنش برشی بحرانی در کف بستر
با نشان دهیم

$$\frac{(\tau_w)_c}{(\tau_b)_c} = \cos\theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}}$$

نسبت تنش برشی بحرانی در دیواره به بستر

مهم : ارزیابی $(\tau_w)_c$ از رابطه بالا عملاً غیرممکن است زیرا a و W_s مجهول هستند، بنابراین نسبت $\left(\frac{\tau_w}{\tau_b}\right)_c$ را بدست آوردیم و مقدار مستقل $(\tau_b)_c$ را از شیلدز داریم.

۹/ Prove that:

ضریب تصحیح تنش برشی بحرانی برای دیواره

$$\boxed{\left(\frac{\tau_w}{\tau_b}\right)_{critical} = \sqrt{1-\frac{\sin^2\theta}{\sin^2\phi}}}$$

$(\tau_b)_{critical}$: تنش برشی بحرانی روی کف که بطور مستقیم و مستقل از روش شیلدز بدست می‌آید.

$$(\tau_w)_{crit.} = (\tau_b)_{crit.} \times K \qquad \underbrace{K = f(\theta , \phi)}_{\text{ضریب تصحیح}}$$

if $\theta = 0 \implies (\tau_w)_{crit.} = (\tau_b)_{crit.}$

if $\theta > 0$ (زاویه شیب دیواره) $\implies$

- if $\phi = \theta \implies (\tau_w)_{crit.} = 0$

  حالت ناپایدار (یعنی با کمترین تعادل حرکت می‌کند) در واقع حالت آستانه حرکت است.

- in Design: $\theta < \phi \implies (\tau_w)_{crit.} \ll (\tau_b)_{crit.}$

  تنش برشی بحرانی روی دیواره کمتر از تنش برشی کف است

  در حدود 3 تا 4 درجه کمتر باشد کافی است

نتیجه:

۱- تنش برشی بحرانی برای ذرات روی دیواره کمتر از ذرات روی کف کمتر است. بنابراین عامل محدودکننده در طراحی پایدار کانال، تنش برشی بحرانی روی دیواره است.

$\theta < \phi \implies (\tau_w)_c \ll (\tau_b)_c \implies$ $(\tau_w)_{critical}$ معیار طراحی است.

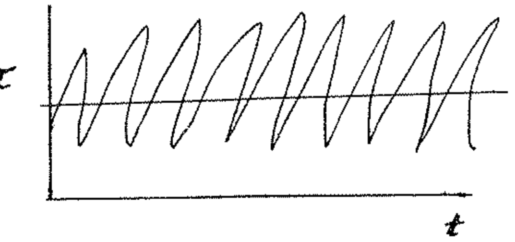
یعنی اگر دیواره پایدار باشد ⟵ کف نیز پایدار خواهد بود.

۲- در طراحی اگر اقتصادی باشد ممکن است مواد دیواره درشت‌تر از مواد کف بزرگتر باشد.

محدودیت‌های رابطه $\left(\frac{\tau_w}{\tau_b}\right)_{crit.}$:

۱. از نیروی F_L (Lift Force) صرف‌نظر کرده‌ایم.

۲. از نوسانات سرعت و تلاطم جریان صرف‌نظر کرده‌ایم: متوسط پارامترهای جریان وارد شده است.



Turbulence Focuation

نوسانات تنش برشی $\tau \propto V^2$

با توجه به اینکه مقداری از تنش برشی بیش از حد متوسط می‌شود ⟸ مواد دیواره با تنش برشی محاسبه شده کمتری حرکت خواهند کرد.

۳. تأثیر جریان ناپایدار و غیریکنواخت، یعنی تغییرات پارامترهای جریان
(نیروی F_D ممکن است در جهت شیب دیواره و نیروی وزن کمک کند.)

۴. غلطش ذرات به صورت نامنظم و یکباره به صورت ثابت نیست و به تدریج انجام می‌شود.
در غلطش اتفاقات متعددی داریم اما در لغزش سطح اصطکاکی داریم.

۵. افزایش مقاومت ذره در برابر حرکت در اثر قفل شدن و چسبندگی ذرات که در روابط بالا در نظر گرفته نشده است. (تحلیل بر روی یک ذره منفرد)

نتایج موارد فوق:

باعث افزایش مقدار محاسبه شده $(\tau_w)_{crit.}$ می‌گردد.

$(\tau_w)_{crit.}$ محاسبه شده $>$ مقدار واقعی $(\tau_w)_{crit.}$

از نظر تجربی:

محاسبه $(\tau_w)_{crit.}$ از روابط فوق حدوداً ۲۰٪ افزایش را در بر دارد (Overestimation).

۱۱

راه حل:

$$\tau_w = \tau_b \left(\sqrt{1 - \frac{\sin^2\theta}{\sin^2\phi}} \right)$$

$$\tau_b = \gamma RS \simeq \gamma YS$$

$$\Rightarrow \tau \propto Y$$

بنابراین:

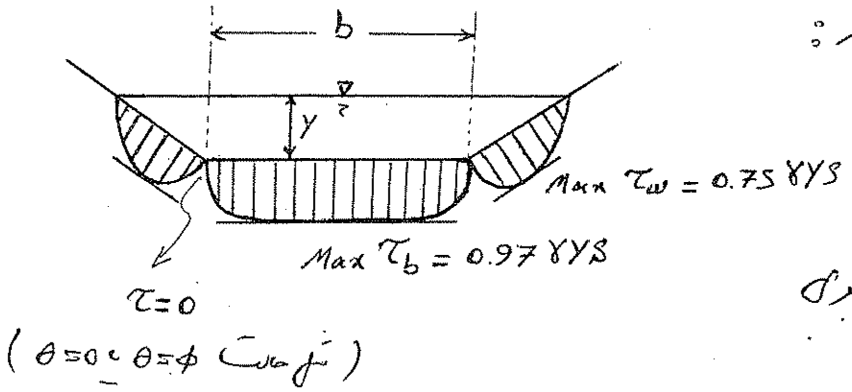
$(\tau_w)_{crit.}$ محاسبه شده ۲۰٪ Q کمتر در نظر می‌گیریم یعنی عمق آب محاسبه شده ۲۰٪ Q کمتر

در نظر می‌گیریم ← (Safty Factor)

- محدودیت در نحوه توزیع تنش برشی روی کف و دیواره:

τ_b و τ_w در بالا گفته شده در واقع متوسط تنش برشی روی کف بستر و دیواره است ولی توزیع تنش یکنواخت نیست.

- توزیع تنش برای کانال ذوزنقه:



USBR (Lane, 1953)

منظور γRS نیست بلکه نتایج تجربی است و γYS را می‌گویند.

$$(\tau_w)_{Max} < (\tau_b)_{Max}$$

از نظر طراحی τ_{max} مهم است ⇐ یعنی در هیچ نقطه‌ای از کف بستر و دیواره τ_{max} جریان نباید از τ_c تجاوز کند.

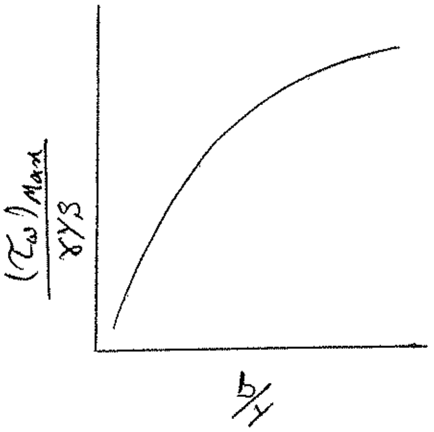
معیار طراحی ⇐ $0.75\gamma YS \simeq (\tau_w)_{crit.}$

- متوسط تنش برشی در بستر جریان (کف و دیواره‌ها) $\tau_0 = \gamma RS$

- توزیع تنش در کف و دیواره‌ها یکنواخت نیست: $\left(\underset{\text{در هر جای روی دیواره}}{\tau_w} < \underset{\text{در هر جای روی کف}}{\overset{\text{حداکثر}}{\tau_b}} \right)$

۱۲/ در کانال‌های ذوزنقه‌ای در بستر یکنواخت : $\frac{\tau_{Max}}{\tau_{mean}} = \frac{\tau_{Max}}{\gamma RS} = f(\theta , \frac{b}{y})$

یعنی تابعی از شکل مقطع و شیب دیواره



نتیجه تجربی در Fig. 2.3 مطالب کلاس صمیمی

Bob Keller - مرجع شماره (1)

P. 2.7

بدون طراحی:

معیار ماکزیمم تنش در بستر کف و دیواره است.

طراحی مطمئن کانال‌های ذوزنقه‌ای Safe Design

کف : $(\tau_b)_{Max} = 0.97 \gamma y S \simeq \gamma y S$ (با توجه به شکل Fig. 2.3)

روی دیواره : $(\tau_w)_{Max} \simeq 0.75 \gamma y S \rightarrow$ مبنای طراحی

کلاً روابط بدست آمده برای کانال ذوزنقه در جهت مستقیم است.

- روش طراحی برای کانال‌های ذوزنقه‌ای:

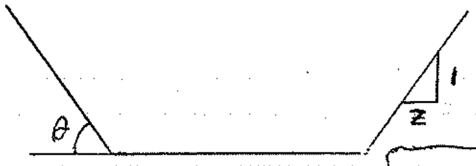
Design Procedure For Stable Trapezoidal Channel:

1) Determine ϕ From bed material

2) Determine θ : Side Slope $\begin{cases} \text{Try } \theta < \phi \\ \text{Preferably } \theta \ll \phi \end{cases}$

ترجیحاً

حدوداً (3-5) درجه کمتر در نظر بگیرند



z مضربی از 0.25 انتخاب می‌شود.

$\boxed{\text{کانال‌های کوچک : } z = 1.5 \quad \text{کانال‌های بزرگ : } z = 2}$

3) Determine $(\tau_b)_c$: (Critical Shear Stress on Horizontal bed)

(e.g. Sheilds Function, ...)

4) Determine $(\tau_w)_c$: (Critical Shear Stress on Side Slope)

From : $$\frac{(\tau_w)_{crit.}}{(\tau_b)_{crit.}} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2\theta}{\sin^2\phi}} \quad , (\tau_b)_c$$

5) Determine Depth of Flow (Y) From :

$(\tau_w)_{crit.}$ = Max. allowable Stress on the side Slope

ماکزیمم تنش برشی مجاز روی دیواره

$$\frac{(\tau_3)'_{crit.} \text{ From Step 4}}{\text{تنش بحرانی روی دیواره}} = \frac{0.75\,\gamma Y S_0}{\text{ماکزیمم تنش جریان روی دیواره}}$$

نکات :

① مقدار تنش برشی بحرانی روی دیواره است .

② ماکزیمم تنش جریان روی دیواره $(0.75\,\gamma Y S)$

6) Reduce Y (From Step 5) by 20% (Safty Factor)

and/or

Reduce τ_0 (From Step 4) " " "

$(\tau \propto Y)$

بخاطر محدودیتهای زیاد در استخراج معادله

که کاهش عمق بهتر است .

7) Calculate base width (b) From Manning's Eq. and Continuity Eq.

See Ex. 2.2 in your Notebook. (~~Bob. P.2.8 — (1) مرجع شماره~~)

شکلهای (7.3) , (7.4) از French (1986) برای تعیین ابعاد کانال استفاده شود .

طراحی بهترین مقطع هیدرولیکی پایدار

Most Efficient Stable Cross_Section

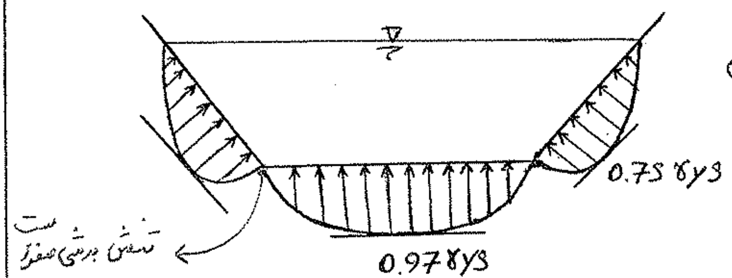
مقدمه:

مقطع ذوزنقه‌ای از نظر راحتی و اقتصادی بودن ممکن است بهترین باشد اما از نظر هیدرولیکی

در کانال‌های پوشش‌دار ذوزنقه‌ای نزدیک‌ترین سطح مقطع به نیم دایره است ← از نظر هیدرولیکی ($\frac{A}{P}$) ایده‌آل

و از نظر اجرایی ساده است که برای بهترین مقطع ذوزنقه‌ای هیدرولیکی منطبق داشتیم.

در کانال‌های فرسایشی:



توزیع نامتقارن تنش برشی روی بستر جریان

$$\tau = \left(\underset{\text{گوشه‌ها}}{0} \longrightarrow \underset{\text{Max در کف}}{0.97}\right)\gamma y S$$ توزیع تنش برشی

اساس طراحی ← حد بحرانی تنش در دیواره‌ها

$\tau_{max} = 0.75\ (\gamma y S)$ حداکثر تنش مجاز در طراحی

مقطع ایده‌آل: آستانه حرکت برای تمام نقاط روی محیط تر شده یکسان باشد.
(تنش برشی بحرانی روی بستر و دیواره)

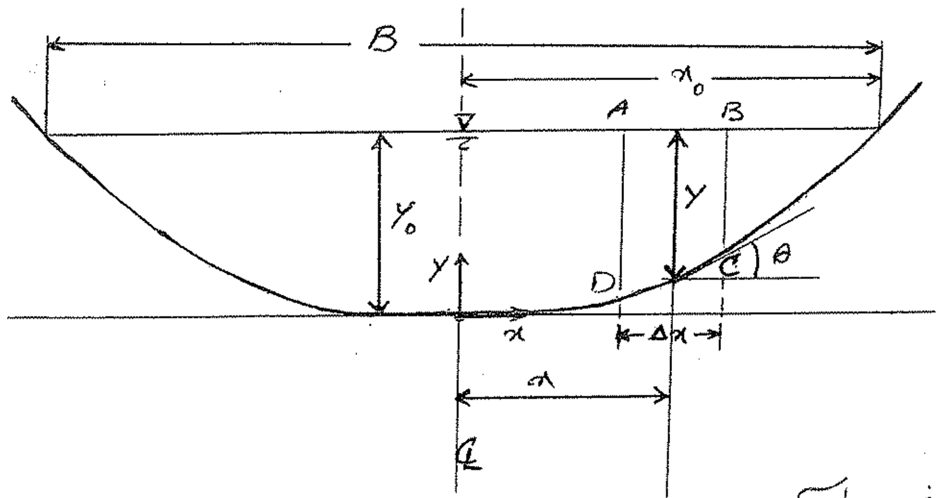
مقطع Efficient از نظر هیدرولیکی:

- یکنواختی توزیع تنش (τ) روی محیط تر شده (حالت ایده‌آل)
- در نتیجه افزایش τ_c مجاز در طراحی (اختلاف Max و Min کم می‌شود ← توزیع تنش متعادل‌تر می‌شود)

- نهایتاً برای Q و D_s معین :

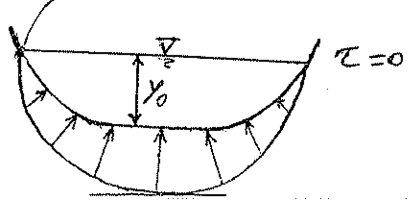
⇐ { حداقل سطح مقطع عرضی (هزینه‌های حفاری) و یا حداکثر سرعت مجاز یا تنش برشی بحرانی بیشتر } باشد. ← عمق کمتر ، ابعاد کوچکتر کانال

سطح مقطع ایده‌آل (Lane (1953) , USBR)



در حالت عملی : تنش در سطح آب صفر خواهد بود

توزیع یکنواخت تنش برشی روی بستر کانال ـ غیرعملی بودن



$\tau_{max} = \gamma y S = \tau_c$

سؤال : منحنی (x-y) بستر چیست؟

شرط آستانه حرکت در روی دیواره روی محیط تر شده :

$$Eq.(14): \quad \frac{(\tau_w)_c}{(\tau_b)_c} = \cos\theta\sqrt{1-\frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}}$$

با هم‌ترازی (ABCD) در طول واحد کانال و عرض کوچک Δx ، عمق y و فاصله x از ℄ :

۱۴

فرض اساسی : جریان یکنواخت ، نیروی برشی روی سطح DC (زبری بستر) ، ناشی از مؤلفه وزن آب حجم کنترل در امتداد شیب کف طولی کانال باشد (در جهت جریان یکنواخت) .

در حالت تعادل : $\Sigma F = 0$

نیروی محرک آب (مؤلفه وزن حجم کنترل آب در جهت شیب کانال) = نیروی مقاومت برشی جریان $\Longleftrightarrow$ $W \sin\alpha = F_r$

فرض دیگر :
از نیروی برشی بین حجم کنترل های مجاور صرفنظر شده است .

$$\tau \propto \frac{du}{dy} = 0 \Rightarrow u = const.$$

توزیع سرعت در مقطع عرضی نداریم (تحلیل یک بعدی) ، با تأثیر نیروی برشی Element های سطوح مجاور را حذف می‌کنیم .

(اشتباه USBR : فرض عدم تغییر تنش بالاخره ای در نتیجه ندارد .)

شرایط استفاده در امتداد جریان یکنواخت : $\Sigma F = 0$

$$\underline{W_{(c.v.)} \sin\alpha} = \tau_0 (\overline{DC} \cdot L) \quad :(15)$$

نیروی محرک آب در جهت یکنواخت (مؤلفه نیروی وزن روی شیب طولی کف (در امتداد مسیر جریان))

L : طول کانال

α : زاویه شیب طولی کف کانال

$\alpha \downarrow\downarrow \Rightarrow \sin\alpha \simeq \tan\alpha = S_0$

τ_0 : متوسط تنش برشی بستر حجم کنترل

$$\gamma (y \cdot \Delta x \cdot L) S_0 = \tau_0 \left(\frac{\Delta x}{\cos\theta} \cdot L \right) \quad :(16)$$

(نیروی برشی جریان آب مجاور حجم کنترل را نداریم .)

در واحد طول کانال : $\gamma y \Delta x S_0 = \tau_0 \frac{\Delta x}{\cos\theta}$:(17)

۱۷

$$\Rightarrow \tau_0 = \gamma y S_0 \cos\theta \quad : (18)$$

تابع توزیع تنش برشی روی بستر
(در واقع تنش بحرانی است)

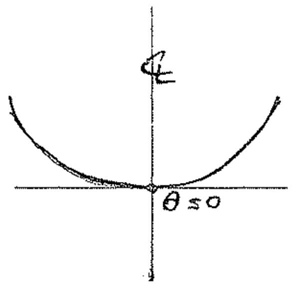
$\cos\theta \rightarrow$ عامل شیب دیواره

But: $\hat{\theta}$, $y = f(x)$ $\Rightarrow$ $\tau_0 = F(x)$: تنش بستر در هر نقطه

at $x=0 \Rightarrow \hat{\theta} = 0$ θ : درجه زاویه

Max τ_0 : at $\theta = 0$, $y = y_0$ at ℄ $(x=0)$

در هر نقطه‌ای، τ_0 کمتر از $(\tau_0)_{Max}$ است در تراز سطح آب $\tau_0 = 0$ است.



(تنش بحرانی در کف بستر (حداکثر تنش در دیواره)) $= \tau_c \simeq \gamma y_0 S_0 \rightarrow \tau$ at $x=0$

نسبت توزیع تنش : $\dfrac{\tau_0}{\tau_c} = \dfrac{y}{y_0}\cos\theta = \dfrac{\text{تنش برشی بحرانی سطح دیواره}}{\text{تنش برشی بحرانی در کف بستر}}$: (19)

Comparision btw. Eq.(14) , Eq.(19):

$$y/y_0 = \sqrt{1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}} \quad : (20)$$

But: $\tan\theta = \dfrac{dy}{dx}$ $\longrightarrow$ in Eq.(20)

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(y/y_0\right)^2 \tan^2\phi = \tan^2\phi \quad : (21)$$

$$\boxed{\frac{dy}{\sqrt{1-(y/y_0)^2}} = \tan\phi \cdot dx} \quad : (22)$$

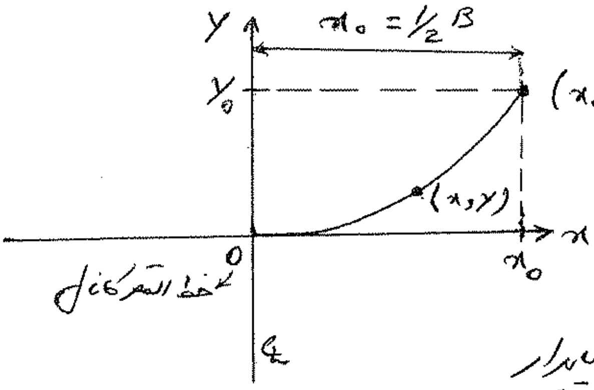
φ : زاویه ایستایی مصالح = ثابت

B.C. : $\begin{cases} x = 0 \text{ at } ℄ , \; y = 0 \\ x = x_0 , \; y = y_0 \end{cases}$ y ← عمق آب.

By Integration : $\dfrac{y}{y_0} = \cos\left[\dfrac{x \tan\phi}{y_0}\right]$:(23)

برای مواد بستر معین (ϕ) و عمق جریان ماکزیمم معین (y_0)، تابع شکل مقطع پایدار (کسینوسی) بصورت:

$y = f(x)$



شکل تابع کسینوسی = شکل مقطع پایدار

From Eq (23):

عرض سطح آب : $B = \dfrac{\pi y_0}{\tan\phi}$:(24)

↓

$\begin{pmatrix} x = x_0 \\ y = y_0 \end{pmatrix} , B = 2x_0$ (x,y) نقطه است.

سطح مقطع جریان : $A = \dfrac{2 y_0^2}{\tan\phi}$:(25)

محیط تر شده : $P = \dfrac{2 y_0}{\sin\phi} E$:(26) , $E = \displaystyle\int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{(1 - \sin^2\phi \sin^2\alpha)} \, d\alpha$

$\alpha = x \tan\dfrac{\phi}{y_0}$ ← زاویه نسبت به محور کف کانال است.

Where $E = f(\phi)$, From Table 2.1 NotBook – P.2.13

19

$$R = \frac{A}{P} = \frac{y_0 \, 83\phi}{E} \qquad :(27)$$

نکته مهم: هیچ کدام از روابط بالا تابع Q نمی‌باشند.

معادلات (23) تا (27): معادلات هندسی در نظر شکل مقطع، شیب طولی S_0 مستقل از Q است.

پس یک رابطه کمکی برای برآورد Q برحسب شکل مقطع و شیب کانال و عمق y_0 مورد نظر لازم است.

From Manning's Eq.:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S_0^{1/2} \qquad :(29)$$

$A, R = f(y_0)$ Q را برحسب پارامترهای R، A و S_0 محاسبه می‌کنیم.

Q: Discharge Capacity of the Cross-Section

ظرفیت انتقال جریان مقطع هیدرولیکی

که مقطع y_0 (عمق کانال) و S_0 و ϕ و Qn معلوم کرده‌ایم.

مشکل: این روش معادل Design Discharge نیست.

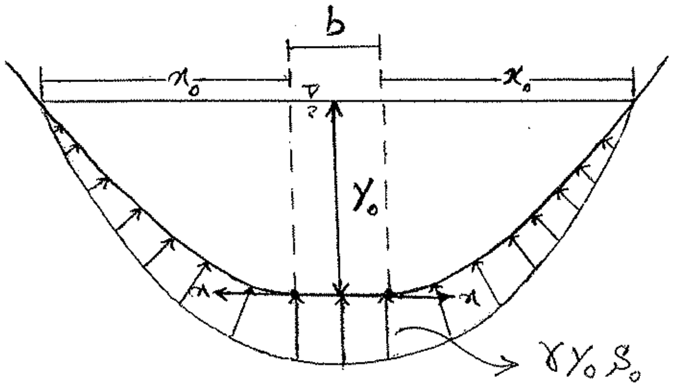
در طراحی دو حالت زیر را داریم:

الف - $Q_{\text{مورد نظر}} > Q$ From Eq.s (23 - 29)

چون اساس کار بر کفایت توزیع تنش برشی در محیط تر شده است، به عنوان یک مقطع با عمق ثابت y_0 و عرض b در نظر می‌گیریم.

در واقع نیمه $\theta=0$ که τ_{max} را دارد، عرض b بسط می‌دهیم.

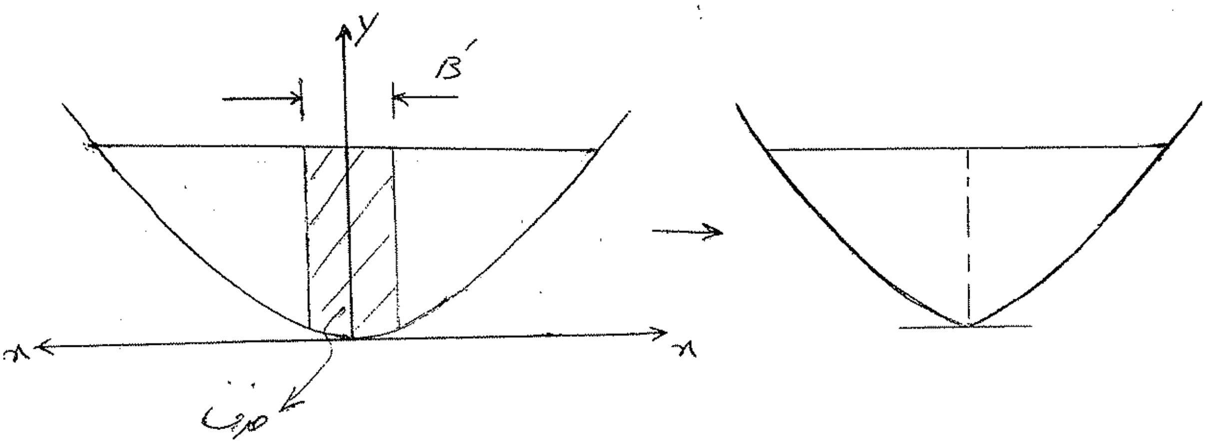
b را به طور مستقل بدست خواهیم آورد (از معادله Manning استفاده می‌شود).



هدف توزیع یکنواخت تنش برقرار است .

ب - $Q_{\text{مورد نظر}} < Q$ From Eqs. (23-29)

بدلیل حفظ یکنواختی توزیع تنش یک بخش مقطع را از وسط حذف می‌کنیم
(تقارن شکل باید حفظ شود.)



Using Manning's Eq. : Ref. Chow (1959)

به طور تجربی $B' = 0.96\left(1-\sqrt{\frac{Q'}{Q}}\right)B$:(30)

Where : $Q' < Q$ Q' : دبی واقعی مورد نظر

Discharge Capasity : Q

یعنی فرم مقطع برای Q مورد نظر مناسب نیست بلکه برای Q که یکنواختی تنش در حالتی که بدست آمده است .

۲۱ Design Procedure :

1) Determine Φ , n. (از نوع مواد بستر)

$$\Phi = \frac{\Phi_{\text{جدول}}}{1.25}$$ توصیه می‌شود که مقدار Φ را ۲۵٪ کاهش دهیم :

2) Determine τ_c (e.g. from Sheilds) تنش برشی بحرانی بستر است (و بستگی به مواد ... است.)

3) Calculate Y_0 from $\begin{cases} \tau_c = \gamma Y_0 S_0 \\ S.F. = 20\% \text{ : معمولی} \end{cases}$ کمترین تنش برشی در بستر

Y_0 عمق آب باید در ... باشد.

ضریب اطمینان برای اینکه در حالت تنش برشی بحرانی بستر نشویم.

then: $Y_0 = 0.8 \dfrac{\tau_c}{\gamma S_0}$ جهت اطمینان بیشترین تنش برشی کمتر از τ_c باشد.

4) Calculate B, A, R from Eqs. (24-28), شکل مقطع, $(x, y) \Rightarrow y = f(x)$

5) Calculate Discharge Capasity, $Q = \dfrac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ (SI)

6) Compare Q (Discharge Capasity) with the Q' (Design Discharge)

Then adjust the channel <u>width (B)</u> as necessary.

عرض سطح آب

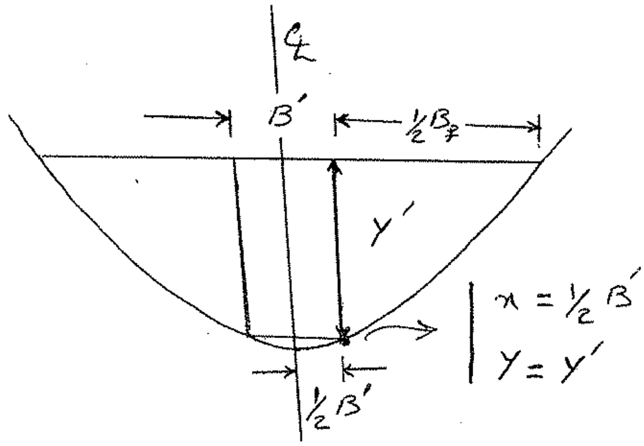
6-1) if $Q' < Q_{calcu.}$ (دبی طراحی کمتر)

Calculate B' From Eq. (30) : $B' = 0.96\left(1 - \sqrt{\frac{Q'}{Q}}\right) B$

Then the actual Surface width : $B_f = B - B'$

– Calculate New Max depth by:

$$Y' = Y_0 \cos\left(B' \tan\phi / 2Y_0\right) \qquad : (31)$$



6–2) If $Q'_{\text{واقعی}} > Q_{calc.}$

Select the width "b" of a rectangular section of depth Y_0 to be included at the Channel Center.

How ?

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

سطح مقطع جریان : $A' = \underbrace{\frac{2Y_0^2}{\sin\phi} E}_{A:(Eq.\,25)} + bY_0$

محیط‌تر شده : $P' = \underbrace{\frac{2Y_0}{\sin\phi} E}_{P:(Eq.\,26)} + b \rightarrow$ عرض سطح آزاد

$R' = \frac{A'}{P'}$

Q ، n ، S_0 ، y_0 ، ϕ ، E معلوم هستند:

By Trial and Error $\Rightarrow b$

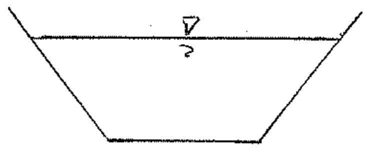
New Surface width : $B' = B + b = \dfrac{\pi y_0}{\tan\phi} + b$

Eq. (24)

See Ex. (2.3) in your Notebook.

مقایسه بهترین مقطع هیدرولیکی:

در کانالهای پوشش‌دار



برای یک Q معین بیشترین

$\left(R = \frac{A}{P}\right) \nearrow$

$\Leftarrow$ $y \downarrow$ ، $P \downarrow$ دارای حداقل سطح پوشش (P)،

حداقل A (حجم خاکی) را دارا

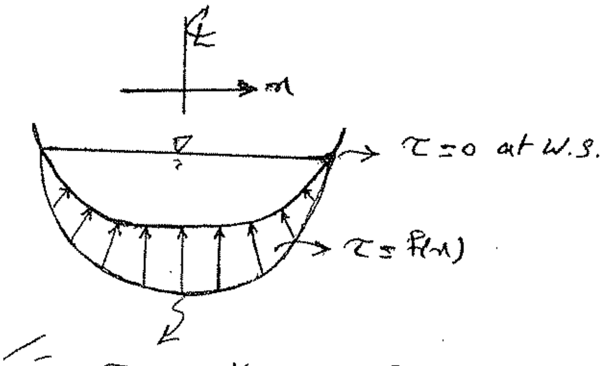
هستیم $\Leftarrow$

اندازه مقطع و سطح پوشش

کانال اقتصادی‌تر

مثال (2.3) از مطالب Bob

در کانالهای فرسایش‌پذیر پایدار



$\tau_{max} = \gamma y_0 S_0 = \tau_c$ در عمق ماکزیمم

مقطع کوچکتر | توزیع تنش یکنواخت‌تر (مشابه ...) و حداکثر برابر $\tau_c = \gamma y_0 S_0$ است

در مقایسه با ذوزنقه‌ای که

$\tau_{max} = \tau_c = 0.75\,\gamma y_0 S_0$ می‌شود.

یعنی:

برای حمل مقدار آبی، جریان با سرعت بیشتری

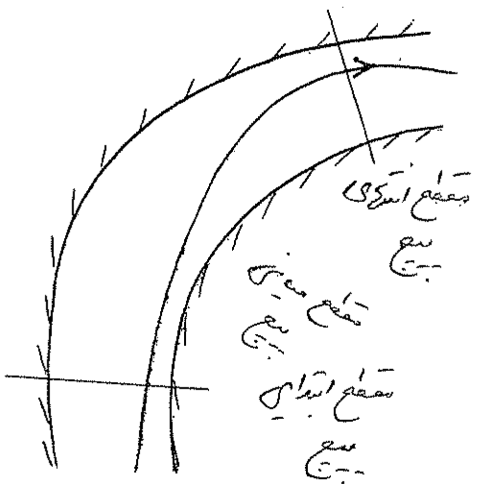
عبور دهیم $\Leftarrow$ ظرفیت انتقال بالا می‌رود.

(ولی تنش‌ها در حداکثر بیشتر می‌شود.)

۵-۲) طراحی مقطع کانال‌های فرسایش‌ناپذیر - شکل ذوزنقه‌ای در پیچ

Curved Trapezoidal Channel

برای ذوزنقه‌ها



Max Velocity Stream Line:

خط جریان با سرعت حداکثر ← سبب

حداکثر تنش برشی (τ_{max})

$\tau \propto V^2$

- حالت بحرانی از نظر تنش برشی جریان

در نتیجه شکل کلی ناحیه بحرانی:

- در سمت خروجی پیچ
- به سمت دیواره خارجی پیچ
- نزدیک محل اتصال کف به دیواره ←

حداکثر توسعه جریان ثانویه در محل پیچ:

تنش برشی ماکزیمم در پیچ بیشتر از راستای مستقیم می‌شود.

در محل پیچ:

- غیر یکنواختی توزیع عمق آب و سرعت جریان
- غیر یکنواختی تنش برشی در مقطع پیچ
- از نظر تمرکز ناحیه بحرانی به سمت دیواره خارجی پیچ در قسمت پایین دست پیچ است.

۲۵ توزیع تنش برشی در پیچ کانال رودخانه‌ای مدرسه جاذب و بار بستر - Yang (1996) صفحه

توزیع تنش در پیچ به تابعی است از:

۱ شکل مقطع

۲ عمق جریان (نسبت عرض به عمق)

۳ شدت جریان (Q) - دبی کم یا زیاد

۴ زاویه پیچ (انحنای پیچ) یا انحنای نسبی پیچ $\left(\frac{r_c}{B}\right)$

۵ زبری بستر

۶ موقعیت در راستای پیچ (ورودی - میانی - خروجی)

۷ شیب کف

$$\frac{\tau_0 \text{ در پیچ}}{\tau_0 \text{ در مسیر مستقیم بالادست پیچ}} = f\left(\frac{r_c}{B}, \text{ Bed Roughness}\right)$$

انحنای پیچ — رابطه معکوس

زبری بستر — رابطه مستقیم

r_c : انحنای محور مرکزی

B : عرض سطح آب در پیچ ← اصولاً در مقطع بالادست پیچ است.

توصیه طراحی:

در طراحی معمولاً : $\dfrac{(\tau_0)_{Max}}{\overline{\tau_0}} = \underset{\text{Smooth}}{2} - \underset{\text{Rough}}{3}$

$(\tau_0)_{Max}$: تنش ماکزیمم در پیچ

$\overline{\tau_0}$: متوسط تنش برشی در بازه مستقیم بالادست پیچ

منابع: Yang (1996) - PP.47-48 + جدول Lane (1955) در French (1986) - P. 297

در طراحی پیچ کانالها :

① انتخاب $\frac{r_c}{B}$ مناسب :

برای کانالهای فرسایشی $\frac{r_c}{B} \simeq 3$: نسبت پایدار در طبیعت

② $\big((\tau_0)_{Max}$ at Bend$\big) / \big(\overline{\tau_0}$ along the approach channel$\big)$

بر حسب $\frac{r_c}{B}$ در Fig.(2.16) از Yang (1996) برای تعیین یک معیار طراحی بالا.

③ نتیجه: $(\tau_0)_{Max} = \tau_0$ مبنای طراحی مقطع پایدار

$\tau_c = (\tau_0)_{Max} = \gamma y S$ یعنی کاری به Shields نداریم.

برای کانال Sheilds و ... کانال مستقیم طراحی شده است.

برای کانال $\overline{\tau_0}$ کانال بالادست $\Leftarrow$ $(\tau_0)_{Max}$ در پیچ

$\tau_c = (\tau_0)_{Max} = \gamma y S$

نتیجه: پوشش درشت‌تر در پیچ

مسأله ۱۰ از سری مسائل شماره (۳) حل داده شود.

١٣

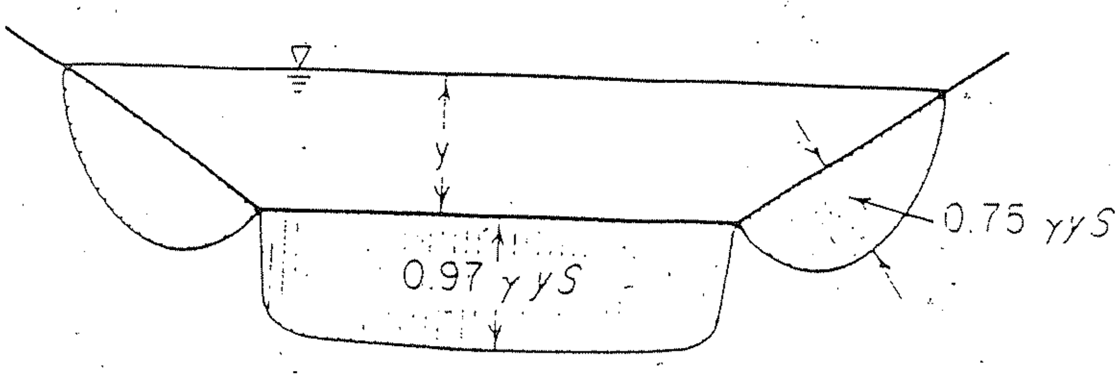


Figure 2.2: Shear Stress Distribution in a Typical Trapezoidal Channel Section.

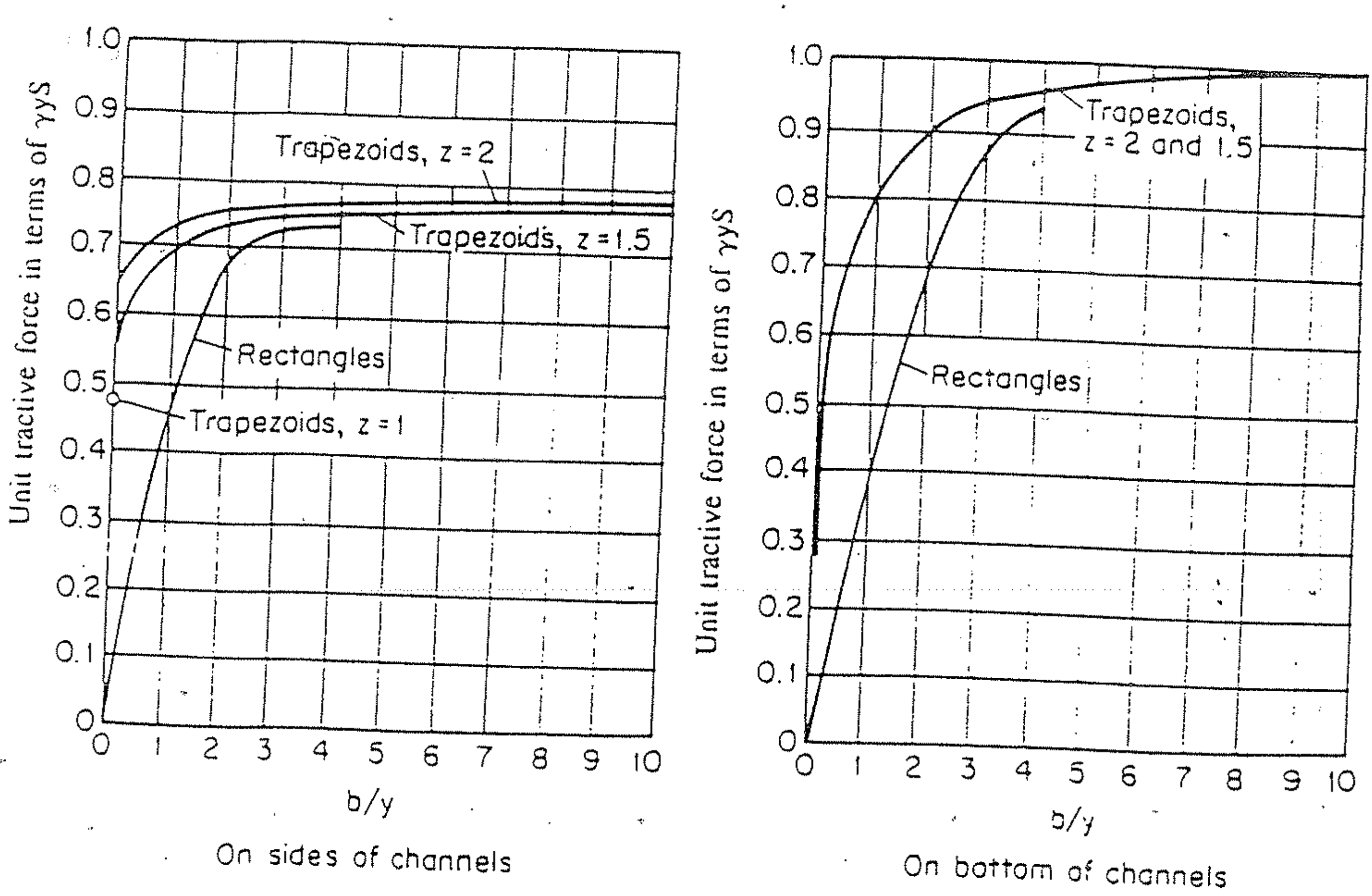


Figure 2.3: Maximum Shear Stress in terms of $\gamma y S$.

2.8.2 Curved Channel

The stable channel design methods based on incipient motion criteria stated in previous sections of this chapter are intended for straight channels. For a curved channel, the velocity is generally higher near the concave side. This uneven velocity distribution is related to the uneven shear stress distribution across a curved channel. Figure 2.15 shows the boundary shear distributions in curved trapezoidal channels measured by Ippen and Drinker (1962). Depending on the smoothness of the channel boundary, the maximum shear stress in a

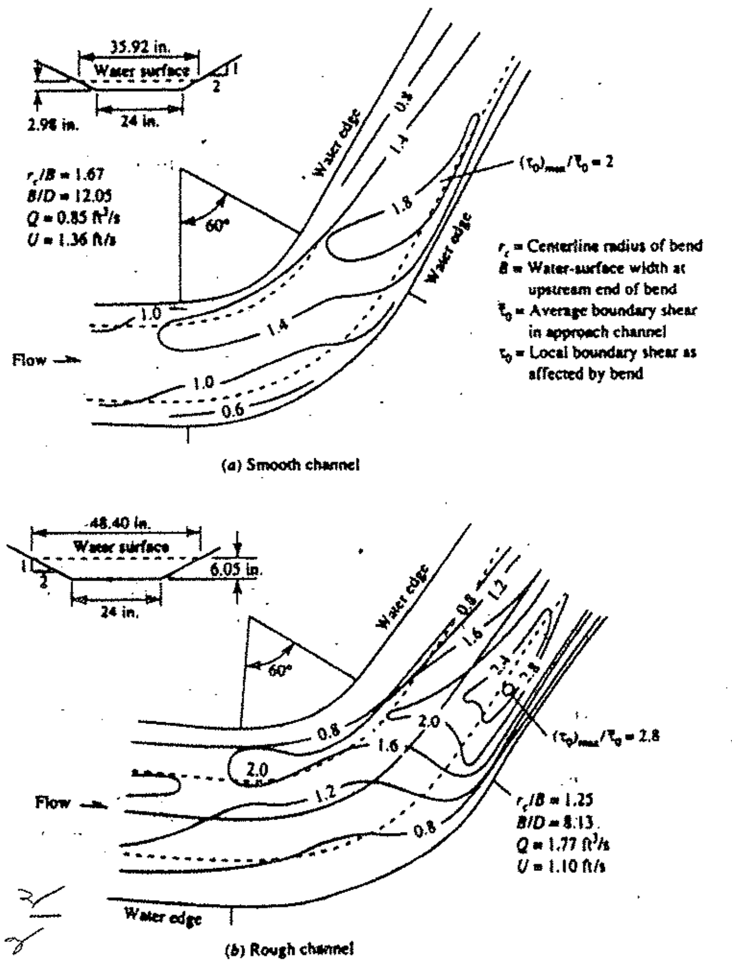


FIGURE 2.15
Boundary shear distributions in curved trapezoidal channels (Ippen and Drinker, 1962).

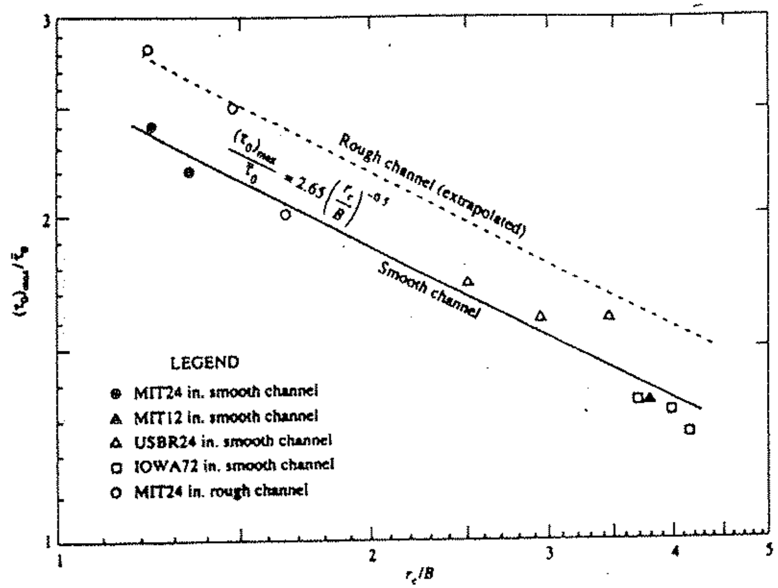
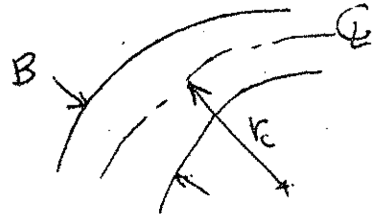


FIGURE 2.16
Maximum boundary shear stress at channel bends (U.S. Army Corps of Engineers, 1970).

curved channel can be 2–3 times the shear stress in its approaching straight channel. The U.S. Army Corps of Engineers (1970) suggested that Fig. 2.16 be used to determine the ratio between maximum shear at a bend and its straight approach channel as a function of the channel radius of curvature and the channel width.

طراحی مجاری پایدار کانالها - با مقطع ذوزنقه‌ای



Ref. Yang (1996)

(۱۲۹)

φ	K	E	φ	K	E	φ	K	E
0°	1,5708	1,5708	50°	1,9356	1,3055	82° 0′	3,3699	1,0278
1°	1,5709	1,5707	51°	1,9539	1,2963	82° 12′	3,3946	1,0267
2°	1,5713	1,5703	52°	1,9729	1,2870	82° 24′	3,4199	1,0256
3°	1,5719	1,5697	53°	1,9927	1,2776	82° 36′	3,4460	1,0245
4°	1,5727	1,5689	54°	2,0133	1,2682	82° 48′	3,4728	1,0234
5°	1,5738	1,5678	55°	2,0347	1,2587	83° 0′	3,5004	1,0223
6°	1,5751	1,5665	56°	2,0571	1,2492	83° 12′	3,5288	1,0213
7°	1,5767	1,5650	57°	2,0804	1,2397	83° 24′	3,5581	1,0202
8°	1,5785	1,5632	58°	2,1047	1,2301	83° 36′	3,5884	1,0192
9°	1,5805	1,5611	59°	2,1300	1,2206	83° 48′	3,6196	1,0182
10°	1,5828	1,5589	60°	2,1565	1,2111	84° 0′	3,6519	1,0172
11°	1,5854	1,5564	61°	2,1842	1,2015	84° 12′	3,6853	1,0163
12°	1,5882	1,5537	62°	2,2132	1,1921	84° 24′	3,7198	1,0153
13°	1,5913	1,5507	63°	2,2435	1,1826	84° 36′	3,7557	1,0144
14°	1,5946	1,5476	64°	2,2754	1,1732	84° 48′	3,7930	1,0135
15°	1,5981	1,5442	65°	2,3088	1,1638	85° 0′	3,8317	1,0127
16°	1,6020	1,5405	66°	2,3439	1,1546	85° 12′	3,8721	1,0118
17°	1,6061	1,5367	67°	2,3809	1,1454	85° 24′	3,9142	1,0110
18°	1,6105	1,5326	68°	2,4198	1,1362	85° 36′	3,9583	1,0102
19°	1,6151	1,5283	69°	2,4610	1,1273	85° 48′	4,0044	1,0094
20°	1,6200	1,5238	70° 0′	2,5046	1,1184	86° 0′	4,0528	1,0087
21°	1,6252	1,5191	70° 30′	2,5273	1,1140	86° 12′	4,1037	1,0079
22°	1,6307	1,5142	71° 0′	2,5507	1,1096	86° 24′	4,1574	1,0072
23°	1,6365	1,5090	71° 30′	2,5749	1,1053	86° 36′	4,2142	1,0065
24°	1,6426	1,5037	72° 0′	2,5998	1,1011	86° 48′	4,2746	1,0059
25°	1.6490	1.4981	72° 30′	2.6256	1.0968	87° 0′	4.3387	1.0053
26°	1.6557	1.4924	73° 0′	2.6521	1.0927	87° 12′	4.4073	1.0047
27°	1.6627	1.4864	73° 30′	2.6796	1.0885	87° 24′	4.4812	1.0041
28°	1.6701	1.4803	74° 0′	2.7081	1.0844	87° 36′	4.5609	1.0036
29°	1.6777	1.4740	74° 30′	2.7375	1.0804	87° 48′	4.6477	1.0031
30°	1.6858	1.4675	75° 0′	2.7681	1.0764	88° 0′	4.7427	1.0026
31°	1.6941	1.4608	75° 30′	2.7998	1.0725	88° 12′	4.8479	1.0022
32°	1.7028	1.4539	76° 0′	2.8327	1.0686	88° 24′	4.9654	1.0017
33°	1.7119	1.4469	76° 30′	2.8669	1.0648	88° 36′	5.0988	1.0014
34°	1.7214	1.4397	77° 0′	2.9026	1.0611	88° 48′	5.2527	1.0010
35°	1.7313	1.4323	77° 30′	2.9397	1.0574	89° 0′	5.4349	1.0008
36°	1.7415	1.4248	78° 0′	2.9786	1.0538	89° 6′	5.5402	1.0006
37°	1.7522	1.4171	78° 30′	3.0192	1.0502	89° 12′	5.6579	1.0005
38°	1.7633	1.4092	79° 0′	3.0617	1.0468	89° 18′	5.7914	1.0005
39°	1.7748	1.4013	79° 30′	3.1064	1.0434	89° 24′	5.9455	1.0003
40°	1.7868	1.3931	80° 0′	3.1534	1.0401	89° 30′	6.1278	1.0002
41°	1.7992	1.3849	80° 12′	3.1729	1.0388	89° 36′	6.3509	1.0001
42°	1.8122	1.3765	80° 24′	3.1928	1.0375	89° 42′	6.6385	1.0001
43°	1.8256	1.3680	80° 36′	3.2132	1.0363	89° 48′	7.0440	1.0000
44°	1.8396	1.3594	80° 48′	3.2340	1.0350	89° 54′	7.7371	1.0000
45°	1.8541	1.3506	81° 0′	3.2553	1.0338	90°	∞	1.0000
46°	1.8692	1.3418	81° 12′	3.2771	1.0326			
47°	1.8848	1.3329	81° 24′	3.2995	1.0313			
48°	1.9011	1.3238	81° 36′	3.3223	1.0302			
49°	1.9180	1.3147	81° 48′	3.3458	1.0290			

Table 2.1: Table of Complete Elliptic Integrals.

1/A

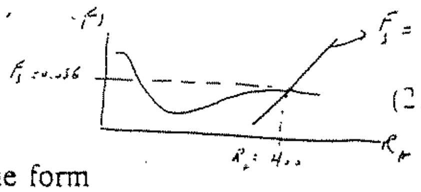
Ref. (1)

2.3 Non-scouring Erodible Bed Channels

(a) BED STABILITY

Where a channel is designed to carry clear water, or water containing fine sediment which will not deposit, the maximum allowable bed shear stress is that at the inception of motion of the bed and bank particles. Clearly if the maximum bed shear stress exceeds the value at the inception of motion, scour will occur and the cross-section characteristics will change. This is an unstable condition.

The first, and simplest, example considered is that of a rectangular channel with a mobile bed and rigid walls. In this case, the problem may be solved by direct application of Shields' entrainment function. The problem becomes even simpler when the flow is governed by the right-hand limb of the inception curve [see Figure 1.3] where F_s is a constant. If it is assumed that the fluid is water and that $S_s = 2.65$, which is true in most cases in practice, it can be readily shown that a constant value of F_s at the inception of motion corresponds to a grain size, d exceeding 6 mm. This corresponds to coarse alluvium. Shields' entrainment function may then be written as



$F_s = K R_*^2$

$d = 6$ mm

$\nu = 1 \times 10^{-6}$ m²/s

$S_s = 2.65$

$$F_s = 0.056 = \frac{\tau_o}{\gamma d\ (S_s - 1)} \tag{2.8}$$

Since $\tau_o = \gamma RS$, Equation (2.8) may be written in the form

$$\frac{RS}{d\ (S_s - 1)} = 0.056 \tag{2.9}$$

Then, with S_s placed equal to 2.65, Equation (2.9) becomes

$\nu = 1 \times 10^{-6}$ m²/s

$S_s = 2.65$

$d > 6$ mm

$$d_{min} \quad d = 11\ RS \tag{2.10}$$

Equation (2.10) gives in simple form the minimum size of stone which will remain at rest on a horizontal bed of a channel of given R and S. The application of the equation is best illustrated by an example.

Example 2.1

Determine the dimensions of a rectangular canal for use in terrain where the slope is pre-determined and given by S = 0.01. The canal is to carry 10 m³/sec. of clear water and is to be scour free. The banks are protected from scour. The bed material is a coarse quartz gravel with a d_{75} size of 50 mm and specific gravity of 2.65.

Solution

For a d_{75} of 50 mm the threshold of motion will occur when the flow is fully rough turbulent - i.e. when $F_s = 0.056$. Equation (2.10) is then applicable and

۲/۸

$$R = \frac{d}{11S} = \frac{0.050}{11 \times 0.01}$$

$$= \underline{0.45m}$$

If it is assumed that the channel is wide, then $y \approx R = 0.45m$.

The next step is to calculate the mean velocity in the canal, for which Mannings equation is used.

$$\text{Now,}\ n = 0.038\,(d_{75})^{1/6}$$

$$= 0.038\,(0.050)^{1/6}$$

$$= 0.023$$

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

$$= \frac{(0.45)^{2/3}(0.01)^{1/2}}{0.023}$$

$$= \underline{2.55m/sec}.$$

The final step is to use the continuity equation to calculate the canal width:

$$Q = V \times A = V \times y \times B$$

$$\therefore \quad B = \frac{10}{2.55 \times 0.45}$$

$$= \underline{8.72m}.$$

Since this is a minimum width, a conservative value would be <u>10m</u>.

The width to depth ratio is, thus, 8.72/0.45 = 19.38. It is left as an exercise for the reader to test how this ratio varies for larger (less erodible) and smaller (more erodible) sediment particles. This test can be used to check the validity of the conclusions reached in Section 2.2.

Equation (2.10) is applicable only for particle sizes larger than 6mm. For smaller particles the value of Shields entrainment function at the inception of motion will, in general, differ from 0.056 and must be determined using Fig. 1.3. The details are left as an exercise for the reader.

Once the value of F_s at the inception of motion has been determined, it is substituted for 0.056 in Equation (2.9) and the solution follows the same steps as in Example 2.1.

پایان فصل (۱)

۳/۸

For practical design purposes, it may be conservatively assumed that, on the bed, the shear stress has the value γyS and that on the side slopes, the shear stress is given by $0.75\ \gamma yS$.

Finally, application of Equation (2.16) requires knowledge of the natural angle of repose, ϕ, of the sediment. Extensive tests by the US Bureau of Reclamation have shown that ϕ depends on the size of the sediment particles and on their shape. The results of these tests are plotted in Figure 2.4. Note that the abscissa of Figure 2.4 is in inches.

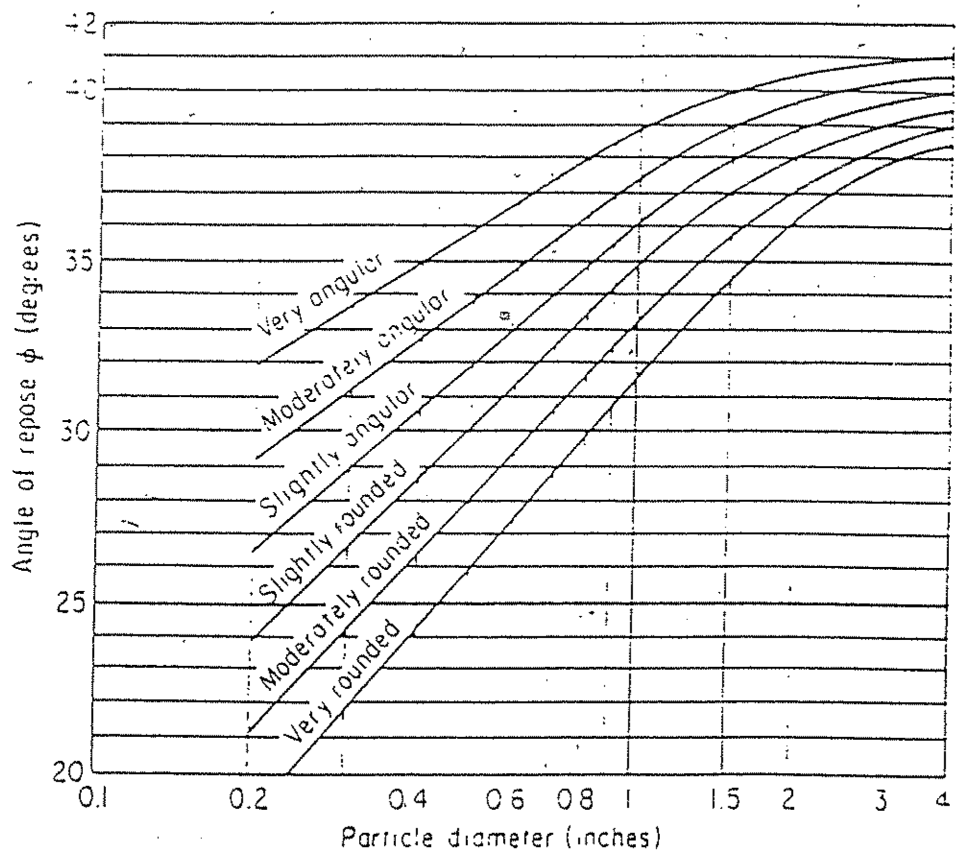


Figure 2.4: Natural Angles of Repose of Non-cohesive Sediments.

The application of Equation (2.16) to the design of a stable trapezoidal channel in coarse sediments is best illustrated by an example.

(۲) مثال **Example 2.2**

A channel which is to carry 57 m^3/sec is to be excavated on a slope of 0.001 through country made up of coarse alluvium having a d_{75} size of 37 mm. The stones can be described as "slightly rounded". Assuming that the channel is to be unlined and of trapezoidal section, determine suitable values for the base width and side slope.

Solution: From Figure 2.4: $\phi = 37°$.

$\therefore \sin\phi = 0.602$

٤/٨

Any convenient value would do for the side slope θ, provided it is materially less than ϕ. A slope of 1½ H:1V, i.e. $\cot\theta = 1.5$, might be too close to ϕ for comfort, so a slope of 1.75 H:1V is utilized.

$$\therefore \quad \cot\theta = 1.75$$
$$\sin\theta = 0.496$$

Then from Equation (2.16)

$$\frac{\tau_o}{\tau_c} = \sqrt{1 - \left[\frac{0.496}{0.602}\right]^2}$$
$$= 0.567$$

at the theshold of motion. Thus the design criterion to be used is that

$$\frac{\tau_o}{\tau_c} \leq 0.567$$

where τ_0 is the actual shear stress on the bank, equal to $0.75\ \gamma yS$, and τ_c is the critical shear stress required to move stones of this size on a flat bed.

$$\text{Now,} \quad \frac{\tau_c}{\gamma d_{75}(S_s - 1)} = 0.056$$

$$\text{So,} \quad \tau_c = 0.056 \times 1000 \times 9.81 \times 0.037 \times 1.65$$
$$= 33.54\ \text{N/m}^2$$

and the limiting condition is that

$$\tau_0 = 0.567\ \tau_c = 19.02\ \text{N/m}^2$$
$$\tau_0 = 0.75\ \gamma yS = 19.02$$

$$\therefore \quad y = \frac{19.02}{0.75 \times 1000 \times 9.81 \times 0.001}$$

$$= 2.585\ \text{m.}$$

It is wise to build in a safety factor of, say, 20% and reduce the maximum depth to about 2.1 m.

The final stage is to choose a base width b so that the channel will deliver 57 m^3/sec at a depth $\leq$ 2.1 m.

$$\text{Now,} \quad n = 0.038(0.037)^{1/6}$$
$$= 0.022$$

۵/۸

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = AR^{2/3} \text{ from Mannings equation}$$

$$\text{or } AR^{2/3} = \left[\frac{57 \times 0.022}{(0.001)^{1/2}}\right]$$

$$= 39.66$$

$$\therefore\ 2.1(b + 3.675)\left[\frac{2.1(b + 3.675)}{b + 8.465}\right]^{2/3} = 39.66$$

This equation is best solved by trial, leading to a value of b = 10.33 m. Since this is a **minimum** to avoid scour, a conservative value would be 10.5 m with side slopes of 1.75 H:1V.

(c) Most Efficient Stable Cross-Section

Although the trapezoidal shape discussed in the previous section is commonly used in practice, it is not particularly efficient because the condition of impending sediment motion occurs only over a very small length of the wetted perimeter. On the other hand, the ideal stable hydraulic cross-section would have reached the stage of impending motion at all points of the cross-section at the same time. For a given sediment and discharge, this ideal section has the least excavation and width and the maximum allowable mean velocity.

The shape of such a section has been developed at the US Bureau of Reclamation, using methods suggested by Lane (1,2,3,4). The method depends on the use of Equation (2.15) to determine a condition of limiting equilibrium at each point on the cross-sectional profile shown in Figure 2.5. It is assumed further that, with reference to Figure 2.5, the shear force on the surface element DC is due only to the weight component of the prism ABCD resolved down the longitudinal slope of the channel. This assumption neglects lateral shear forces between adjacent prisms due to the transverse velocity gradient, but more precise studies by the US Bureau of Reclamation have yielded very similar results.

The force equilibrium yields

$$\gamma y\, \Delta x\, S = \tau_0 \frac{\Delta x}{\cos\theta} \tag{2.17}$$

where Δx is the length AB.

$$\therefore\quad \tau_0 = \gamma y S \cos\theta \tag{2.18}$$

Noting that τ_c is the maximum critical shear stress at $y = y_0$,

٩/٨

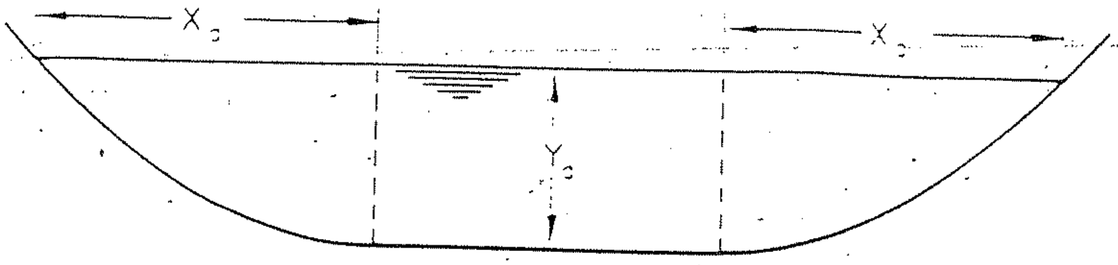


Figure 2.6: Stable Cross-section for Threshold Conditions with Inserted Constant Depth Section.

The application of the procedures of this section are best illustrated by an example.

مثال (٣) **Example 2.3**

A non-erodible channel is to be excavated on a slope of 0.001 through country made up of a coarse alluvium having a D_{75} size of 10 mm. The stones can be described as "slightly rounded". Assuming that the channel is to be unlined of most efficient cross-section, determine its shape if it is to carry a discharge of (a) $5m^3/sec.$, (b) $2m^3/sec.$

Solution

From Figure 2.4, $\phi = 29°$.

It is common to adopt a safety factor for the stated natural angle of repose. If a factor of 1.25 is used (7), the natural angle of repose for design is $29/1.25 = 23°$.

Now, $$\frac{\tau_c}{\gamma d_{75}(S_s - 1)} = 0.056$$

So, $$\tau_c = 0.056 \times 1000 \times 9.81 \times 0.010 \times 1.65$$
$$= 9.064 \ N/m^2$$
$$= \gamma \, y_0 \, S$$

$$\therefore \quad y_0 = \frac{9.064}{1000 \times 9.81 \times 0.001}$$
$$= 0.924 \ m$$

$\frac{7}{8}$

If a safety factor of 20% is adopted, the maximum depth is reduced to 0.74m. Then from Equation (2.23)

$$y = 0.74 \cos (x \tan 23°/0.74)$$

$$= 0.74 \cos (0.574x)$$

where the term in brackets is in radians.

The discharge capacity of the cross-section without central insertion may now be calculated from Equations (2.25) to (2.28), Table 2.1 and Mannings equation.

From Equation (2.25)

$$A_0 = 2 y_0^2/\tan \phi$$

$$= 2 \times (0.74)^2/\tan 23°$$

$$= 2.58 \text{ m}^2.$$

From Table 2.1

$$E = 1.509$$

From Equation (2.28)

$$R_0 = y_0 \cos \phi/E$$

$$= 0.74 \cos (23°)/1.509$$

$$= 0.451\text{m}$$

$$\therefore \quad Q_0 = \frac{A_0 R_0^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

where $n = 0.038 \times (0.010)^{1/6} = 0.018$

$$= \frac{2.58 \times (0.451)^{2/3} \times (0.001)^{1/2}}{0.018}$$

$$= \underline{2.720}\text{m}^3/\text{sec.}$$

(a) $Q = 5\text{m}^3/\text{sec.} > Q_0$.

Thus, a section of uniform depth of 0.74m must be inserted between the two curved banks. Its width may be determined by trial from Mannings equation.

$$A = 2 y_0^2/\tan \phi + y_0 \times b$$

$$= 2.58 + 0.74b.$$

From Equation (2.26) and allowing for the additional width

A/Λ

$$P' = \frac{2y_0}{\sin\phi} E + b$$

$$= \frac{2 \times 0.74}{\sin 23°} \times 1.509 + b$$

$$= 5.716 + b$$

$$\therefore \quad R = \frac{2.58 + 0.74b}{5.716 + b}$$

$$Q = \frac{AR^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$\therefore \quad 5 = \frac{(2.58 + 0.74b)^{5/3}}{(5.716 + b)^{2/3}} \times \frac{0.001^{1/2}}{0.018}$$

$$\therefore \quad \frac{(2.58 + 0.74b)^{5/3}}{(5.716 + b)^{2/3}} = 2.846$$

Solution by trial gives b = 2.35m. The total surface width is then given, with the aid of Equation (2.24), as

$$B = \pi\, y_0/\tan\phi + 2.35$$

$$= \pi \times 0.74/\tan 23° + 2.35$$

$$= \underline{7.83}\text{m}.$$

The resulting cross-section can be compared with that of a trapezoidal section designed according to the method of Example 2.2. The details are left as an exercise for the reader.

(b) $Q' = 2\text{m}^3/\text{sec.} < Q_0.$

Equation (2.29) must be used, yielding

$$B' = 0.96\left[1 - \sqrt{\frac{2}{2.72}}\right] \times B$$

where, from Equation (2.24),

$$B = \pi\, y_0/\tan\phi$$

$$= \pi \times 0.74/\tan 23°$$

$$= 5.48$$

$$\therefore \quad B' = 0.75\text{m}.$$

which is the width which should be removed from the Central Portion of the Section

"طراحی پایدار کانالهای خاکی"

Ref. French (1986)

TABLE 7.8 A design procedure for unlined, stable earthen channels

Step	Process
1	Estimate n or C for specified material composing the perimeter
2	Estimate angle of repose for channel perimeter material (Fig. 7.9)
3	Estimate channel sinuousness from the type of topography through which it will pass and determine the tractive force correction factor (Table 7.6)
4	Assume side slope angle (Table 7.2) and (bottom width)/(normal depth of flow)
5	Assume sides of the channel are the limiting factor in the channel design
6	Calculate the maximum permissible tractive force on sides in terms of the unit tractive force. Use the correction factor from Fig. 7.7*a* and the sinuosity correction factor (step 3)
7	Estimate tractive force ratio [Eq. (7.3.7)]
8	Estimate permissible tractive force on bottom (Fig. 7.10) and correct for sinousness (step 3)
9	Combine the results of steps 6 to 8 to determine the normal depth of flow y_N
10	Determine the bottom width with the results of steps 4 and 9
11	Compute Q and compare this value with the design flow Q_D, return to step 4, and repeat the design process with trial b/y ratios until $Q = Q_D$
12	Compare permissible tractive force on bottom (step 8) with actual tractive force given by $\gamma y_N S$ and corrected for shape (Fig. 7.7*a*)
13	Check 1. Minimum permissible velocity if the water carries silt and for vegetation 2. Froude number
14	Estimate required freeboard [Eq. (7.1.1)] or (Fig 7.1)
15	Summarize results with dimensioned sketch

EXAMPLE 7.3

A channel which is to carry 10 m^3/s (350 ft^3/s) through moderately rolling topography on a slope of 0.0016 is to be excavated in coarse alluvium with 25 percent of the particles being 3 cm (1.2 in) or more in diameter. The material which will compose the perimeter of this channel can be described as being moderately rounded. Assuming that the channel is to be unlined and of trapezoidal section, find suitable values of b and z.

→ $D_{75} = 3$ cm
% finer

Solution

Step 1 Estimate n from Table 4.8.

$$n = 0.025$$

Step 2 Estimate the angle of repose.

$$d_{25} = 3\text{ cm} = \frac{3}{2.54}\text{ in} = 1.18\text{ in}$$

From Fig. 7.9

$$\alpha = 34°$$

Step 3 Estimate channel sinuousness correction factor (Table 7.6).

$$C_s = 0.75$$

Step 4 Assume side slope 2:1 and $b/y_N = 4$.

Step 5 Assume side slopes are a limiting factor.

Step 6 Find maximum permissible tractive forces on sides (Fig. 7.7*a*):

$$\tau_s = 0.75\gamma y_N S$$

Step 7 Estimate tractive force ratio [Eq. (7.3.7)].

$$K = \frac{\tau_s}{\tau_b} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \Gamma}{\sin^2 \alpha}}$$

$$\Gamma = \tan^{-1}(½) = 26.6°$$

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 26.6°}{\sin^2 34°}} = 0.60$$

Step 8 Estimate permissible tractive force on bottom (Fig. 7.10).

$$\tau_b = 0.47\text{ lb/ft}^2 \qquad \text{for } d_{25} = 1.18\text{ in (30 mm)}$$

Correct for sinuousness.

$$\tau_b = C_s\tau_b = 0.75(0.47) = 0.35\text{ lb/ft}^2\ (17\text{ N/m}^2)$$

Step 9 Estimate y_N.

$$\frac{\tau_s}{\tau_b} = K$$

$$\tau_s = K\tau_b$$

$$0.75\gamma y_N S = K\tau_b$$

$$y_N = \frac{0.60(17)}{0.75(9658)(0.0016)} = 0.88 \text{ m } (2.9 \text{ ft})$$

Step 10 $b/y_N = 4$.

$$b = 4(0.88) = 3.5 \text{ m } (11 \text{ ft})$$

Step 11 Determine Q.

$$A = (b + zy)y = [3.5 + 2(0.88)](0.88) = 4.6 \text{ m}^2 \ (50 \text{ ft}^2)$$

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2} = 3.5 + 2(0.88)\sqrt{5} = 7.4 \text{ m } (24 \text{ ft})$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{4.6}{7.4} = 0.60 \text{ m } (2.0 \text{ ft})$$

$$Q = \frac{AR^{2/3}}{n}\sqrt{S} = \frac{4.6(0.60)^{2/3}}{0.025}\sqrt{0.0016} = 5.2 \text{ m}^3/\text{s } (180 \text{ ft}^3/\text{s})$$

Q is less than Q_D and, therefore, additional computations are required in which b/y_N is variable and C_s, K, permissible τ_b, and z are constant.

b/y_N	y_N, m	b, m	A, m^2	P, m	R, m	Q, m^3/s
5	0.88	4.4	5.4	8.3	0.65	6.5
8.25	0.88	7.3	8.0	11	0.71	10.2
8.15	0.88	7.2	7.9	11	0.71	10

Then, for $z = 2$ and $b/y_N = 8.15$, $y_N = 0.88$ m (2.9 ft), $b = 7.2$ m (24 ft), and $Q = 10$ m^3/s (350 ft^3/s).

Step 12 Check tractive force on bottom.

Permissible $\tau_b = C_s\tau_b = 17 \text{ N/m}^2$ (see step 8)

Computed $\tau_b = 0.99\gamma y_N S$ (Fig. 7.7*b*)

$$\tau_b = 0.99(9658)(0.88)(0.0016) = 13 \text{ N/m}^2 \ (0.27 \text{ lb/ft}^2)$$

Since this is the actual, computed tractive force, the design is acceptable.

Step 13 Check velocity and Froude number.

$$\bar{u} = \frac{Q}{A} = \frac{10}{7.9} = 1.3 \text{ m/s } (4.3 \text{ ft/s})$$

This velocity should prevent vegetative growth and sedimentation.

$$\mathbf{F} = \frac{\bar{u}}{\sqrt{gD}} = 0.48$$

Therefore, this is a subcritical flow.

Step 14 Estimate required freeboard from Eq. (7.1.1).

Design depth of flow = 0.88 m (2.9 ft)

Design flow = 10 m^3/s (350 ft^3/s).

Estimate C in Eq. (7.1.1) as 1.6.

Then $F = \sqrt{Cy} = \sqrt{1.6(2.9)} = 0.66$ m (2.2 ft)

The results of this design are summarized in Fig. 7.12.

It must be emphasized that the approach discussed in the foregoing section is not the only methodology which can be applied to the problem of designing stable channel sections. For example, the basic principles and results associated with the concept of threshold of movement can also be applied to this problem. Shields (1936) used an experimental approach to define the threshold of movement, and his results can be stated in terms of two dimensionless parameters:

$$\mathbf{R}_* = \frac{u_* d}{\nu} \tag{7.3.13}$$

and

$$F_s = \frac{\tau_o}{\gamma(S_s - 1)d} = \frac{u_*^2}{(S_s - 1)gd} \tag{7.3.14}$$

where $\mathbf{R}_*$ = a Reynolds number based on the shear velocity and the particle size (this number is also known as the particle Reynolds number)
u_* = shear velocity
ν = fluid kinematic viscosity
S_s = specific gravity of the particles composing the perimeter which is usually taken to be 2.65
d = diameter of the particles composing the perimeter of the channel

For conservative design d can usually be assumed to be the diameter of the particle of which 25 percent of all the particles, measured by weight, are larger. The results of Shields are usually summarized in a graphical form (Fig. 7.13) in

D_{75} D_{50}

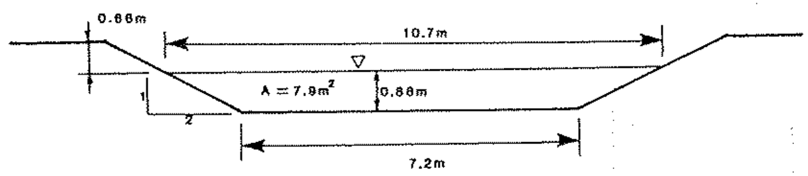


FIGURE 7.12 Summary of results for Example 7.3.

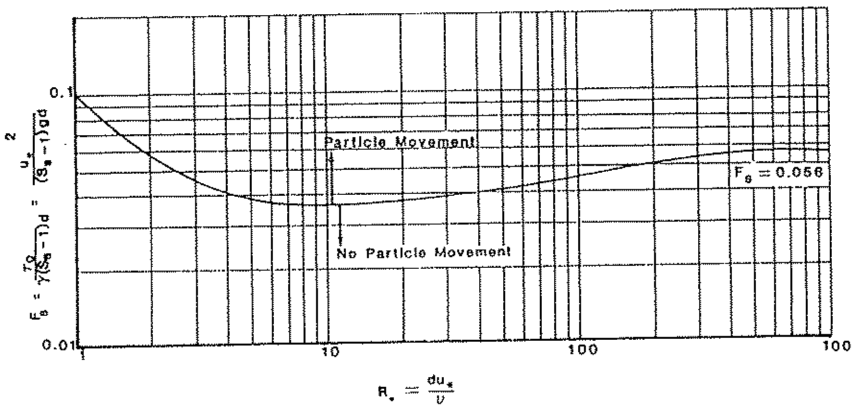


FIGURE 7.13 Threshold of movement as a function of particle Reynolds number. *(Shields, 1936.)*

which the curve delineates the threshold of movement. These results have been confirmed, in a general sense, by the theoretical results of White (1940) and the field results of Lane (1955) which are summarized in Fig. 7.10*a*.

If it is assumed that $S_s = 2.65$, then when $\mathbf{R}_*$ exceeds a value of 400, the perimeter particle size must be in excess of 0.25 in (0.006 m). In this case, the channel perimeter material can accurately be classified as coarse alluvium, and Eq. (7.3.14) becomes

$$\frac{\tau_o}{d\gamma(S_s - 1)} = 0.056 \tag{7.3.15}$$

where

$$\tau_o = \gamma RS$$

Therefore,

$$\frac{\gamma RS}{d(S_s - 1)} = \frac{RS}{d(2.65 - 1)} = 0.056$$

and

$$d \simeq 11RS \tag{7.3.16}$$

Equation (7.3.16) provides a simple method of estimating the size of the material which will remain at rest in a channel of specified R and S. Note, *for values of d less than 0.25 in (0.006 m) Eq. (7.3.16) is not valid*, but the curve in Fig. 7.9 can be used to find appropriate values of F_s and analogous relations can be developed for these sizes.

EXAMPLE 7.4

In the previous example, the specified slope was 0.0016 and 25 percent of the channel perimeter particles were 3 cm (1.2 in) or more in diameter. Use the results summarized in Fig. 7.10 to show that the design arrived at in this example represents a conservative design.

Solution

Assume $S_s = 2.65$ and that $R \simeq y_N$ for wide channels. Under these assumptions, Eq. (7.3.16) becomes for level surfaces

$$\tau = \frac{\gamma d}{11}$$

From the previous example, the tractive force ratio is

$$\frac{\tau_s}{\tau_b} = K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \Gamma}{\sin^2 \alpha}} = 0.60$$

Substituting $\tau_b = C_s \left(\frac{\gamma d}{11}\right)$ and $\tau_s = 0.75\gamma y_N S$ in the above equation yields

$$\frac{0.75\gamma y_N S}{C_s(\gamma d/11)} = 0.60$$

or the maximum value of y_N for a stable channel is

$$y_N = \frac{C_s d(0.60)}{11(0.75)S} = \frac{0.75(3/100)(0.60)}{11(0.75)(0.0016)} = 1.0 \text{ m (3.3 ft)}$$

Thus, the previous computation yields a conservative result for y_N. It should be noted that this result provides a check on the validity of the solution obtained by the recommended design methodology.

The Stable Hydraulic Section

طرح مقطع هیدرولیکی پایدار

The permissible tractive force design techniques presented in the previous section yield a channel cross section in which the tractive force is equal to the permissible value on only a part of the wetted perimeter, usually the sides. It seems logical to attempt to define a channel cross section such that the condition of incipient particle motion prevails at all points of the channel perimeter. The equations defining this channel section were developed by the U.S. Bureau of Reclamation (Glover and Florey, 1951) for erodible channels carrying clear water through noncohesive materials, and this methodology yields what is known as a stable hydraulic section of maximum hydraulic efficiency.

The assumptions required to develop the equations defining the stable hydraulic section are:

1. The soil particles are held in place in the channel by the component of the submerged weight of the particle acting normal to the bed.

2. At and above the water surface, the channel side slope is the angle of repose of the noncohesive material under the action of gravity.
3. At the centerline of the channel, the side slope is zero, and the tractive force alone is sufficient to produce a state of incipient particle motion.
4. At points between the center and edge of the channel, the particles are kept at a state of incipient motion by the resultant of the tractive force and the gravity component of the submerged weight of the particles.
5. The tractive force acting on an area of the channel is equal to the component of the weight of the water above the area acting in the direction of flow. If this assumption is valid, then there is no lateral transfer of tractive force.

It is noted that with the exception of assumptions 2 and 3, these are the same assumptions which were used in the previous section.

Consider a channel of longitudinal slope S with the side slope being defined at any point in the section (x, y) by the angle Γ (Fig. 7.14). Then, by assumption 5, the critical tractive stress acting on area AB in a unit length of channel is

$$\tau_s = \frac{\gamma y S\, dx}{\sqrt{(dx)^2 + (dy)^2}} = \gamma y S \cos \Gamma \qquad (7.3.17)$$

From the previous development, the critical tractive force acting on the side of the channel is given by

$$\tau_s = K\tau_b = \gamma y_N S \cos \Gamma \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \Gamma}{\tan^2 \alpha}} \qquad (7.3.18)$$

where $\tau_b = \gamma y_N S$ is the tractive force at the centerline of the channel where the depth of flow is y_N. Combining Eqs. (7.3.17) and (7.3.18) and solving for y yields

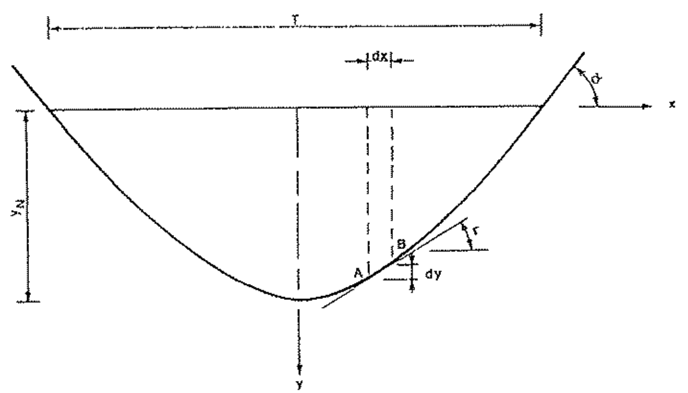


FIGURE 7.14 Schematic definition of parameters for stable hydraulic section.

$$y = \frac{y_N}{\tan \alpha} \sqrt{\tan^2 \alpha - \tan^2 \Gamma} \qquad (7.3.19)$$

Substituting $dy/dx = \tan \Gamma$ into Eq. (7.3.19) yields a differential equation that defines the shape of the cross section

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{y}{y_N}\right)^2 \tan^2 \alpha - \tan^2 \alpha = 0 \qquad (7.3.20)$$

Given the condition that at $x = 0$, $y = y_N$, the solution of Eq. (7.3.20) is

$$y = y_N \cos\left(\frac{x \tan \alpha}{y_N}\right) \qquad (7.3.21)$$

An alternate form of Eq. (7.3.21) can be obtained by noting that at $x = T/2$, $y = 0$. This condition can be satisfied only if

$$\frac{T \tan \alpha}{2y_N} = \frac{\pi}{2} \qquad (7.3.22)$$

or

$$y_N = \frac{T \tan \alpha}{\pi} \qquad (7.3.23)$$

Then Eq. (7.3.21) becomes

$$y = y_N \cos\left(\frac{\pi x}{T}\right) \qquad (7.3.24)$$

Equations (7.3.21) and (7.3.24) define the channel section which has the smallest width and the largest hydraulic radius for a given area. Thus, this channel has the greatest hydraulic efficiency of all stable, unlined, earthen channels built through noncohesive materials at a longitudinal slope S and carrying clear water.

The flow area of the channel defined by Eqs. (7.3.21) and (7.3.24) is

$$A = 2\int_0^{T/2} y\, dx = 2y_N \int_0^{T/2} \cos\left(\frac{x \tan \alpha}{y_N}\right) dx = \frac{2Ty_N}{\pi} \qquad (7.3.25)$$

and the wetted perimeter

$$P = 2\int_0^{T/2} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}\, dx = \frac{2y_N}{\sin \alpha} E(\sin \alpha) \qquad (7.3.26)$$

where $E(\sin \alpha)$ = a complete elliptic integral of the second kind. $E(\sin \alpha)$ can be evaluated either by standard mathematical tables or by

$$E(\sin \alpha) = \frac{\pi}{2}\left[1 - \left(\frac{1}{2}\right)^2 \sin^2 \alpha - \left(\frac{1 \cdot 3}{2 \cdot 4}\right)^2 \frac{\sin^4 \alpha}{3} - \left(\frac{1 \cdot 3 \cdot 5}{2 \cdot 4 \cdot 6}\right)^2 \frac{\sin^6 \alpha}{5} - \cdots\right] \qquad (7.3.27)$$

The discharge of the channel can then be computed by the Manning equation

$$Q = \frac{2.98 y_N^{8/3} (\cos \alpha)^{2/3} \sqrt{S}}{n(\tan \alpha)[E(\sin \alpha)]^{2/3}} \tag{7.3.28}$$

The discharge Q is the flow that would be obtained in a channel designed for the greatest efficiency in a given noncohesive material at a specified longitudinal slope. If the design discharge Q_D is larger or smaller than Q, then the channel defined by Eqs. (7.3.21) and (7.3.24) must be modified. If $Q_D > Q$, then additional flow area must be provided; however, the maximum depth of flow can be no greater than the stability depth y_N since an increase in depth would result in an increased tractive force and instability. Therefore, a rectangular section is added at the center of the theoretical section (Fig. 7.15). The additional width required, T', is found by a trial-and-error solution of the Manning equation or

$$Q_D = \frac{1.49}{n} \sqrt{S} \left\{ \frac{[(2y_N^2/\tan \alpha) + T' y_N]^{5/3}}{[2y_N E(\sin \alpha)/(\sin \alpha) + T']^{2/3}} \right\} \tag{7.3.29}$$

If $Q_D < Q$, then economy dictates that a portion of the theoretical section must be removed (Fig. 7.16). The width of the channel which must be removed, T'', is also found by a trial-and-error solution of the Manning equation

$$Q = \frac{1.49}{n} \sqrt{S} \frac{\{(2y_N^2/\tan \alpha)[\sin(T \tan \alpha/2y_N) - \sin(T'' \tan \alpha/2y_N)]\}^{5/3}}{(2y_N/\tan \alpha)E[\sin \alpha, (\pi/2)(1 - T''/T)]} \tag{7.3.30}$$

where $E[\sin \alpha, (\pi/2)(1 - T''/T)]$ is an incomplete, elliptic integral of the third kind. T'' can be estimated by assuming that the mean velocity in the theoretical

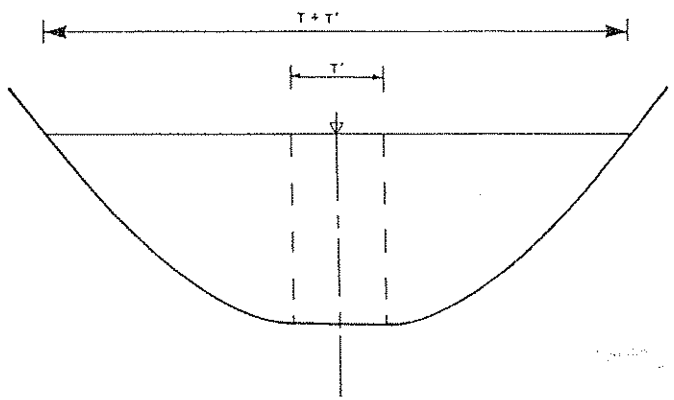


FIGURE 7.15 Definition sketch for stable hydraulic section where $Q < Q_D$.

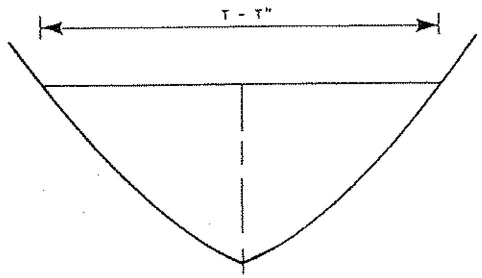


FIGURE 7.16 Definition sketch for stable hydraulic section when $Q > Q_D$.

section and the adjusted section are equal and thus that the discharges are proportional to the flow areas or

$$Q = \frac{2y_N^2}{\tan \alpha} \bar{u} = \frac{2T^2 \tan \alpha}{\pi^2} \bar{u} \tag{7.3.31}$$

and

$$Q_D = \frac{2(T - T'')^2 \tan \alpha}{\pi^2} \bar{u} \tag{7.3.32}$$

Combining Eqs. (7.3.31) and (7.3.32) results in an equation which can be used to estimate T''

$$T'' = T\left(1 - \sqrt{\frac{Q_D}{Q}}\right) \tag{7.3.33}$$

EXAMPLE 7.5

Design the stable section of greatest hydraulic efficiency for a canal which is to be constructed through a noncohesive material on a slope of 0.0004. Preliminary testing of the natural material which will compose the channel perimeter indicates that $\tau_o = 0.10$ lb/ft^2 (4.8 N/m^2), $n = 0.02$, and $\alpha = 31°$. The design flow is 300 ft^3/s (8.5 m^3/s).

Solution

The depth of flow can be determined from Eq. (7.3.2) where it is assumed that $y_N = R$.

$$\tau_o = \gamma y_N S$$

$$y_N = \frac{\tau_o}{\gamma S} = \frac{0.10}{62.4(0.0004)} = 4.0 \text{ ft } (1.2 \text{ m})$$

The shape of the channel is obtained by combining Eqs. (7.3.23) and (7.3.24)

$$y_1 = y_N \cos\left(\frac{x \tan \alpha}{y_N}\right) = 4.0 \cos\left(\frac{x \tan 31°}{4}\right) = 4.0 \cos(0.15\,x)$$

and
$$T = \frac{\pi y_N}{\tan \alpha} = \frac{4\pi}{\tan 31°} = 21 \text{ ft } (6.4 \text{ m})$$

$$A = \frac{2Ty_N}{\pi} = \frac{2(21)(4)}{\pi} = 53 \text{ ft}^2 \ (4.9 \text{ m}^2)$$

The discharge of this channel can then be found from Eq. (7.3.28).

$$Q = \frac{2.98 y_N^{8/3}(\cos \alpha)^{2/3}\sqrt{S}}{n \tan \alpha [E(\sin \alpha)]^{2/3}} = \frac{2.98(4)^{8/3}(\cos 31°)^{2/3}\sqrt{0.0004}}{0.02(\tan 31°)(1.46)^{2/3}}$$
$$= 140 \text{ ft}^3/\text{s } (4.0 \text{ m}^3/\text{s})$$

Since $Q < Q_D$, a trial-and-error solution of Eq. (7.3.29) for T' is required.

$$Q_D = \frac{1.49}{n}\sqrt{S}\left\{\frac{[(2y_N^2/\tan \alpha) + T'y_N]^{5/3}}{[(2y_N/\sin \alpha)E(\sin \alpha) + T']^{2/3}}\right\}$$

$$\frac{nQ_D}{1.49\sqrt{S}} = \frac{[(2y_N^2/\tan \alpha) + T'y_N]^{5/3}}{[(2y_N/\sin \alpha)E(\sin \alpha) + T']^{2/3}}$$

$$\frac{0.02(300)}{1.49\sqrt{0.0004}} = \frac{[2(4)^2/\tan 31° + 4T']^{5/3}}{\{[2(4)(1.46)/\sin 31°] + T'\}^{2/3}}$$

$$201 = \frac{(53.3 + 4T')^{5/3}}{(22.7 + T')^{2/3}}$$

Trial T', ft	$(53.3 + 4T')^{5/3}/(22.7 + T')^{2/3}$
5	140
10	188
11.5	203

Therefore, the top width required to convey this flow is (21 + 11.5) = 32 ft (9.8 m). The results of this design are summarized in Fig. 7.17.

End.

Channel ~~Seepage~~ Losses

Although a channel may require lining for many reasons (Section 7.2), one of the primary reasons for lining a channel constructed in materials which would otherwise not require lining is seepage losses. The loss of water due to seepage from an unlined channel depends on a variety of factors including, but not limited to, the dimensions of the channel, the gradation of the materials composing the perimeter, and the groundwater conditions. Although a number of attempts to theoretically estimate the seepage from a channel have been made (e.g., Bouwer, 1965), direct measurement of seepage loss is still preferred. There are basically three direct methods of measuring seepage loss:

1. In an existing channel, lined or unlined, selected reaches of the channel may be isolated by dikes to form closed basins of known volume. A mass balance will then suffice to estimate the seepage loss. Since this method usually requires that the channel be removed from service for an extended period of time, these tests are normally performed in the "off season." In such a case, care must be taken to ensure that the losses measured are typical of the season of interest.
2. If a very careful record of the inflow and outflow to a reach of channel is kept, seepage loss may be estimated from this record. In this method, the canal is not removed from service, but the accuracy of the method is less than that of the previously described ponding method.
3. In the case of a proposed channel, test reaches of the channel may be constructed and the ponding method used.

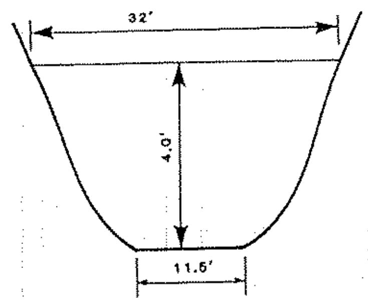


FIGURE 7.17 Summary of results for Example 7.5.

A fourth method which is relatively simple but reliable is based on historical measurements. In Table 7.9, a set of values originally developed by Etcheverry and Harding in 1933 are summarized (Davis and Sorenson 1969). The values in this table are the result of many field measurements and have been found to be reasonably accurate; however, it is recommended that these values should be used only as a design guide given a specific site.

A fifth method of estimating the seepage from an unlined or partially lined channel involves the solution of the relevant porous media equations for an appropriate set of boundary conditions. Subramanya et al. (1973) examined two cases of seepage from partially lined channels. In this investigation the following assumptions were made. First, the lining was assumed to be impervious and its thickness negligible. Second, the porous material beneath the channel was assumed to be isotropic, homogeneous, and of infinite depth. Third, capillary action was assumed absent.

The first situation considered by these investigators was a channel in which the sides were lined but the bottom was unlined (Fig. 7.18a). In Fig. 7.19 the results are graphically summarized. In this figure, q = total seepage loss per unit length of channel, K = coefficient of permeability of material underlying the channel, β = angle made by the sides of the channel with the horizontal in unit tractive force. In a wide channel, $y_N \simeq R$ and Eq. (7.3.2) becomes $\tau_o = \gamma y_N S$.

In most channels, the tractive force is not uniformly distributed over the perimeter, and, therefore, before an accurate design methodology can be developed, the distribution of the tractive force on the perimeter of the channel must be estimated.

Although many attempts to determine the distribution of the tractive force on a channel perimeter have been made using both field and laboratory data, they have not been successful (Chow, 1959). In Fig. 7.7, the maximum unit tractive force on the sides and bottoms of various channels as determined by mathematical studies are shown as a function of the ratio of the bottom width to the depth of flow. It is noted that for the trapezoidal section, which is the section generally used in unlined canals, the maximum tractive force on the bottom is approximately $\gamma y_N S$ and on the sides $0.76\gamma y_N S$ (Lane, 1955).

When a particle on the perimeter of a channel is in a state of impending motion, the forces acting to cause motion are in equilibrium with the forces resisting motion. A particle on the level bottom of a channel is subject to the tractive force $A_e\tau_L$ where τ_L = unit tractive force on a level surface and A_e = effective area. Movement is resisted by the gravitational force W_s multiplied by a coefficient of friction which is approximated by $\tan\alpha$ where W_s = submerged particle weight and α = angle of repose for the particle. When motion is incipient,

$$A_e\tau_L = W_s \tan\alpha \tag{7.3.3}$$

or

$$\tau_L = \frac{W_s}{A_e}\tan\alpha \tag{7.3.4}$$

A particle on the sloping side of a channel is subject to both a tractive force $\tau_s A_e$ and a downslope gravitational component $W_s \sin\Gamma$ where τ_s = unit tractive force on the side slopes and Γ = side slope angle. These forces and their resultant $\sqrt{(W_s\sin\Gamma)^2 + (\tau_s A_e)^2}$ are shown schematically in Fig. 7.8. The force resisting motion is the gravitational component multiplied by a coefficient of friction $W_s\cos\Gamma\tan\alpha$. Setting the forces tending to cause motion equal to those resisting motion,

$$W_s\cos\Gamma\tan\alpha = \sqrt{(W_s\tan\Gamma)^2 + (A_e\tau_s)^2} \tag{7.3.5}$$

or

$$\tau_s = \frac{W_s}{A_e}\cos\Gamma\tan\alpha\sqrt{1-\frac{\tan^2\Gamma}{\tan^2\alpha}} \tag{7.3.6}$$

Equations (7.3.4) and (7.3.6) usually combine to form the tractive force ratio

$$K = \frac{\tau_s}{\tau_L} = \cos\Gamma\sqrt{1-\frac{\tan^2\Gamma}{\tan^2\alpha}} = \sqrt{1-\frac{\sin^2\Gamma}{\sin^2\alpha}} \tag{7.3.7}$$

where K = tractive force ratio.

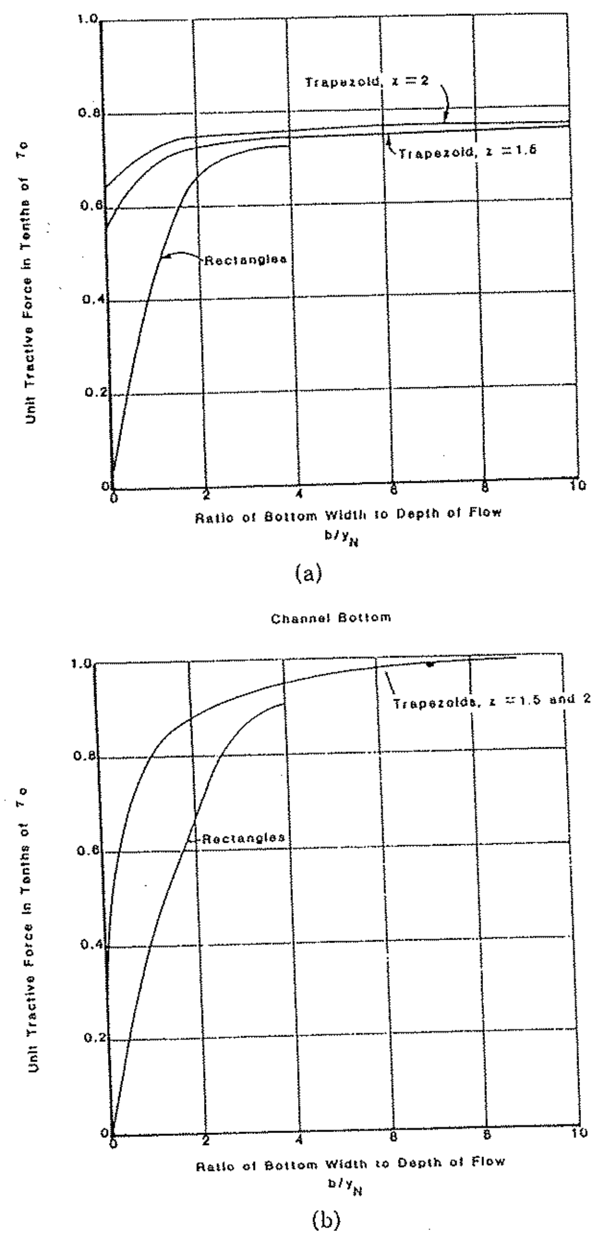


FIGURE 7.7 (*a*) Maximum unit tractive force in terms of $\gamma y_N s$ for channel sides. (*b*) Maximum unit tractive forces in terms of $\gamma y_N s$ for channel bottoms.

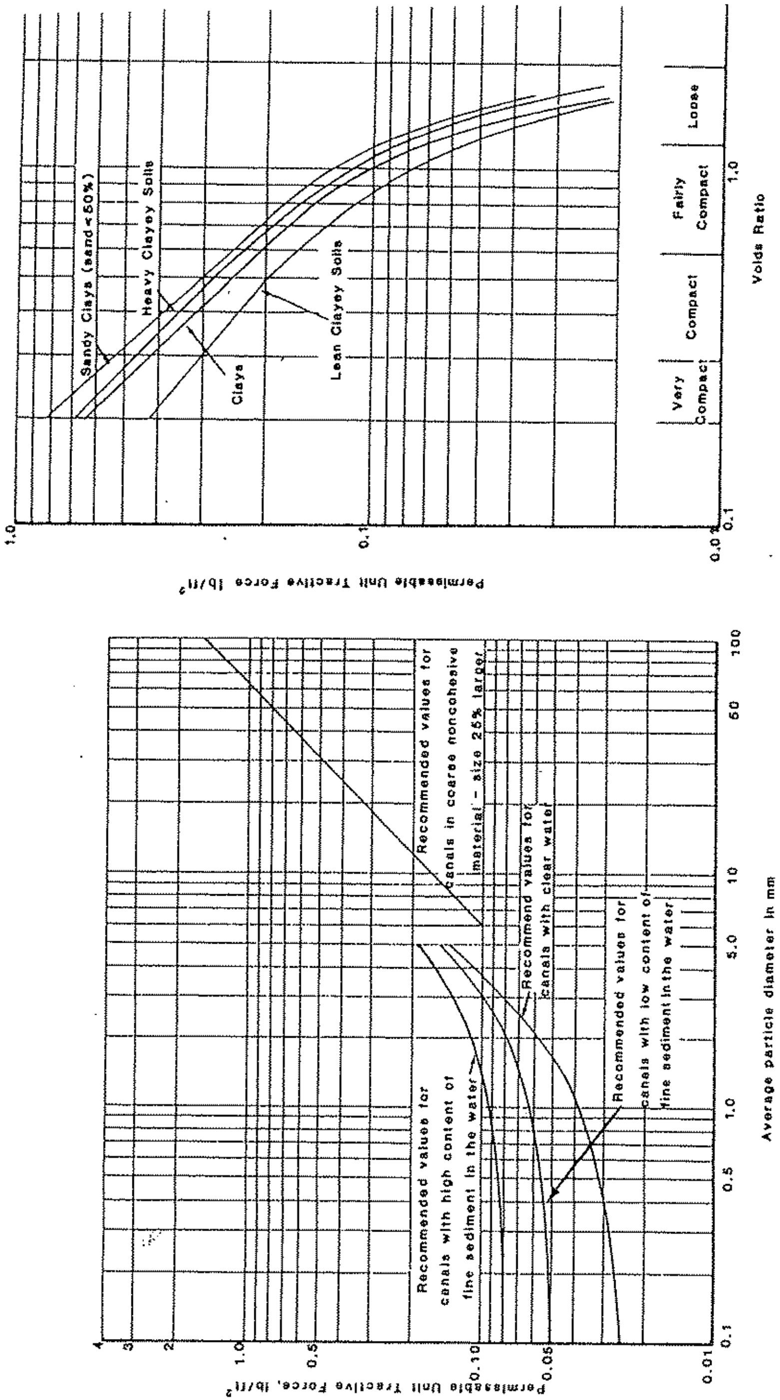


FIGURE 7.10 (*a*) Recommended permissible unit tractive forces for canals built in noncohesive material. *(Lane, 1955.)* (*b*) Permissible unit tractive forces for canals in cohesive materials. *(Chow, 1959.)*

شکل مهم

جدول مهم

TABLE 7.6 Comparison of maximum tractive forces for canals with varying degrees of sinuousness (Lane, 1955)

$\frac{L_c}{L_s}$ = ضریب مارپیچی

Degree of sinuousness	Relative limiting tractive force
Straight canals	1.00
Slightly sinuous canals	0.90
Moderately sinuous canals	0.75
Very sinuous canals	0.60

ciples. From Eq. (7.3.1) the critical tractive force on the channel boundary for a depth of flow y_1 is

$$\tau_c = \gamma R_1 S_1 \tag{7.3.8}$$

Where R_1 and S_1 are the hydraulic radius and slope, respectively, corresponding to the depth y_1. Then, for any other uniform depth of flow y_2 in a channel whose bed is composed of the same soil type, the critical tractive force is

$$\tau_c = \gamma R_2 S_2 \tag{7.3.9}$$

Since the same channel perimeter material is involved in both cases, the critical tractive forces must be equal, and hence

$$R_1 S_1 = R_1 S_2$$

or

$$\frac{R_1}{R_2} = \frac{S_2}{S_1} \tag{7.3.10}$$

Considering the Manning uniform flow equation for both situations, it can be demonstrated that

$$\frac{\bar{u}_2}{\bar{u}_1} = \left(\frac{R_2}{R_1}\right)^{2/3}\left(\frac{S_2}{S_1}\right)^{1/2}$$

and substituting Eq. (7.3.10),

$$\frac{\bar{u}_2}{\bar{u}_1} = \left(\frac{R_2}{R_1}\right)^{1/6} = k \tag{7.3.11}$$

The parameter k in Eq. (7.3.11) can be considered a correction factor which should be applied to the maximum permissible velocity (Table 7.5), if the uniform depth of flow y_2 is different from the depth of flow corresponding to the maximum permissible velocity. If y_1 = 3 ft (0.91 m) and the channel is wide, Eq. (7.3.11) becomes

$$k = \left(\frac{y_2}{3}\right)^{1/6} \tag{7.3.12}$$

(۱۴۷)

۱/۲

The above assumption leads to large discrepancies between computed and measured discharges under flood flow (above bank-full stages) conditions. The interaction between the slower moving berm flows and the fast moving main channel flow significantly increases head losses. As a result, the discharge computed by this conventional method will overestimate the flow. Utilising the recent research data from the Flood Channel Facility at Wallingford, Ackers[1,2] has shown that the discrepancy between the conventional calculations and the measured flow is dependent on flood flow levels. He formulated appropriate correction factors for each region of flow; a detailed exposure of the analysis of the research is beyond the scope of the book.

8.5 Channel design طراحی کانال

The design of open channels involves the selection of suitable sectional dimensions such that the maximum discharge will be conveyed within the section. The bed slope is sometimes constrained by the topography of the land in which the channel is to be constructed.

In the design of an open channel a resistance equation, the Darcy or Chezy or Manning, may be used. However at least one other equation is required to define the relationship between width and depth. This second series of equations incorporates the design criteria; for example in rigid boundary (non-erodible) channels the designer will wish to minimise the construction cost resulting in what is commonly termed 'the most economic section'. In addition there may be a constraint on the maximum velocity to prevent erosion or on the minimum velocity to prevent settlement of sediment.

In the case of erodible (unlined channels excavated in natural ground e.g. clay, silts, etc.) the design criterion will be that the boundary shear stress exerted by the moving liquid will not exceed the 'critical tractive force' of the bed and side material.

(a) Rigid boundary channels — economic section. طرح بهترین مقطع کانال با بستر ثابت (کانال پوشش دار)
Using the Darcy-type resistance equation,

$$Q = A\sqrt{\frac{8g}{\lambda}\frac{A}{P}S_o} = \frac{KA^{3/2}}{P^{1/2}}$$

$$A = f(y); \qquad P = f(y).$$

Q max. is achieved when $\frac{dQ}{dy} = 0$ i.e. $\frac{d}{dy}\left(\frac{A^3}{P}\right) = 0$

$$\frac{3A^2}{P}\frac{dA}{dy} - \frac{A^3}{P^2}\frac{dP}{dy} = 0$$

$$\text{whence } 3P\frac{dA}{dy} - A\frac{dP}{dy} = 0$$

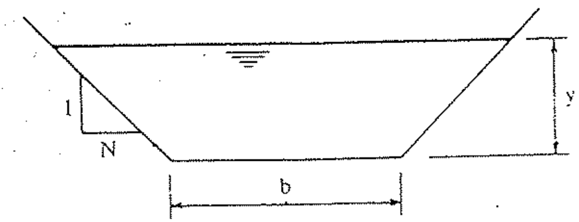


Figure 8.4 Trapezoidal channel

For a given area $\frac{dA}{dy} = 0$; then for Q max., $\frac{dP}{dy} = 0$, i.e. the wetted perimeter is a minimum. For a trapezoidal channel (see fig. 8.4): برای مقطع ذوزنقه‌ای :

$$A = (b + Ny)y$$

$$P = b + 2y\sqrt{1 + N^2}$$

For a given area A,

$$P = \frac{A}{y} - Ny + 2y\sqrt{1 + N^2}$$

$$\text{For Q max. } \frac{dP}{dy} = -\frac{A}{y^2} - N + 2\sqrt{1 + N^2} = 0$$

$$\text{i.e. } \frac{dP}{dy} = -(b + Ny) - Ny + 2y\sqrt{1 + N^2} = 0$$

$$\text{or} \quad b + 2Ny = 2y\sqrt{1 + N^2} \qquad \boxed{(8.8)}$$

It can be shown that if a semicircle of radius y is drawn with its centre in the liquid surface it will be tangential to the sides and bed. Thus the most economic section approximates as closely as possible to a circular section which is known to have the least perimeter for a given area.

For a rectangular section (N = 0) and b = 2y. برای مقطع مستطیلی :

(b) Mobile boundary channels (erodible) طرح پایدار کانال خاکی
The 'critical tractive force' theory and the 'maximum permissible velocity' concept are commonly used in the design of erodible channels for stability.

(i) Critical tractive force theory : روش تنش برشی بحرانی
The force exerted by the water on the wetted area of a channel is called the 'tractive force'. The average 'unit tractive force' is the average shear stress given by $\bar{\tau}_o = \rho g R S_o$. Boundary shear stress is not, however, uniformly distributed; the distribution varies somewhat with channel shape but not with size. For trapezoidal sections the maximum shear stress on the bed may be taken as $\rho g y S_o$ and on the sides as $0{\cdot}76\ \rho g y S_o$ (See fig. 8.5); however, the shear distribution depends on the channel aspect ratio. b/y (see Table 8.2)

(۱۴۸)

۲/۲

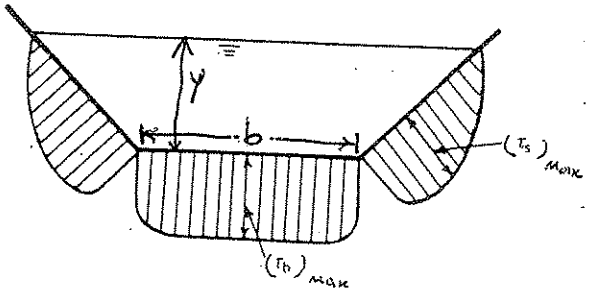


Figure 8.5 Distribution of shear stress on channel boundary

Table 8.2 Maximum bed/side shear stress (τ_{max}/τ_0)

دیواره / کف بستر

(نسبت عرض کف به عمق آب)

Aspect ratio, b/y	$\tau_{b\,max}/\rho g y S_0$	$\tau_{s\,max}/\rho g y S_0$
2	0·890	0·735
4	0·970	0·750
>8	0·985	0·780

$\tau_0 = \gamma y S_0 = \rho g y S_0$

If the shear stresses can be kept below that which will cause the material of the channel boundary to move, the channel will be stable. The critical tractive force of a particular material is the unit tractive force which will not cause erosion of the material on a horizontal surface. Material on the sides of the channel is subjected, in addition to the shear force due to the flowing water, to a gravity force down the slope. It can be shown (see e.g. Chow[5]) that if τ_{cb} is the critical tractive force the maximum critical shear stress due to the water flow on the sides is

$$\tau_{cs} = \tau_{cb}\sqrt{1 - \frac{\sin^2\theta}{\sin^2\phi}} \tag{8.9}$$

where θ is the slope of the sides to the horizontal, and ϕ is the angle of repose of the material.

Table 8.3 gives some typical values of critical tractive force and permissible velocity.

→ (ii) Maximum permissible mean velocity concept. اصل سرعت مجاز

This appears to be a rather uncertain concept since the depth of flow has a significant effect on the boundary shear stress. Fortier and Scobey[6] published the values in Table 8.3 for well-seasoned channels of small bed slope and depths below 1 m.

($y < 1.0\,m$, S_0 کم)

8.6 Uniform flow in part-full circular pipes

Circular pipes are widely used for underground storm sewers and waste-water sewers. Storm sewers are usually designed to have a ...

Table 8.3 Critical tractive force and mean velocity for different bed materials

Material	Size mm	Critical tractive force N/m²	Approximate mean velocity m/sec	Manning's coefficient of roughness
Sandy loam (non-colloidal)		2·0	0·50	0·020
Silt loam (non-colloidal)		2·5	0·60	0·020
Alluvial silt (non-colloidal)		2·5	0·60	0·020
Ordinary firm loam		3·7	0·75	0·020
Volcanic ash		3·7	0·75	0·020
Stiff clay (very colloidal)		1·22	1·15	0·025
Alluvial silts (colloidal)		12·2	1·15	0·025
Shales and hard-pans		31·8	1·85	0·025
Fine sand (non-colloidal)	0·062−0·25	1·2	0·45	0·020
Medium sand (non-colloidal)	0·25−0·5	1·7	0·50	0·020
Coarse sand (non-colloidal)	0·5−2·0	2·5	0·60	0·020
Fine gravel	4−8	3·7	0·75	0·020
Coarse gravel	8−64	14·7	1·25	0·025
Cobbles and shingles	64−256	44·0	1·55	0·035
Graded loam and cobbles (non-colloidal)	0·004−64	19·6	1·15	0·30
Graded silts to cobbles (colloidal)	0−64	22·0	1·25	0·30

فصل ۶ طراحی کانالهای پایدار در شرایط بستر متحرک

stable-live-Bed channels

or stable-Mobile-Bed channels

روشهای فصل ۵ برای ۱- clear water flow

۲- fixed-Bed channel

- مثل جریان بدون رسوب کف و بدون رسوب معلق قابل ته‌نشینی در کانال با مواد بستری درشت دانه بطوریکه ($\tau \leq \tau_o$) با تئوری تنش برشی بحرانی طراحی کردیم.

نتیجه: ← No-scour (نه‌برداشت) و No-Deposition (نه‌گذار) صورت گیرد.

در فصل ۶:

- برای شرایط ← Mobile-Bed , live-Bed channel یعنی قابلیت حرکت بستر داریم و نتیجتاً:

یعنی:

کانال با مواد بستری ریزدانه (fine-Bed material)

و/یا

- جریان حاوی رسوبات قابل ته‌نشینی است ← (sediment-Transporting flow) ← که این در مقابل clear water flow می‌باشد.

اساس طراحی پایدار کانال در یک ← Reach

(sediment Load_in) = (sediment load_out)

← تغییر در رژیم بستری صورت نگیرد.

یا

No scour , No Deposition

بنابراین نیاز به:

۱- معادلات تنش برشی (برای آستانه حرکت مواد بستری)

۲- معادلات انتقال رسوب (حمل و انتقال رسوبات ورودی به بازه)

مشکل ← ① معادلات انتقال رسوب: تجربی و شرایط کاربرد محدود

② سهم فرسایش کف و دیواره ها در حمل رسوب

③ در ارزیابی معادلات حرکت با استفاده از تنش برشی روش موجود مثل دیاگرام شیلدز برای آب صاف است نه آب حاوی رسوب

روش عمومی (ایدهٔ عمومی) ← استفاده از روش تئوری رژیم است

(فرضیهٔ رژیم) (Regime Theory)

(Regime Approach)

مفهوم Regime: ۲ تا تعریف مطرح است:

تعریف اول

① Ignoring plan geometry, an alluvial channel can adjust its width, depth and slope to achieve a stable condition in which it can transport a certian amount of water and sediment.

(صرفنظر از شکل هندسی یک مجرای آبرفتی وقتی به حالت تعادل می‌رسد که شیب، عمق و عرض خود را برای انتقال یک مقدار معین آب و رسوب تنظیم کند)

تعریف دوم

② یک رودخانه زمانی در حالت رژیم است که شیب و سطح مقطع (عرض و عمق) آن در شرایط تعادل قرار داشته باشد یعنی فرسایش یا رسوبگذاری نداشته باشد هر چند که حمل رسوبات همراه جریان آب ممکن است باشد. (کتاب هیدرولیک رسوب)

یک حالت تعادل دینامیکی بین خصوصیات جریان (آب و رسوب) و هندسهٔ هیدرولیکی

هدف : برای جریان حین آب و رسوب ابعاد هندسه هیدرولیکی (شیب ، عرض ، عمق) را در شرایط تعادل (پایداری حالت رژیم) بدست آوریم.

روشهای حل:

1) Empirical Methods (regime Methods) ① روش تجربی
هندسه هیدرولیکی پایدار براساس نتایج صحرایی

2) Analytical Regime methods ② روشهای تحلیلی :
براساس عوامل موثر در تغییرات رودخانه ای (انتقال رسوب، مقاومت جریان پایداری شیب دیواره ها) یک روابط و مبنای تئوریک می سازند. (تحلیل پایداری درجه آستانه حرکت مواد) - عملاً روش تحلیلی وجود ندارد.

3) Combined Methods ③ روش ترکیبی (نیمه تجربی) :

(Emprical_Regime Theory) ۶_۱) تئوری رژیم - تجربی :
مبنای این روش ارائه معادلات ساده و تجربی از اطلاعات صحرایی کانالها و رودخانه ها در حالت رژیم (In Regime channel) - این روش توسط انگلیسی ها عموماً در هندوستان اولیه بوده - در یک دوره زمانی ۱۰ ساله تغیرات قابل ملاحظه نبوده است)
محدودیت کاربرد : تناسب با شرایط ارائه شده در هر رابطه

Regime Method by Lacey(1929)

سه معادله برای کانالهای در حال رژیم مربوط به ۳ درجه آزادی هندسه کانال (عرض ، عمق ، شیب) برای کانالهای با مسیر مستقیم

در سیستم واحدی SI

(I) $V = 0.625\sqrt{f_s R}$ یا $R = 2.56\,\frac{V^2}{f_s}$

شاخص عمق و شکل
در مستطیلی عریض $(R \simeq y)$

(II) $P = 4.84\sqrt{Q}$ ⇐ در مستطیلی عریض ⇐ $(P \simeq B)$

(III) $S = 0.000304\, f_s^{5/3} \cdot Q^{-1/6}$

f_s : ضریب رسوب ⟵ (silt factor) عامل رسوب یا نوع رودخانه از نظر مواد بستری

$f_s = \sqrt{2500D}$ (IV) $D_{50} = D$ مواد بستری (m)

عمق و عرض و شیب بصورت تابعی از Q و Q_s است.

از سه معادله فوق پارامترهای دیگر را می‌توان بدست آورد.

$$Q = A.V = PRV = 4.84\sqrt{Q}\; R\,(0.625\sqrt{f_s R})$$
$$\Rightarrow Q = 3.025\sqrt{Q f_s R^3} \Rightarrow Q^2 = 9.1506\, Q f_s R^3$$

$$\text{If } Q = AV \leftarrow (V) \xrightarrow[(V)]{\text{از } (I) \text{ و}} R = \left(\frac{Q}{9.15 f_s}\right)^{1/3}$$

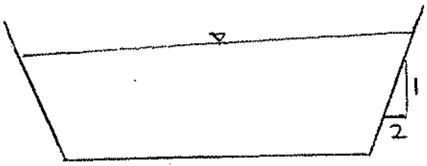
به عبارت دیگر $y, B, s = f(Q, D)$

مثال: با روش Lacey مقطع پایدار به شکل ذوزنقه با شیب دیواره (2H : 1V) طراحی کنید. روش Lacey برای clear water نیست.

اگر شرایط sediment Transporting flow مستقیم از روش فصل قبل نمی‌توان استفاده کرد.

معادلات بالا برای آب رسوب‌دار است نه آب صاف

حل



$Q = 311.3\ m^3/s$

باساى $D_{50} = 0.23\ mm = 0.23 \times 10^{-3}\ m$

حل: $f_s = 0.758$ (IV)

محاسبه می‌شوند:

$P = 85.4$ (II)

$R = 3.515$ $\longrightarrow$ از رابطه نتیجه رابطه (I) و (V)

$V = 0.625\sqrt{f_s R} = 1.02\ m/s$ (I)

$$A = \frac{Q}{V} = P \times R = 300\ m^2$$

از رابطه (III) $S_0 = 7 \times 10^{-5}$

عرض کف کانال : b

عمق آب کانال : y

$$A = (b + zy)y \qquad P = b + 2y\sqrt{1+z^2}$$

یا

$$\begin{cases} 300 = by + 2y^2 \\ 85.4 = b + 4.47y \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \begin{cases} b = 67.5\ m \\ y = 4\ m \\ S_0 = 0.7 \times 10^{-4} \end{cases}$$

- Blench (1966) مطالب ضمیمه مراجعه شود.
- Simons and Albertson (1966)

کتاب هیدرولیک رسوب ص ۱۳۱-۱۴۱

به جدول Table (6.9) - PP 290-292 ازکتاب Prezedowki مراجعه شود برای معادلات رژیم رودخانه‌ای و جدیدتر.

مثال (۴-۴) کتاب هیدرولیک رسوب ص ۱۳۶ بررسی شود.

نتایج سه روش در یک جدول برای V، B، d، s ارائه و مقایسه شود.

ص ۱-۵

۲) روش های ارزیابی مرفولوژیکی

۲-۱) روش های کیفی (Qualitative Methods)

: اندیابی کیفی رابطه تعادل دینامیکی بین متغیرهای وابسته و مستقل.
بررسی کیفی احتمال تغییرات در شکل و فرم رودخانه و ابعاد هندسه هیدرولیکی

→ Lane (1955) : $(Q \cdot S) \propto (Q_s \cdot D_{50})$

→ Li and Simons (1982): $(Q \cdot S) \propto \left(Q_s \cdot \frac{D_{50}}{C_f}\right)$

برای رودخانه های کوهستانی - با مواد بستر درشت دانه

D_{50} = اندازه متوسط مواد بارکفی ؛ C_f = غلظت بار رسوبی کفی (در حالت تعادلی)

→ Schumm (1969, 1984) : روابط شماره (۲۵ تا ۲۸) ـ ص ۲۴

و Table (2) از منبع Fisher (1992) .

→ Schumm (1984) :
مقایسه کیفی تغییر متغیرها بر روی فرم و تغییرات رودخانه ای (شکل صفحه)

→ Li and Simons (1982) : مقایسه کیفی :
برای رودخانه بستر ماسه ای : (جدول صفحه ۱)
" " بستر شنی و قلوه سنگی : (جدول صفحه ۲)

→ Fisher (1992) :
در رودخانه های با شیب زیاد و بار کف زیاد (Upland River) ـ مستقیم و شریانی : شکل اصلی رودخانه ... تغییرات ...
" " " " " کم و " " کم (Lowland) ـ سیلاب دشتی : " " " " تغییرات ...

۲-۲) روش فرضیه رژیم (Regime Theory)

فرضیه : رودخانه در یک بستر آبرفتی و آزاد (بدون کنترل های صنعی یا مصنوعی) ،
شرایط تعادل پایدار دینامیکی بین متغیرهای مستقل و وابسته برقرار می کند

روابط رژیم ⎰ ـ معادلات تجربی
⎱ ـ " نیمه تجربی (تحلیلی ـ تجربی)

(۱۵۵-۱)

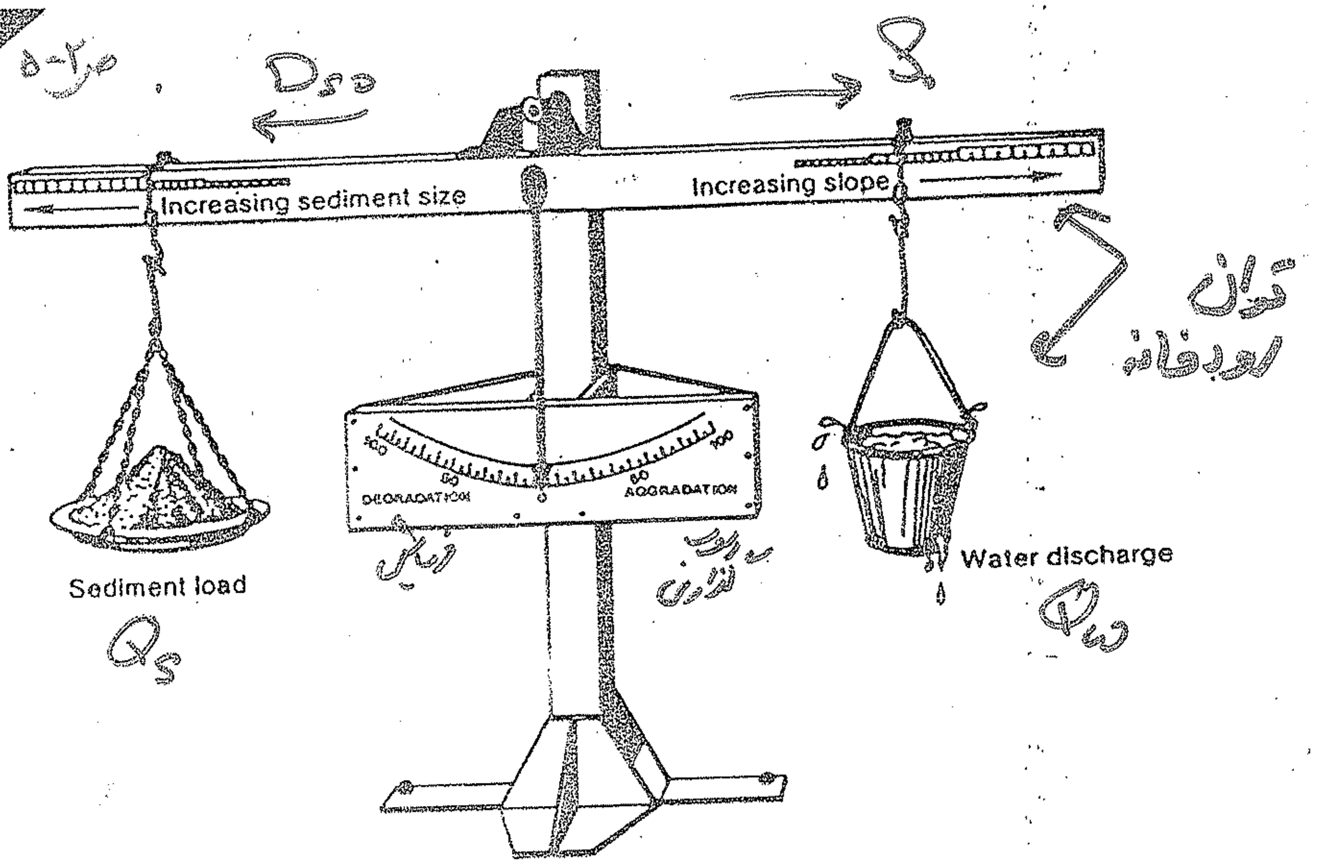
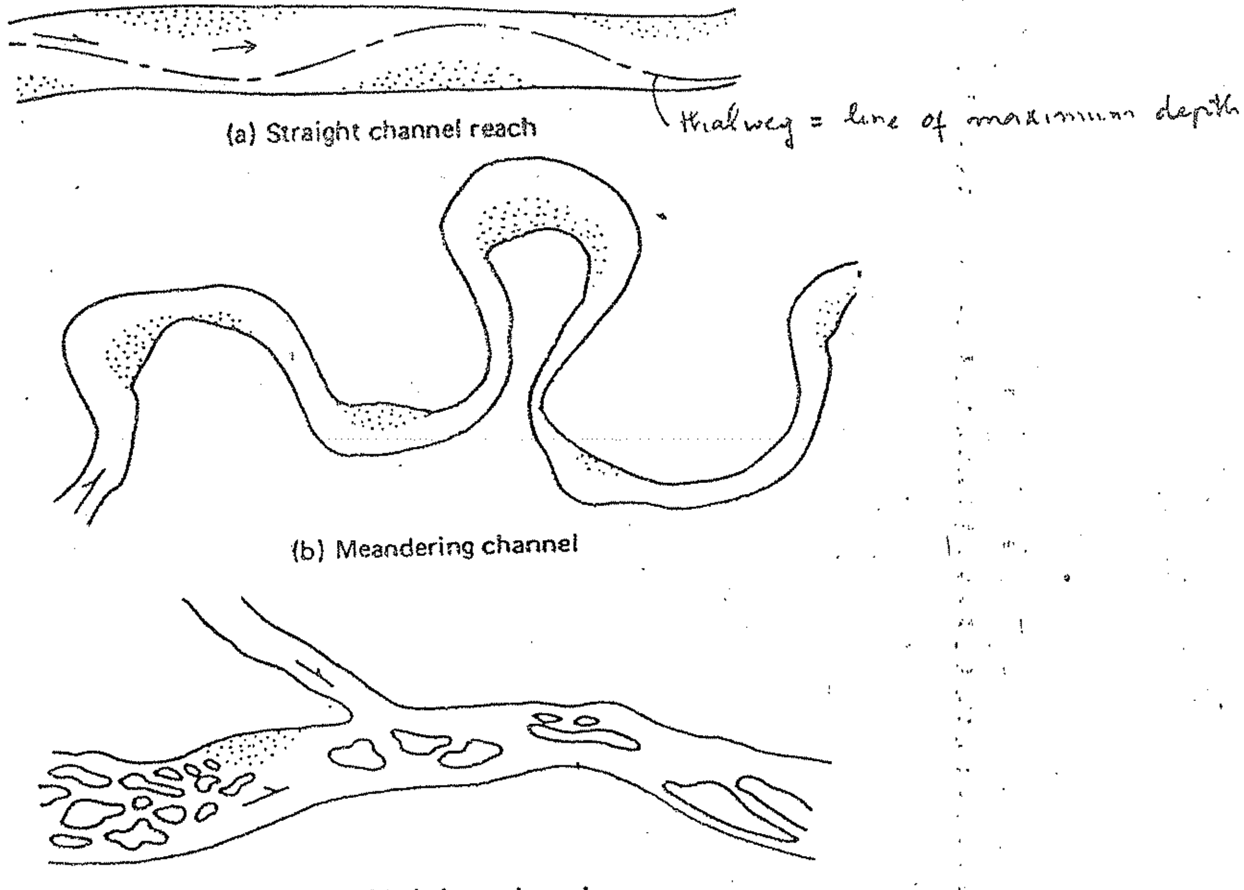


Figure 1: Stable Channel Balance (1)



(a) Straight channel reach

(b) Meandering channel

(c) Braided channel reach

Figure 2: Typical Channel Configurations (3)

۶-۲) روش تحلیلی تئوری رژیم (Analytical Regime Method)

در روش تحلیلی هندسه پایدار رودخانه براساس ۳ عامل زیر بررسی شوند:

۱- Sediment Transport Relationships (معادلات انتقال رسوب)
۲- Flow Resistance formula (معادلات مقاومت جریان، مثل Maning)
۳- Bed / Bank stability (معادلات شرایط آستانه حرکت مواد در بستر و دیواره مثل معادلات تنش برشی یا توان جریان و ...)

سوالات مهم:
الف) روابط و معادلات مناسب برای هر یک تعیین شود.
ب) که امیک از این سه عامل - در یک شرایط معین - غالب هستند

مشکلات موجود:
① معادلاتی برای "حمل رسوب" و "مقاومت جریان" داریم ولی عموماً تجربی هستند.
② معادلاتی برای Bank stability توسعه نیافته است.
نتیجه: یک روش تحلیلی و جامع وجود ندارد.
راه حل ها: روش نیمه تجربی (تحلیلی - تجربی)

۶-۳) روش های نیمه تجربی (ترکیبی) semi-Emprical
روشهای موجود در منبع Fisher (Ref. No. (3)) PP. 50-51 لیست شده است.

در این روشها: - عامل انتقال رسوب و "مقاومت جریان" بطور مشخص وارد شده است.
- عامل Bank stability با عامل دیگری مانند ① Regime width
② Min. stream power جایگزین کردند. (برای پایداری آبراهه استفاده کرده مثل ← Chang)

a) Regime - width Equation   عرض در حالت رژیم

By Simons and Albertson (1960)

(Revised Lacey Eq)

رژیم : عرض پایه از رودخانه

عرض کانال (سطح آب) : $B = K_1 Q^{1/2}$: width function

$$B = F(\sqrt{Q})$$

K_1 : ضریبی که تابع خصوصیات مواد بستری و دیواره کانال است.

(شاخصی از فرسایش پذیری یا پایداری مواد بستری و دیواره)

در (fisher (1995) P.51 یا ص 137 هیدرولیک رسوب

« سیستم انگلیسی » که بصورت جدول ارائه شده است.

مثال کاربردی

Bakker, et. al. (1986) در روش خود استفاده کرد از

۱- رابطه Ackers and white برای معادله انتقال رسوب

۲- رابطه van Rijn برای مقاومت جریان

۳- رابطه width-Function برای Bank stability

b) Min stream power concept   فرضیه :

تعریف : - برای تمامی شرایط جریان (آب صاف یا آب حامل رسوب)

می تواند به کار رود (برخلاف تنش برشی که برای آستانه آب صاف است)

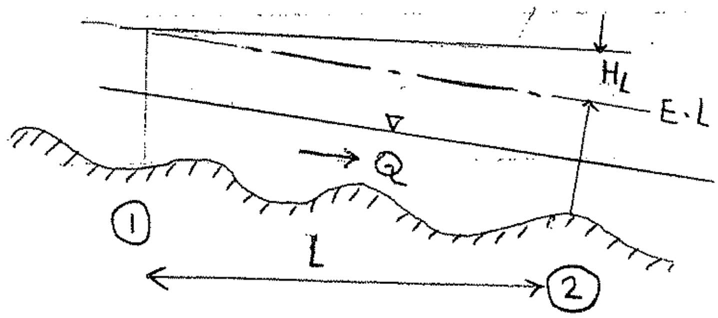
- ساده تر است - با توان ۳ سرعت متناسب است.

$$Power = \frac{F.L}{T} = \frac{\text{کار}}{\text{زمان}}$$

مثلاً (پمپ ...) (کار جریان در واحد زمان) $Power = \gamma Q H$ = در هیدرولیک

توان جریان $stream\ Power = \gamma Q H_L$ (انرژی مصرفی جریان در طول L)

توان جریان: توانی که مصرف می‌شود تا جریان با دبی Q طول (Reach) (L) را طی کند.



$\frac{\Delta E}{Time}$ = توان از دست رفته (که صرف جریان شده است)

stream power: توان مصرفی جریان در طول L بازهٔ رودخانه که شاخصی از تغییرات رودخانه و stability می‌باشد.

مصرف انرژی (قدرت فرسایش) کمتری شود ↓ stream power ⟶ پایداری ↑

(در واحد طول) $unit\ stream\ power = \gamma Q\left(\frac{H_L}{L}\right) = \gamma QS$

(انرژی مصرفی جریان در واحد زمان، در واحد طول)

$= \gamma(AV)S \simeq \gamma(By)VS$

(مستطیلی)

$stream\ power\ per\ unit\ bed\ Area = \gamma(y)VS = \underbrace{\gamma y S}_{\tau_0}\cdot V$

(در واحد سطح بستر) به صورت تنش

$= \tau_0 \cdot V$

برای هر شکلی صادق است.

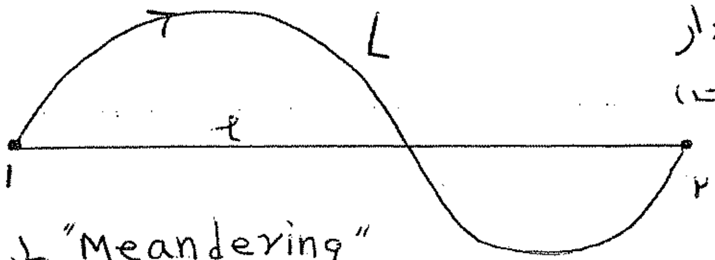
Boundary shear stress $= \tau_0$

Mean velocity $= V$

در جریان متلاطم کامل $\tau \alpha V^2$

پس stream power با توان سوم سرعت رابطه دارد.

فرضیه: رودخانه‌ها در فرایند طبیعی - در جهت تعادل و پایداری مارپیچی می‌شوند.



(۱) و (۲) کنترل های پایدار
(زمین شناسی پایدار است)

ماریپیچی "Meandering"

با ماریپیچی شدن ، $L\uparrow \Rightarrow S\downarrow \Rightarrow$ stream power $=\gamma Q S\downarrow$

Min stream power $\Longleftrightarrow$ channel stability

یعنی انرژی کمتری مصرف می کند تا از نقطه ① به نقطه ② برسد.

حداقل قدرت جریان ؛ حداقل توان مصرفی است که بتواند جریان Q را برقرار نگه دارد بدون قدرت فرسایشی.

مثال : (بالا رفتن از کوه) ← انرژی مصرفی در واحد زمان را با ماریپیچی رفتن کم می کنیم ⇐ توان مصرفی کم می شود ← مقاومت داریم و بالای رویم

channel stability (تنظیم شیب ، راستا (ماریپیچی بودن) و هندسه مقطع)

$$\text{channel stability} \Longleftrightarrow \left\{\begin{array}{l}\text{No scour}\\ \text{No Deposition}\end{array}\right. \Longleftrightarrow$$

$\Longleftrightarrow$ Max - capacity of sediment transport
(sediment In = sediment Out)

یعنی رسوبگذاری نتواند بکند که باعث تغییر مقطع شود.

به عبارت دیگر ؛ channel stability
⇓

۱- قابلیت فرسایشی رودخانه به حداقل برسد ⟷ Min stream power
۲- قابلیت رسوبگذاری رودخانه به حداقل برسد ⟷ Max. capacity of sediment Transport

Target

سرعت زیاد ← تخریب شدید
سرعت کم ← رسوبگذاری

نتیجه: حالت پایدار رودخانه (stability) ⟸ min stream power
min (γQS)

رودخانه به حالت تعادل برسد (Equilibrium state of channel)
مثلاً اگر در یک کانال خاکی که در حال رژیم است، اگر γQS آن را حساب کنیم ⟸ min است. یعنی اگر Q زیاد شود یا میان بری کنیم و S زیاد شود ⟸ $\gamma QS \uparrow$ ⟸ تغییرات رودخانه‌ای داریم.

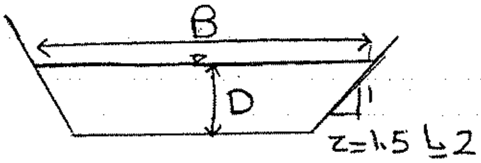
b-1) chang (1985, 1988): پس stream power شاخص ارزیابی پارامتری بهتری است.

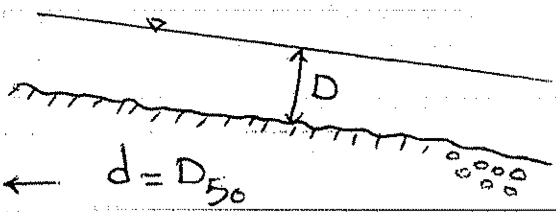
برای { Q دبی معین ، Q_s بار رسوبی معین } در یک کانال با { مواد بستری معین و شکل معین (ذوزنقه ای یا ...) }

سه درجه آزادی { شیب ، عرض ، عمق } برای تنظیم هندسه هیدرولیکی (تعادل پایدار)
وجود دارد، بطوریکه کانال به حد min stream power برسد، یعنی نه تخریب و فرسایش نه رسوبگذاری.

محدودیت‌های روش chang:

۱- برای شرایط Low flow-Regime ($F_r \ll 1$)
۲- sand-Bed channel
۳- فرم بستری Ripple-Bed form
۴- شکل مقطع ذوزنقه با $Z=1.5$ یا 2





Bed Material ← $d = D_{50}$

نتایج : شرایط آستانه حرکت مواد بستری در جریان با حمل رسوب :
(از شیلدز نمی توان استفاده کرد)

$$\frac{S_c}{\sqrt{d}} = \frac{0.00238}{Q^{0.51}}$$

در واقع از شرایط ⟵ Min stream Power بدست آمده است.

S_c : شیب حد بحرانی برای آستانه حرکت مواد بستری
d : $d = D_{50}$ (mm)
Q : دبی جریان (cfs)

مثال : در یک کانال ذوزنقه‌ای با بستر ماسه‌ای، برای Q و d معین ⟸
⟵ $S_o < S_c$ ، S_o شیب کف برای پایداری کف

در حالت طرح پایدار کامل :

$B = f(Q^{1/2})$: width Function ⟵ که به صورت تجربی بدست آمده است

$$B = 4.17\left(\frac{S}{\sqrt{d}} - \frac{S_c}{\sqrt{d}}\right)^{0.05} \cdot Q^{0.5}$$

در سیستم انگلیسی
d (mm)
S : شیب کف

$$D = 0.055\left(\frac{S}{\sqrt{d}} - \frac{S_c}{\sqrt{d}}\right)^{-0.3} \cdot Q^{0.3}$$

⟵ عمق آب در کانال ذوزنقه‌ای (عمق معادل هیدرولیکی نیست)

بار رسوبی کف (Bed Load): $\frac{S}{\sqrt{d}} = 0.433\,\frac{Q_s^{0.736}}{Q^{0.789}} + \frac{S_c}{\sqrt{d}}$

Q_s = بار رسوبی کف - دبی حجمی (cfs) در حالت پایدار یعنی ثابت است
(یعنی ظرفیت انتقال بار کف در حالت پایدار)
Q : دبی (cfs)

نتایج: بصورت Design chart ارائه شده است.

- 8،9 از مطالب (1995) ← Fisher برای $Z=2$
- شکل های (۱۱-۴) - (۹-۴) کتاب هیدرولیک رسوب برای $Z=1.5$

* ظاهراً یکی نتیجه می‌دهد یکی باید درست باشد *

مثال (۶-۴) از کتاب هیدرولیک رسوب ص ۱۴۴-۱۴۲ بررسی شود و مثال فوق با استفاده از گراف ارائه شده توسط Fisher مقایسه شود.

b-2) White, paris and Bettes Method (1980)

Ref. fisher (1995) - PP. 53-54, fig (10)

اساس تئوری:

هندسه هیدرولیکی پایدار در جهت دستیابی به:

تنظیم می‌شود.

۱- حداکثر ظرفیت بار رسوبی (برای جلوگیری از رسوبگذاری)

۲- Min stream Power (برای کنترل فرسایش)

۶ متغیر وارد می‌کند:

۱) سرعت متوسط (V) ۲) عمق متوسط جریان (d) - احتمالاً $d=\frac{A}{B}$ ← عمق هیدرولیکی

۳) شیب کف (S) ۴) دبی جریان (Q)

۵) غلظت بار رسوبی (X) ۶) عرض سطح آب (B)

(احتمالاً غلظت بار رسوبی کل)

با استفاده از:

① معادله پیوستگی (جریان پایدار) ② رابطه بار رسوبی

③ رابطه مقاومت جریان ④ در شرایط تعادل براساس ماکزیمم بار رسوبی معادل شرایط (Min stream Power) ابعاد پایدار کانال را تعیین می‌کند.

درطراحی $\Rightarrow$ $\begin{cases} S, Q : \text{known}, & \text{مواد بستری } D_{35} \\ \text{calculate: } V, d, B, K & \end{cases}$

محدودیت های روش فوق:

- steady flow
- uniform flow
- Non cohesive / Homogenous Bed and Bank material

مثال طراحی: ابعاد مقطع پایدار را طرح کنید؟

(این روش برای (Sediment Transporting flow) است).

$\begin{cases} Q = 10 \ m^3/s \\ S = 0.2 \times 10^{-3} \\ D_{35} = 0.35 \ mm \end{cases}$

(درواقع ابعاد یک مقطع مستطیل معادل بدست می آید) ولی مقطع یک ذوزنقه خواهد بود.

حل عددی نتایج تجربی برحسب هر D_s معین بصورت ← Design Table ارائه شده است.

Ref "white, et. al. (1981 a). "Tables for the design of stable alluvial channels" Report IT

بطور مثال برای $D_{35} = 0.35$ mm ⟸ از fig(10) fisher (1995)

دبی : $Q(m^3/s)$

غلظت بارسوبی (X)		

	$D_{35} = 0.35$ mm
V: m/s	$Q = 10\ m^3/s$
$S \times 10^3$	$S = 0.187 \times 10^{-3} \simeq 0.2 \times 10^{-3}$
d: (m)	$V = 0.63$ m/s
B: (m)	عمق آب $= d = 1.32$ m
f یا $n \times 10$	$B = 12.1$ m , $n = 0.043$

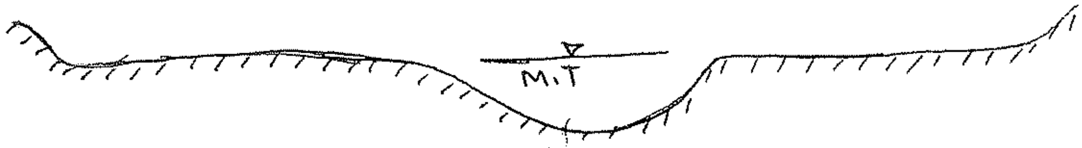
$x = 40$ ppm
↓
حداکثر ظرفیت بار رسوبی

ابتدا مقطع مستطیل معادل محاسبه می شود.
ضرورتاً مقطع کانال ذوزنقه ای خواهد بود،
Z را بر اساس مواد بستری انتخاب می کنیم (1.5:1) یا (2:1).

این مثال با روش ← (chang) حل و نتایج در جدول ارائه شود.

مسئله مهم جهت بررسی :
در طراحی رودخانه های پایدار، کدام دبی (Q) را باید در نظر گرفت؟
جواب : دبی غالب Dominant Discharge = effective Discharge
سوال ① : Q_D (دبی غالب در شکل گیری فرم پایه از رودخانه)؟
۱- قابل ملاحظه باشد (دبی پایه زوری برای تغییرات ندارد).
۲- متناوب نیز باشد (تناوب مناسبی باشد) مثلاً دبی سیل ۲۵ ساله فرصت تنظیم رودخانه ای ندارد.
ترم دیگر : Bank full discharge (دبی مقطع پر)
← بیشتر در رودخانه های سیلابی دشتی با مقطع مرکب مطرح است.

سیل متناوب فرم رودخانه را کنترل می‌کند.



⟸ ۲ سؤال: تعریف و معیارهای full Q ؟
Bank full. Discharge
یا
Dominant Discharge

۱/۳

جدول (۶-۹):
خلاصه روابط رژیم در رودخانه‌ها

Table 6.9. Summary of regime relations for hydraulic geometry of rivers.

Source	Formulae	Remarks
Lambor (1966)	$I = I$ given $h_s = 13.34\left[\frac{QnI^{1/3}}{\eta}\right]^{3/8}$ $B = \frac{h_s\eta}{1000\,I}$ $u = \frac{1}{n}H_s^{2/3}I^{1/2}$ $A = Bh_s$	$\eta = 1000\,aI$ – Lambor's Contraction constant. For Central Europen rivers: $\eta = 15.5 \div 21.6$ – Vistula River $\eta = 12.0 \div 18.2$ – Oder River $\eta = 14.6 \div 19.1$ – Elbe River $\eta = 7.1 \div 8.9$ – Warta River $a = B/h_s$ – shape factor of the cross-section
Grišanin (1976)	$I = I$ given $P = k\,(Q/I^3)^{2/7}$ $R_h = \frac{MQ^{1/2}}{(gP)^{1/4}}$ $A = R_h$ $k = \frac{g^{5/7}n^{12/7}}{M^{20/7}}$	Rivers in the Soviet Union $M = 1.05$ – Grišanin's similarity constant for non-erodible and non-silting channels
Grišin (Altunin formula)	$I = I$ given $B = AQ^{0.5}/I^{0.2}$ $h_s = B^m/a$	Rivers in the Soviet Union: $A = 0.7 \div 0.9$ – mountain (gravel bed) rivers $A = 1.1 \div 1.7$ – lowland (sand bed) rivers $m = 1.0 \div 0.8$ – gravel bed rivers $m = 0.8 \div 0.5$ – sand bed rivers $a = 8 \div 12$ – gravel bed rivers $a = 4 \div 3$ – sand bed rivers
Bray (1982)	1. Threshold method $B = 4.83\,Q_2^{0.500}$ $h = 0.0585\,Q_2^{0.428}D_{50}^{-0.285}$ $u = 3.53\,Q_2^{0.0715}D_{50}^{0.285}$ $I = 0.968\,Q_2^{-0.428}D_{50}^{1.285}$ 2. Kellerhals' method $B = 3.26\,Q_2^{0.500}$ $h = 0.183\,Q_2^{0.400}D_{90}^{-0.120}$ $u = 1.67\,Q_2^{0.100}D_{90}^{0.120}$ $I = 0.026\,Q_2^{-0.400}D_{90}^{0.920}$	
Bray (1982)	3. Best-fit dimensionless expressions $B = 2.68\,Q_2^{0.496}D_{50}^{-0.241}$ $h = 0.20\,Q_2^{0.397}D_{50}^{0.008}$ $u = 1.87\,Q_2^{0.107}D_{50}^{0.233}$	For Alberta gravel-bed rivers Q_2 – 2-year flood flow The ranges of the parameters: $Q_2 = 5.5 \div 3920$ [m^3/s] $B = 14.3 \div 566$ [m] (at Q_2) $h = 0.442 \div 6.93$ [m] (at Q_2) $I = 0.00022 \div 0.015$ $D_{50} = 19 \div 145$ [mm]

٢/٣

Table 6.9. (Continued).

Source	Formulae	Remarks
	$I = 0.063\, Q_2^{-0.375} D_{50}^{0.937}$	
	4. Best-fit expressions	
	$B = 3.83\, Q_2^{0.528} D_{50}^{-0.070}$ $h = 0.246\, Q_2^{0.331} D_{50}^{-0.025}$ $u = 1.05\, Q_2^{0.140} D_{50}^{0.095}$ $I = 0.018\, Q_2^{-0.334} D_{50}^{0.586}$	
Hey (1982)	$R_h = 0.161\, Q_{bf}^{0.41} D_{50}^{-0.15}$ $h_{max} = 0.252\, Q_{bf}^{0.38} D_{50}^{-0.16}$ $I = 0.679\, Q_{bf}^{-0.53} S_b^{0.13} D_{50}^{0.97}$ $p = I_r/I$ $L_A = 2\Pi B$	For data from 66 sites of gravel-bed rivers in the UK The ranges of the parameters: $Q_{bf} = Q_{1.5}$ – bankfull discharge = 1.5 year flood $Q_{bf} = 2.12 \div 820$ [m^3/s] $S_b = 7.5 \cdot 10^{-5} \div 3.74 \cdot 10^{-2}$ [m^3/s] $D_{50} = 0.021 \div 0.190$ [m] $\sigma_{50} = 2.03 \div 8.52$ $\sigma_D = [D_{84}/D_{16}]^{1/2}$ $e_s = 7.92 \div 83.76$ per cent $I_r = 0.000334 \div 0.0215$
Hey (1985)	$B = 4.33\, Q_{bf}^{0.50}$ Vegetation I $B = 3.33\, Q_{bf}^{0.50}$ Vegetation II $B = 2.73\, Q_{bf}^{0.50}$ Vegetation III $B = 2.34\, Q_{bf}^{0.50}$ Vegetation IV $h = 0.22\, Q_{bf}^{0.37} D_{50}^{-0.11}$ $h_{max} = 0.20^{0.37\sigma_D}\, Q_{bf}^{0.36}\, D_{50}^{-0.21}$ $I = 0.087^{0.84\sigma_D}\, Q_{bf}^{-0.43}\, D_{50}^{0.75} S^{0.10}$ $p = I_r/I$ $L_A = 6.31\, B$	Data from 62 gauging stations of gravel-bed rivers in the UK (with bankside vegetation). The ranges of the parameters: Q_{bf} = bankfull discharge $Q_{bf} = 3.9 \div 424$ [m^3/s] $S_b = 0.001 \div 14.14$ [kg/s] $D_{50} = 0.014 \div 0.176$ [m] $\sigma_D = (1/2)\log(D_{84}/D_{16}) = 0.24 \div 0.68$ $I_r = 0.0219 \div 0.00166$
Brownlie (1983)	Flow depth for the lower regime $\frac{h}{D_{50}} = 0.3724\, q_*^{0.654}\, I^{-0.254}\, \sigma_g^{0.105}$ Flow depth for the upper regime $\frac{h}{D_{50}} = 0.2836\, q_*^{0.625}\, I^{-0.288}\, \sigma_g^{0.080}$ $q_* = \frac{q}{\sqrt{g D_{50}^3}}$ $q = Q/B$ $\sigma_g = \frac{1}{2}\left(\frac{D_{84}}{D_{50}} + \frac{D_{50}}{D_{16}}\right)$	Range of data used in analysis: $D_{50} = 0.088 \div 2.8$ [mm] $q = 0.012 \div 40$ [m^3/s] $Q = 0.0032 \div 22\,000$ [m^3/s] $I = 0.000003 \div 0.037$ $R_h = 0.025 \div 17.0$ [m] $T = 0 \div 63\,°$C (temperature)

(١٤٧)

۳/۳

Table 6.9. (Continued).

Source	Formulae	Remarks
Hâncu and Batuca (1988)	$h = 8.03\, D_{50}\, (Q_{bf}/D_{50}^2)^{0.29}$	Field data collected on earth canals in India, and on certain stable reaches of some Romanian rivers
	$B = 0.21\, D_{50}\, (Q_{bf}/D_{50}^2)^{0.56}$ $u = 0.61\, (g D_{50})^{0.50}\, (Q_{bf}/D_{50}^2)^{0.15}$ $\frac{B^{0.52}}{h} = 0.056\, D_{50}^{-0.48}$	
Julien (1988)	$h \sim Q^{1/a}\, D^{(6\alpha-1)/b}\, \Theta^{-3/b}\, \Theta_r^{1/a}$ $B \sim Q^{(1+2\alpha)/a}\, D^{-(1+4\alpha)/b}\, \Theta^{1/b}\, \Theta_r^{-(1+\alpha)/a}$ $u \sim Q^{\alpha/a}\, D^{(1-\alpha)/a}\, \Theta^{1/a}\, \Theta_r^{\alpha/a}$ $I \sim Q^{-1/a}\, D^{5/b}\, \Theta^{(7+6\alpha)/b}\, \Theta_r^{-1/a}$ where $a = 2 + 3\alpha$ $b = 4 + 6\alpha$	
Wilson (1988)	$B \sim Q^{\alpha}$ $h \sim Q^{\beta}$ $I \sim Q^{-(\alpha-\beta)}$	Values of exponents α and β are shown in Fig. 6.13

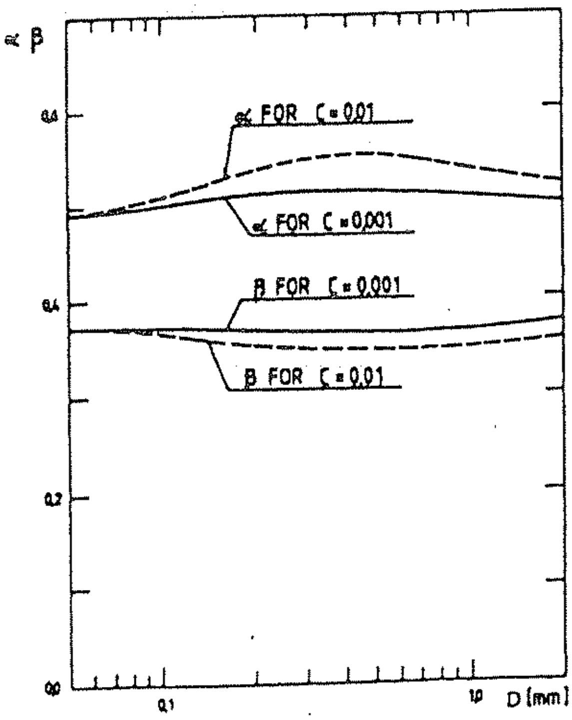


Fig. 6.13. Exponents for Wilson's regime relations (after Wilson, 1988).

equations, can be used for the design of stable gravel-bed rivers with small sediment transport. The Kellerhals' method can be acceptable for estimating channel slope; however, this method for estimating channel width, depth and mean velocity is the poorest (see Table 6.10). Bray explained this by the fact that Kellerhals' channels were pri-

منبع : کتاب هیدرولیک رسوب " شریعتی جهستان " فصل چهارم

گردیده است مقادیر Z , n و θ انتخاب می‌شوند :

۱-
$Z = 2$

$n = 0.02$

$\theta = 33^\circ$

۲- تنش برشی مجاز از شکل ۷-۴ برابر است با:
$\tau_{cb} = 1.8\ kg/m^2$

۳- از طرفی
$$K = \sqrt{1 - \frac{Sin^2\theta}{Sin^2\theta}} = \sqrt{1 - \frac{Sin^2(26.5)}{Sin^2(33)}} = 0.57$$

۴- فرض
$\frac{B}{d} = 4$

۵- از شکل ۶-۴، $C_2 = 0.78$ ودر نتیجه:
$\tau_{cs} = 0.78\,\gamma\, S\, d$

برای پایداری :

$\tau_{cs} = K\tau_{cb}$

$0.78\,\gamma\, S\, d = 0.57\,\tau_{cb}$

$0.78 \times 1000 \times 0.0016 \times d = 0.57 \times 1.8$

$d = 0.82\ m$

۶-
$B = 4d = 4 \times 0.82 = 3.28$ متر

$A = (B + zd)\, d = (3.28 + 2 \times 82)\, 0.82 = 4.03$

(۱۷۰)

$R = \frac{A}{p} = 0.58$ متر

$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} A = \frac{1}{0.02} \times 0.58 \times \sqrt{0.0016} \times 4.03$

$Q = 5.6\ m^3/sec$

۷- از آنجا که ظرفیت کانال طراحی شده بیش از ظرفیت کانال مورد نظر می‌باشد، مقطع بدست آمده باید کوچکتر انتخاب شود لذا نسبت $\frac{B}{d}$ را برابر ۳ انتخاب کرده و محاسبات ادامه داده شود ، در آن صورت :

$A = 3.44\ m^2$

$R = 0.555\ m$

$Q = 4.64$

$d = 0.83\ m$

$B = 2.49\ m$

که نسبتاً خوب و قابل قبول می‌باشد . ضمناً مقدار ۰/۴۸ متر نیز بعنوان عمق آزاد در نظر گرفته می شود .

۴-۴ - تئوری رژیم

تئوری رژیم یک روش تجربی است که در هندوستان بخصوص در ارتباط با کانالهای آبیاری بوجود آمد . یک کانال و یا رودخانه زمانی در حالت رژیم است که شیب وسطح

۱/۸

مقطع آن در شرایط تعادل قرار داشته باشد، یعنی اینکه، فرسایش و یا رسوبگذاری نداشته باشد. هر چند که حمل رسوبات همراه جریان آب ممکن است وجود داشته باشد. چنین حالتی را اصطلاح "بستر زنده" (1) می‌گویند و معمولاً در کانالهای ماسه‌ای نرم وجود دارد. برای حالتی که حرکت مواد رسوبی دیده نمی‌شود و کانال نیز در حالت رژیم می‌باشد، اصطلاح "بستر ثابت" (2) اطلاق می‌شود و معمولاً در کانالهای آبرفتی شنی مشاهده می‌شود.

تئوری رژیم از نقطه نظر ریاضی یک تئوری محض نیست زیرا برای آنچه که ارائه می‌دهد معانی فیزیکی ممکن است وجود نداشته باشد مبنای این تئوری بر معادلات ساده و تجربی نهفته است که با استفاده از اطلاعات صحرائی جمع‌آوری شده از رودخانه‌ها و یا کانالهای مصنوعی در حالت تعادل بدست آمده است. در اواخر قرن نوزدهم میلادی شمار زیادی از مهندسان هیدرولیک بخصوص کندی (3) عقیده داشت که در کانالهای در حال رژیم بین سرعت و عمق جریان رابطه‌ای بصورت زیر برقرار می‌باشد:

$$V = Kd^{n} \qquad (۴-۶)$$

کندی ضرایب K و n را در سال ۱۸۹۵ بر اساس اطلاعات بدست آمده از کانالهای آبیاری واقع در هندوستان و پاکستان بصورت زیر پیدا کرد (سیستم آحاد انگلیسی) (4)

$K = ۰/۸۴$

$n = ۰/۶۴$

بعدها مشخص شد که ضریب n از یک کانال به کانال دیگر متفاوت می‌باشد و مقدار آن بین ۰/۵۲ تا ۰/۷۳ قرار می‌گیرد. بعدها لیسی (5) روابط مشخص‌تری را پیشنهاد کرد. لیسی در روابط خود بجای عمق جریان، شعاع هیدرولیکی را بکار برد و دریافت که توان R برابر با ۰/۵ خواهد بود و در صورتی که ضریب تصحیحی منظور شود مقدار توان R نیز از یک

1 - Live - bed
2 - Fixed - bed
3 - Kennedy (1895)
۴ - در سیستم متریک ۰/۵۵ = k و ۰/۶۴ = n می‌باشد.
5 - Lacey, (1929)

(۱۷۱)

کانال به کانال دیگر ثابت می‌باشد. لیسی دریافت که ضریب تصحیحی به نوع لای در کانال بستگی دارد. رابطهٔ لیسی بصورت زیر می‌باشد:

$$V = 1.17\sqrt{fR} \qquad (۴-۷)$$

که در آن f فاکتور لای می‌باشد و به اندازهٔ ذرات لای بصورت زیر ربط دارد:

$$f = 8\sqrt{D_{50}} \qquad (۴-۸)$$

که D_{50} اندازهٔ متوسط ذرات بر حسب اینچ می‌باشد.

لیسی f و n (ضریب مانینگ) را به صورت زیر بهم مربوط می داند. $n = 0.022 f^{0.2}$

معادلات دیگری نیز توسط لیسی بصورت زیر ارائه شد.

$$A f^2 = 3.8 V^5 \qquad (۴-۹)$$

و یا

$$Q f^2 = 3.8 V^6 \qquad (\text{الف}،۴-۱۰)$$

معادلات بالا تماماً در سیستم انگلیسی (FPS) می‌باشند.

از معادلات ۴-۷، ۴-۸ و ۴-۹ می‌توان روابط زیر را استخراج کرد:

$$R = 0.7305\frac{V^2}{f} \qquad (\text{ب}،۴-۱۰)$$

$$S = \frac{f^{5/3}}{1750\, Q^{1/6}} \qquad (۴-۱۱)$$

در سیستم انگلیسی (ES)

۲/۸

$$P = 5.2 \frac{V^3}{f} \quad (۴-۱۲)$$

$$P = 2.68 \sqrt{Q} \quad (۴-۱۳)$$

$$S = 0.00055 \frac{f^{5/3}}{Q^{1/6}} \quad (۴-۱۴)$$

برای طراحی کانال پایدار با روش لیسی بدین ترتیب عمل می شود که با معلوم بودن مقدار Q و مشخصات مصالح رسوبی ، ابتدا سرعت از رابطهٔ (۴-۱۰) و سپس A، R و S و P از روابط (۴-۹)، (۴-۱۰)، (۴-۱۱)، (۴-۱۲)، (۴-۱۳)، (۴-۱۴) محاسبه می‌شود.

Blench (1966)

پس از لیسی معادلات دیگری نیز ارائه شده است بطور مثال بلنچ [1] در تکمیل معادلات لیسی دو فاکتور لای بصورت فاکتور بستر و فاکتور کناره معرفی کرد:

$$f_b = \frac{V^2}{d} \quad (۴-۱۵)$$: Bed Factor

$$f_s = \frac{V^3}{B} \quad (۴-۱۶)$$: Side Factor

که در آن d عمق متوسط و B عرض متوسط کانال می‌باشد با این تعاریف معادلهٔ مقاومت در مقابل جریان برابر خواهد بود با:

$$\frac{V^2}{g\,d\,S} = 3.63 \left(1 + \frac{C}{2330}\right)\left(\frac{VB}{\nu}\right)^{0.25} \quad (۴-۱۷)$$

برای یک کانال در حال رژیم می‌توان نوشت:

1 - Blench, (1966)

$$B = \sqrt{\frac{f_b Q}{f_s}} \quad (۴-۱۸)$$ عرض متوسط

$$d = \sqrt[3]{\frac{f_s Q}{f_b^{\,2}}} \quad (۴-۱۹)$$ عمق متوسط

و معادلهٔ کلی برای شیب بصورت زیر است :

$$S = \frac{f_b^{\,5/6}\, f_s^{\,1/2}\, \nu^{1/4}}{3.63\, g\, Q^{1/6} \left(1 + C / 2330\right)} \quad (۴-۲۰)$$

که ν لزوجت سینماتیک ومقدار C برابر با مقدار بار معلق بر حسب قسمت در میلیون بصورت وزنی (ppm) می‌باشد(مقدار پیشنهادی فاکتور بدنه f_s برابر است با ۱/۰، ۲/۰ و ۳/. به ترتیب برای بدنهٔ کانالهای با مصالح مختصر، متوسط و چسبندگی زیاد). مقدار پیشنهادی فاکتور بستر برابر است با:

f_s	مواد دیواره
0.1	چسبندگی کم
0.2	" متوسط
0.3	" زیاد

$$f_b = 9.6 \sqrt{D_{50}} \left(1 + 0.012\, C\right) \quad (۴-۲۱)$$

و $C =$ (ppm) بار معلق

$$f_b = 1.9 \sqrt{D_{50}} \quad (۴-۲۲)$$

که D_{50} بر حسب میلیمتر می‌باشد.

سایمون و آلبرتسون [1] داده‌های زیادی از کانالها و رودخانه‌های در حال رژیم از هندوستان و آمریکای شمالی جمع‌آوری کردند. این داده‌ها دامنهٔ تغییرات وسیعی را شامل می‌شود. با بکار بردن این داده‌ها آنها روابطی ارائه داده‌اند که می‌تواند برای انواع مختلف کانالها مورد استفاده قرار گیرد. سایمون و آلبرتسون پنج نوع کانال بشرح زیر را تشخیص دادند.

1 - Simons and Albertson, (1963)

۳/۸

پنج نوع کانال

Simons and Albertson (1963)

۱- بستر و بدنهٔ ماسه‌ای
۲- بستر ماسه‌ای و بدنهٔ چسبنده
۳- بستر و بدنهٔ چسبنده
۴- مصالح غیرچسبندهٔ درشت
۵- مثل ۲ ولی بار معلق زیاد(۲۰۰۰ ppm تا ۸۰۰۰ ppm)

روابط ارائه شده توسط سایمون و آلبرتسون بصورت زیر می‌باشد:

$$p = k_1 \sqrt{Q} \quad (۴-۲۳)$$

$$B = 0.9\,P \quad (۴-۲۴)$$

$$B = 0.92\,T - 2.0 \quad (۴-۲۵)$$

$$R = K_2\,Q^{0.36} \quad (۴-۲۶)$$

$$d = 1.21\,R \qquad R \le 7\,ft \quad (۴-۲۷)$$

$$d = 2 + 0.93\,R \qquad R \ge 7\,ft \quad (۴-۲۸)$$

$$V = K_3\,(R^2 S)^m \quad (۴-۲۹)$$

$$\frac{C^2}{g} = \frac{V^2}{g\,d\,S} = K_4 \left(\frac{VB}{\nu}\right)^{0.37} \quad (۴-۳۰)$$

در این معادلات Q, S, R, P قبلاً معرفی شده‌اند، C ضریب ثابت شزی می‌باشد، B عرض متوسط کانال، T عرض بالای (سطح آب) کانال ضرایب K_1, K_2, K_3, K_4 و m در جدول (۳-۴) ارائه شده است.

مثال (۴-۴)

مطلوب است طرح یک کانال پایدار که جریانی معادل ۲۱۰۰ فوت مکعب در ثانیه را بتواند عبور دهد. مصالح بستر و بدنهٔ کانال چسبنده و اندازهٔ متوسط ذرات برابر ۰/۳۴

(۱۷۲)

میلیمتر و مقدار غلظت مواد معلق جریان ۲۰۰ قسمت در میلیون می‌باشد. این مثال با روش لیسی، بلنچ و سایمون و آلبرتسون حل کنید.

جدول (۳-۴) : ضرائب روش سایمون و آلبرتسون

ضریب	نوع کانال ۱	۲	۳	۴	۵
K_1	۳/۵	۲/۶	۲/۲	۱/۷۵	۱/۷
K_2	۰/۵۲	۰/۴۴	۰/۳۷	۰/۲۳	۰/۳۴
K_3	۱۳/۹	۱۶/۰	—	۱۷/۹	۱۶/۰
K_4	۰/۳۳	۰/۵۴	۰/۸۷	—	—
m	۰/۳۳	۰/۳۳	—	۰/۲۹	۰/۲۹

حل:

الف : روش لیسی

Lacey (1929)

$C = 200$ ppm
$Q = 2100$ cfs
$D_{50} = 0.34$ mm

$$D_{50} = 0.34\,mm = 0.0134\ in$$

محیط خیس شدهٔ کانال :

$$P = 2.67\,Q^{1/2} = 122.4\,ft$$

$$f = 8\sqrt{0.0134} = 0.93$$

رابطهٔ ۷-۴ را می‌توان به صورت زیر نوشت :

$$\frac{Q}{A} = 1.11 \sqrt{f}\left(\frac{A}{p}\right)$$

که پس از قرار دادن $Q = 2100$ و $P = 122.4$ و $f = 0.93$، سطح مقطع جریان برابر است با:

$$A = 778 \ ft^2$$

برای محاسبهٔ عمق کانال ذوزنقه‌ای با داشتن A، P و $Z = 1.5$ مقدار d محاسبه می شود که تقریباً برابر است با:

$$d = 6.8 \ ft$$

شیب کانال از رابطه (۱۴-۴) برابر است با:

$$S = 0.00055 \frac{0.93^{5/3}}{2100^{1/6}} = 0.00014$$

ب : روش بلینچ (Blench, 1966)

با استفاده از رابطهٔ (۲۲-۴) :

$$f_b = 1.9 \sqrt{D_{50}} = 1.11$$

با بکار بردن معادلات ۸-۴ و ۹-۴ و $f_s = 0.2$ می‌توان نوشت :

$$B = 108 \ ft \quad , \quad d = 7.0 \ ft$$

و عرض بالا

$$T = B + 2Zd = 129 \ ft$$

(۱۷۴)

و مقدار شیب

$$S = \frac{1.11^{5/6} \times 0.2^{1/12} \times (10^{-5})^{1/4}}{3.63 \times 32.2 \times 2100^{1/6} \times (1 + 200/2330)} = 0.00018$$

ج : روش سایمونز و آلبرتسون Simons and Albertson (1963)

نوع کانال ۲ می‌باشد در نتیجه $K_1 = 2.6$ و $K_2 = 0.44$ و $K_3 = 16.0$ و $m = 0.33$

از جدول (۳-۴) ص ۱۳۷

$$P = K_1 \sqrt{Q} = 2.6 \sqrt{2100} = 119.15$$

$$B = 0.9 \times 119.15 = 107.2 \ ft$$

$$B = 0.92\ T - 2.0 = 107.2 \ ft \Rightarrow T = 118.7 \ ft$$

$$R = K_2 Q^{0.36} = 0.44\ (2.00)^{0.36} = 6.9 \ ft$$

$$d = 1.21\ R = 1.21 \times 6.9 = 8.4 \ ft$$

و سرعت :

$$V = \frac{Q}{Bd} = 2.34 \ ft/sec$$

$$V = K_3 (R^2\ S)^m = 16.0\ (R^2 S)^{0.33}$$

و شیب کانال برابر است با :

$$S = 0.000062$$

پایان مثال (۴-۴).

5/2

مثال (۵-۴)

در صورتی که دبی رودخانه برابر ۱۱۰۰۰ فوت مکعب در ثانیه و مصالح بستر دارای ماسه با D_{50} = ۰/۲۳ میلیمتر باشد مطلوب است طرح مقطع کانال پایدار به شکل ذوزنقه در حالتی که شیب بدنه آن $z = 2$ باشد.

حل : از روش لیسی

با داشتن D_{50} مقدار فاکتور لای برابر خواهد بود با :

$$f = 1.59 \sqrt{0.23} = 0.76$$

مقدار محیط خیس شده (از رابطهٔ ۱۹-۴) :

$$P = 2.68 \sqrt{11000} = 281.0 \ ft$$

مقدار سرعت (از رابطهٔ ۱۵-۴) :

$$11000 \times (0.76)^2 = 3.8 (V)^6$$

و از آنجا :

$$V = 3.45 \ ft/sec$$

مقدار شعاع هیدرولیکی (از رابطهٔ ۱۲-۴ یا ۱۶-۴) :

$$R = 0.7305 \frac{(3.45)^2}{0.76} = 11.41 \ ft$$

مقدار شیب کف کانال از رابطهٔ (۱۷-۴) و یا (۲۰-۴) :

$$S = \frac{(0.76)^{5/3}}{1750 (11000)^{1/6}} = 7.7 \times 10^{-5}$$

سطح مقطع جریان :

$$A = PR = 281.0 \times 11.41 = 3206.2 \ ft^2$$

(۱۷۵)

در نتیجه می‌توان عرض کف B و عمق کانال d را از روابط زیر بدست آورد :

$$3206.2 = Bd + 2d^2$$

$$280 = B + 2d \sqrt{1 + 4} = B + 4.47 d$$

که پس از حل تقریباً $d = 13 \ ft$ و $B = 222.0 \ ft$ حاصل خواهد شد.

۵-۴- طراحی کانال پایدار با روش حداقل قدرت جریان (Min. Stream Power)

چانگ [1] با ارائه تئوری حداقل قدرت جریان، روشی را برای طراحی کانال پایدار عرضه کرد که در این قسمت به آن اشاره می‌گردد. چانگ اظهار می‌دارد که یک کانال آبرفتی موقعی در حالت تعادل می‌باشد که قدرت جریان در واحد طول کانال یعنی $\gamma Q S$ در حداقل باشد. بنابراین برای هر میزان دبی جریان و دبی رسوب وارد شده به کانال، مشخصات آن کانال یعنی شیب، عمق و عرض کف طوری تغییر خواهد کرد که مقدار γQS در حداقل باشد. از آنجا که Q و γ ثابت هستند بنابراین تغییرات مشخصات کانال تا زمانی که S به حداقل برسد ادامه خواهد داشت. با این تعریف، چانگ مراحل طراحی کانال آبرفتی را به شرح زیر ارائه کرد:

ابتدا مقادیر Q (دبی جریان)، Q_s (دبی رسوب)، D_s (اندازهٔ مواد رسوبی کانال)، γ_s (وزن واحد حجم مواد رسوبی کانال) و لزوجت کینماتیک انتخاب می‌گردند. ضمناً شیب بدنهٔ کانال را می‌توان با توجه به نوع مواد بدنهٔ کانال انتخاب کرد.

سپس با فرض کردن مقادیر مختلفی برای عرض کف کانال (B) و عمق جریان (d)، سرعت جریان (V) را از یکی از معادلات مقاومت در مقابل جریان و شیب کانال را از

1 - Chang, (1988)

۹/۲

یکی از معادلات بار بستر محاسبه می‌کنند. آنگاه مقدار دبی جریان را با توجه به رابطهٔ $Q = AV$ محاسبه کرده و با دبی ورودی مقایسه می‌گردد. چنانچه این مقادیر با هم برابر بودند، مقادیر فرضی B و d محاسبه شده با دبی ورودی برابر می‌شوند.

شیبهای بدست آمده در مرحله دوم با هم مقایسه شده و حداقل شیب مورد نظر انتخاب می‌گردد. مشخصات کانال مربوط به این شیب، پارامترهای مربوط بـه کـانال پـایدار می‌باشند.

چانگ برای حالت $Z = ۱/۵$ و بکار بردن روش یاد شده در بالا، منحنی‌هائی برای طراحی کانال پایدار ارائه کرد که در شکل ۹-۴، ۱۰-۴، ۱۱-۴ نشان داده شده است.

مطابق شکل، برای شرایط آستانهٔ حرکت رابطهٔ ریاضی زیر را می‌توان نوشت :

$$\frac{S_c}{\sqrt{D_s}} = \frac{0.00238}{Q^{0.51}} \qquad (۴-۳۱)$$

که در اینجا D_s بر حسب میلیمتر Q_s بر حسب ft^3/sec و S_c عبارت است از شیب بحرانی کف کانال مربوط به شروع حرکت بار بستر.

ضمناً عرض کف کانال پایدار و عمق جریان را می‌توان به صورت روابط ریاضی زیر نشان داد:

$$B = 4.17\left(\frac{S}{\sqrt{D_s}} - \frac{S_c}{\sqrt{D_s}}\right)^{0.5} Q^{0.5} \qquad (۴-۳۲)$$

$$d = 0.055\left(\frac{S}{\sqrt{D_s}} - \frac{S_c}{\sqrt{D_s}}\right)^{-0.3} Q^{0.3} \qquad (۴-۳۳)$$

مثال ۶-۴)

کانال پایداری طراحی کنید که دبی cfs ۲۱۰۰ را بتواند عبور دهد. شیب زمین که کانال از

(۱۷۶)

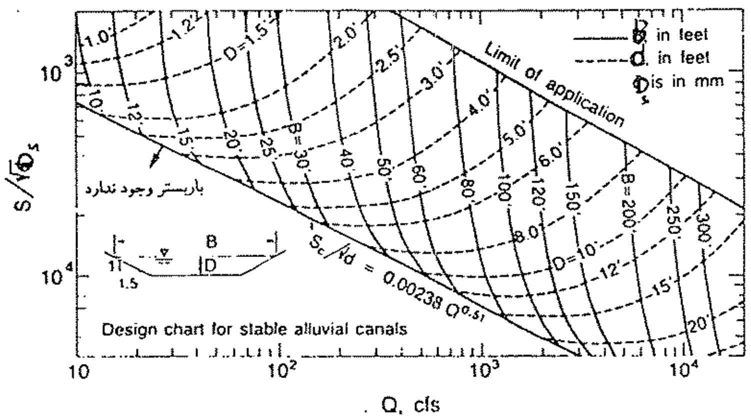
آن تبعیت خواهد کرد ۰/۰۰۰۱۸ و اندازهٔ ذرات بستر ۰/۳۴ میلیمتر می‌باشد. مطلوب است تعیین عرض کف، عمق جریان و غلظت مواد بستر در حالت تعادل.

حل :

ابتدا $\frac{S}{\sqrt{D_s}} = 3.1 \times 10^{-4}$ را حساب کرده و با توجه به اینکه $Q = 2100\ cfs$ می‌باشد، از شکل ۹-۴ و یا روابط ۳۲-۴ و ۳۳-۴ مقادیر B و d برابر است با:

$B = 130\ ft$ $\qquad$ $d = 6.7\ ft$

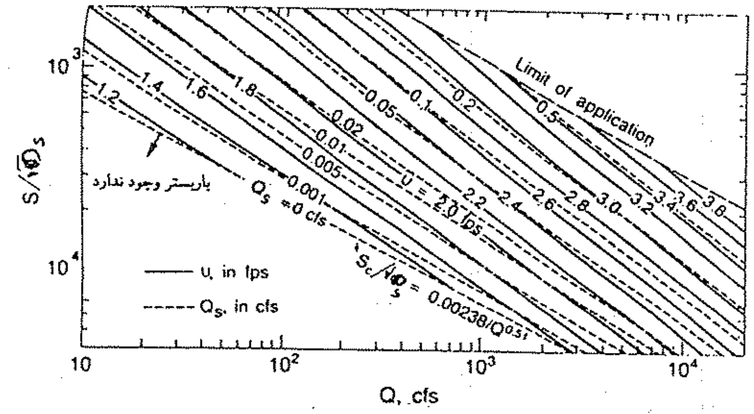
همچنین با استفاده از شکل ۱۱-۴، حداکثر غلظت بار بستر برابر ppm ۲۰۰ می‌باشد.



شکل (۹-۴): منحنی‌های طراحی کانال پایدار برای کانال ذوزنقه، $Z = 1/5$

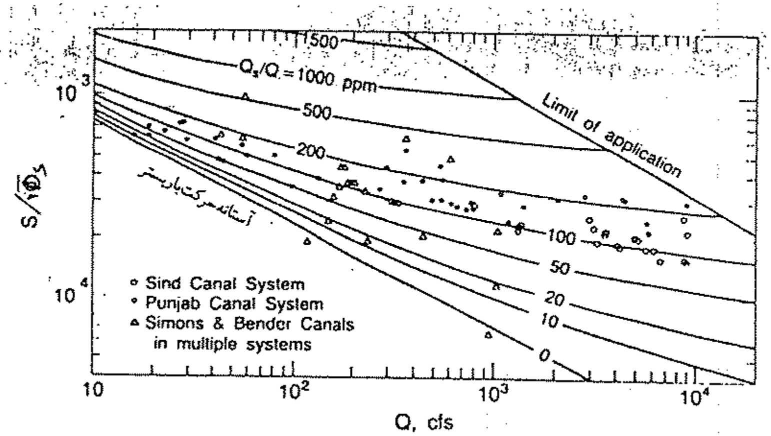
(به نقل از $Chang, 1988$)

۲/۷



شکل (۱۰-۴):مقدار بار بستر و سرعت جریان مجاز برای مقدار دبی و $\frac{S}{\sqrt{D_s}}$ مشخصی

(به نقل از *Chang, 1988*)



شکل (۱۱-۴): غلظت بار مواد بستر تابعی از Q و $\frac{S}{\sqrt{D_s}}$

(به نقل از *Chang, 1988*)

(۱۷۷)

فصل پنجم

فرم بستر
در
رودخانه‌های آبرفتی

۲/۲

Ref. Fisher, K.R. (1995). "Manual of Sediment Transport in rivers" Report No. SR 359, HR Wallingford, UK.

1/11

~~Calculate discharges per unit width for depths of flow between 0.20m and 2.0m~~

	Depth (m)				
	0.2	0.5	1.0	1.5	2.0
v_*	0.099	0.157	0.221	0.271	0.313
D_{gr}	47.4	47.4	47.4	47.4	47.4
n	0.061	0.061	0.061	0.061	0.061
A	0.173	0.173	0.173	0.173	0.173
F_{fg}	0.55	0.87	1.231	1.507	1.741
F_{gr}(lower)	0.290	0.388	0.5	0.585	0.657
u (lower) m/s	0.848	1.274	1.773	2.169	2.509
U_E^L	0.004	0.006	0.008	0.010	0.012
F_{gr}(upper)	0.463	0.708	0.959	1.139	1.277
u (upper) m/s	1.398	2.415	3.553	4.409	5.094
U_E^U	0.007	0.012	0.017	0.021	0.024
$U_E^L + U_E^U$	0.011	0.018	0.025	0.031	0.036
λ	0.109	0.121	0.031	0.030	0.030
u (m/s)	0.848	1.274	3.553	4.409	5.094
Fr	0.61	0.58	1.13	1.15	1.15
q (m^3/s/m)	0.17	0.637	3.553	6.614	10.188

~~At depths 0.2 and 0.5 m~~ the flow is in the lower regime at depths ~~1.0, 1.5 and~~ 2.0 m the flow is in the ~~upper regime mode.~~

5 Regime Theory

The problem of determining a stable cross-section geometry and slope of an alluvial channel has been the subject of considerable research over eighty years and continues to be of great practical interest. Ignoring plan geometry, an alluvial channel can adjust its width, depth and slope to achieve a stable condition in which it can transport a certain amount of water and sediment. Thus, it has three degrees of freedom and the problem is to establish relationships which determine these three quantities of width, depth and slope.

The various approaches to this problem fall into two broad categories: the empirical regime and the analytical regime methods. The empirical method relies on available data and attempts to determine appropriate relationships from the data. The usefulness of this method depends on the quality of the

٢/١١

data and the validity of the assumed form of the relationships. It has always been acknowledged that the various coefficients derived may not be truly constant but may vary slightly and that the equations should only be applied in situations similar to those for which the data were collected.

The analytical method relies on specifying equations which describe the dominant individual processes such as sediment transport, flow resistance, and bank stability. This approach can only be successful if the dominant processes are correctly identified and appropriate equations exist to describe them adequately. These approaches represent two extremes and obviously it is possible to combine aspects of both.

5.1 Empirical regime theory

The theory was first developed by British engineers working in the Indian sub-continent in response to the problem of designing large irrigation canal systems. Extensive measurements were taken on existing stable channels, that is channels that were 'in regime'. Lacey (1929) was instrumental in developing this data into a series of design functions:

$$V = 0.625\sqrt{f_s R} \tag{104}$$

$$P = 4.84\sqrt{Q} \tag{105}$$

$$S = 0.000304 f_s^{\frac{5}{3}} Q^{-\frac{1}{6}} \tag{106}$$

where:

Q	=	discharge (m^3/s)
u	=	mean velocity of flow, Q/A (m/s)
R	=	hydraulic mean depth, A/P (m) - (Hydraulic Radius)
P	=	wetted perimeter of flow (m)
S	=	slope of channel
f_s	=	a silt parameter for sediment size
A	=	cross-sectional area of flow (m^2)

The silt parameter was related to sediment size, D (m), through:

$$f_s = \sqrt{2500D} \tag{107}$$

Although there were three main equations to correspond with the three degrees of freedom of adjustment of a straight channel, algebraic manipulation could, and, did yield countless others. For example using the continuity equation (104) could be replaced by:

$$R = \left(\frac{Q}{9.45 f_s}\right)^{\frac{1}{3}} \tag{108}$$

(١٧٩)

۳/۱۱

The general form of the equations can be written as:

$$d = f_1\ (Q) \tag{109}$$

$$B = f_2\ (Q) \tag{110}$$

$$S = f_3\ (Q) \tag{111}$$

5.2 Analytical regime theory

In the analytical approach two sets of equations are readily available defining the sediment transport and the frictional characteristics, but it is unclear what to use as a third. Several proposals have been made for a suitable equation, some concerned with bank stability, others based on some variational principle such as minimum stream power or minimum unit stream power.

The table below makes reference to several sediment transport and alluvial roughness functions already mentioned in chapters 3 and 4 and he variety of functions used to describe the third fundamental physical process which controls channel geometry. All the methods are based on sound physical principles, taking account, to varying degrees and in different ways, of the need for dimensional consistency, similarity principles and the mechanics of bed material movement and turbulent suspension. They were mostly, and in some cases entirely, based on the analysis of laboratory experiments in flumes, within the individual researcher's framework of physical principles.

توضیحی که برای کار بررسی داشته

Author	Date	Functions used	Comments
Smith	1970 1974	• Colby sand transport • Modified Einstein-Brown • Regime width	Computer program Confirmed by Lower Chenab canal data
Chang	1979 1985 ۱۹۸۸	• Various transport eqns • Various resistance • Min stream power	Lower and upper bed forms could give dual solution. Design charts
Ramette	1979 1980	• Meyer-Peter bed load • Strickler or E & H • Max bed load and scour concept	Algebraic solution Extended to meandering and braided natural channels
Ackers	1980	• Ackers and White • White, Paris & Bettess • Regime width	Numerical solution with graphical representation. Confirmed by Lower Chenab

(۱۸۰)

٤/١١

Author	Date	Functions used	Comments
White, Paris and Bettess	1981	• Ackers and White • White, Paris & Bettess • Optimal principle	Table developed from computer solution
Bakker, Vermas and Choudri	1986	• Ackers and White • Van Rijn bed roughness • Lacey width with revised coefficients	Confirmed by data from Pakistan canals (ACOP)

As shown in the table some of the methods are based on empirical width functions and others include optimal principles.

5.3 Regime width equation

While there is a consensus of opinion on and good confirmation of channel design based on one or other of the recent and reliable combinations of functions for transport and for resistance, the same degree of consensus has not been reached in terms of a width-controlling function. Width can be based on a regime-type function with its coefficient value determined from the characteristics of the banks themselves, for example the values of K_1 given by Simons and Albertson (1960) for different regional conditions, in the equation:

$$B = K_1 Q^{\frac{1}{2}} \quad : \text{Width Function} \tag{112}$$

The table below shows the K_1 values for regime width equation.

Classification خصوصیات مواد بستر و دیواره کانال	K_1 (metric)
Sand bed and banks	6.34
Sand bed and cohesive banks	4.71
Sand bed and cohesive banks with heavy sediment load, 2000 -8000mgm/l	3.08
Cohesive bed and banks	3.98
Coarse non-cohesive material	3.17

مثال کاربردی → An example of this method was used by Bakker et al (1986) and used the Van Rijn (1984) friction equations, described in Section 4.1.3, combined with the Ackers and White sediment transport equations detailed in Section 3.5.1.

The channel width is determined from the Lacey regime equation but with revised coefficients. Using the ACOP data Bakker et al determined the K_1 coefficient obtaining K_1 = 4.7 for the Punjab and 4.0 for the Sind.

There is an alternative to using an empirical width function, which then meets the requirement for all functions to have a sound basis in physics. This is to use optimisation concepts to determine width. The premise is that the natural

۵/۱۱

adjustment process develops towards a channel which has maximum efficiency in transporting the water and sediment: the geometry adjusts so that the channel slope finds a minimum consistent with the two process functions for transport rate and channel resistance.

5.4 Chang's method (1985)

Chang developed a graphical method for the design of stable alluvial channels with sand bed channels with 2 to 1 side slopes. Under the inflow quantities of water discharge, sediment load, and its characteristics, a canal has three degrees of freedom in its width, depth and slope. These three variables are obtained such that the inflow discharge and bed load are transported at the minimum channel slope while fulfilling the usual hydraulic laws of flow resistance and bed-load transport. (In the analysis the bed load is used since it is primarily responsible for moulding the shape of alluvial channels.)

* The method should be restricted to canals in the lower flow regime and with ripple and sand beds.

شرایط آستانه حرکت مواد بستری (Bed load) :

$$\frac{S_c}{\sqrt{d}} = \frac{0.00238}{Q^{0.51}} \tag{113}$$

The graphs for using the Chang method are shown in Figures 8 and 9. The lower bound of Figure 8 is at the threshold for bed movement which may be represented by the equation (113):

where: S_c = critical channel slope corresponding to bed-load threshold.
$d = D_{50}$ of bed material

The graphical relationship for width in Figure 8 can be represented by the following equation:

$$B = 4.17\left(\frac{S}{\sqrt{d}} - \frac{S_c}{\sqrt{d}}\right)^{0.05} Q^{0.5} \quad \text{or} \quad B = f(Q) \tag{114}$$

Therefore the width is primarily a function of the discharge; its dependence on S and d are not very significant. The depth in Figure 8 can be represented by the following equation:

عمق آب

$$D = 0.055\left(\frac{S}{\sqrt{d}} - \frac{S_c}{\sqrt{d}}\right)^{-0.3} Q^{0.3} \tag{115}$$

Therefore the depth D, is more dependent on S and d than the width. The graphical relationship for bed load in Figure 9 , can be represented by the following equation:

9/11

$$\frac{S}{\sqrt{d}} = 0.433 \frac{Q_s^{0.736}}{Q^{0.789}} + \frac{S_c}{\sqrt{d}} \tag{116}$$

in which Q_s = bed-load discharge.

The design chart for stable alluvial channels in Figure 8, when used in conjunction with Figure 9, provides a simple graphical method for design of channels. Given the discharge of a channel, the slope should be chosen so that it falls along a line of constant uS in Figure 9. Then the width and depth of each channel are directly obtained from Figure 8.

5.5 White, Paris and Bettess method (1980)

The theory is based on sediment transport and frictional characteristic and advocates a variational principle based on the assumption that an alluvial channel adjusts its geometric characteristics and gradient in such a way that the sediment transporting capacity is maximised. Although there is no physical justification to support the principle of maximising the sediment transporting capacity it is regarded as a useful hypothesis which leads to acceptable predictions over a large range of flow conditions.

Six variables that describe the channel system are considered: the average velocity, V, average depth, d, slope, S, discharge, Q, sediment concentration, X, and channel width, B. Relating these variables are equations for the continuity of water flow, sediment transport formulae, flow resistance formulae, and the condition that the sediment transport should be maximised, or equivalently the stream power minimised. If two of the variables are known then the others can be calculated. For example knowing the discharge, Q and the slope, S, the corresponding values of V, d, X and B can be determined. Implicit in this method are the assumptions that the flow is steady and uniform and that the bed and bank material is noncohesive.

The Ackers and White equations (1973) are used to calculate the sediment concentration as detailed in Section 3.5.1. White, Paris and Bettess (1980) describe the movement of sediment in terms of three dimensionless groups in the prediction of alluvial friction as described in Section 4.1.5.

One extra equation was needed to solve the system. The hypothesis used is that for a particular water discharge and slope the width of the channel adjusts itself to maximise the sediment transport rate. If one imposes values of discharge and slope but does not impose the condition of maximum sediment transport, then there are a family of solutions each with different values of b, X, v and d, only one of which provides the maximum sediment transport rate. All the remaining solutions have sediment transport rates less than the maximum and widths both less than and greater than that provided by the maximum transport rate. These all represent possible solutions of the system if it is constrained in some way, for example, by the relative erodibility of the bed and banks. Thus, a channel with banks which are less erodible than the bed will have a width smaller than that corresponding to the maximum sediment transport case, while a channel whose banks are more erodible than the bed will have a width correspondingly larger.

V/11

HR Wallingford has published a set of alluvial channel design tables based on this methodology, to avoid the engineer having the burden of a complex computational procedure (White et al 1981a.)

The tables should only be used for channels passing through homogenous alluvium and should not be used where the composition of the bed and banks are markedly different nor where there are constraints on the width or depth such as the presence of inerodible material. The tables presented by White, Paris and Bettess can only be used for the determination of the geometric and flow characteristics of stable alluvial channels.

Example 5.5 Use of White, Paris and Bettess tables for design of stable alluvial channels

A channel is required to carry a discharge of $10m^3/s$ at a slope of $0.2 * 10^{-3}$, the D_{35} of the bed material being 0.35mm. What are the suitable stable dimensions for the channel?

The appropriate table is reproduced in Figure 10. If one looks down the column corresponding to a discharge of $10m^3/s$ one can see that the slopes corresponding to sediment concentrations of 10, 20, 40 and 60 ppm are $0.09 * 10^{-3}$, $0.13 * 10^{-3}$, $0.19 * 10^{-3}$ and $0.24 * 10^{-3}$.

The slope $0.19 * 10^{-3}$ is closest to the required slope of $0.2 * 10^{-3}$ corresponding to a sediment concentration of 40ppm. An approximation to the required channel characteristics are given by:

velocity	0.63m/s
depth	1.32m
surface width	12.1m
sediment concentration	40 ppm

Interpolation within the table in Figure 10 could be used to refine this estimate.

5.6 Application and use of regime theory

The original application of regime theory was to irrigation canals. A characteristic of such canals is that the range of discharge is limited so that there is little inherent difficulty in deciding the discharge to be used in the regime relations. More recently regime theory has been applied to natural rivers. By contrast natural rivers have a wide range of discharges varying throughout the year and from year to year. It is thus more difficult to know which is the discharge that should be used in the regime theory.

It has been assumed that the dimensions of a river channel can be related to a particular discharge, referred to as the dominant discharge. At this discharge, equilibrium is most closely approached and the tendency to change is least. This condition may be regarded as the integrated effect of all varying conditions over a long period of time. Unfortunately there is no universally agreed method of determining the dominant discharge.

Regime theory can be used in the design of physical models. As part of an investigation for an irrigation scheme, HR Wallingford designed a mobile bed model of the Sabi River, a large sand river in Zimbabwe. The river channel was in regime and the physical model was designed on the basis that the

(١٨٤)

N/11

model channel must also be in regime. The resulting model successfully reproduced the behaviour of the prototype.

River improvements or changes to river due to maintenance can have a morphological impact. Regime theory can be used in assessing the impact of these changes to a river, HR Wallingford (1992).

Using ideas from regime theory a method for predicting plan shape and the impact of change on plan shape has been derived. The method is based upon the principle that plan shape results as a compromise between the regime slope required for equilibrium and the slope of the river valley, Bettess and White (1983).

End

6 Sediment sampling and analysis

As the behaviour of sediments is very dependent on sediment size, it is important to establish the size of the sediment under consideration. There are

a number of concerns that must be considered when collecting sediment samples:

(1) the sample should be representative of the sediment under consideration;
(2) the sample that is collected should be representative of the sediment that is present, that is, sampling should not preferentially select some sizes at the expense of others;
(3) the sample size should be sufficient to ensure that the required statistics can be determined accurately.

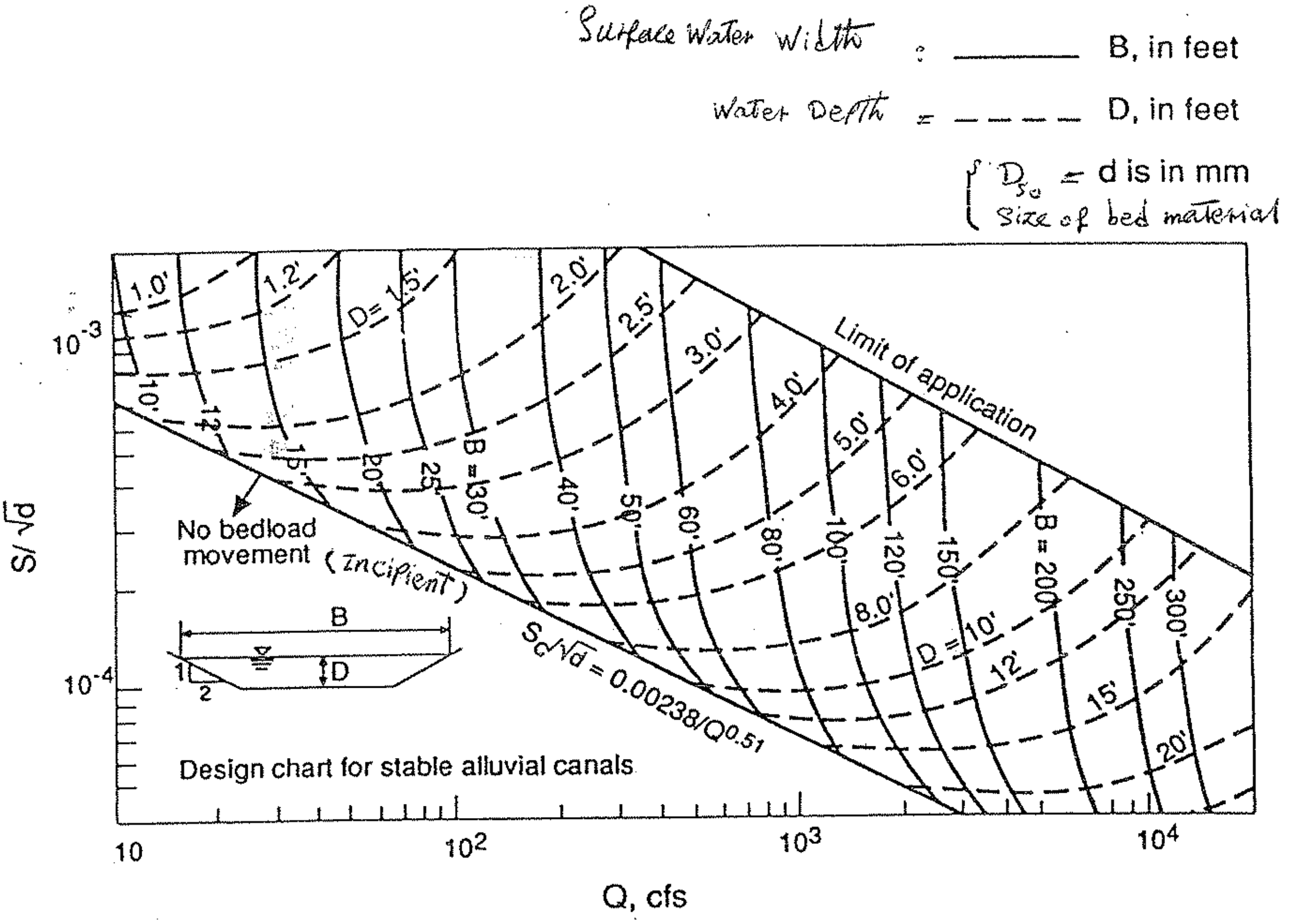
These aspects are considered in more detail.

(1) The sample should be representative of sediment under consideration. Particularly in gravel rivers there can be significant variations in sediment composition both in plan and through the depth. Care must be taken in selecting a sample site to ensure that the sample will provide the required information. The beds of gravel rivers are frequently armoured, that is, the surface layer of sediment is coarser than the underlying sediment. This should be considered when selecting an appropriate method of sampling. The reader is referred to BS 3680 Part 10E: 1993/ISO 9195:1992, Sampling and analysis of gravel bed material

(2) The sample should be representative of the sediment present. The act of sampling can quite frequently introduce bias into the sample. Most forms of sampling introduce some form of bias, for example, when grab samples are collected from underwater, it is common for fine sediments to be washed out of the sample preferentially. One should be aware of possible sources of bias and try to design the sampling size to overcome them.

(3) The sample should be sufficient to determine required statistics with the required degree of accuracy. Samples should, if at all possible, be large enough to enable an adequate size grading to be carried out. This normally means that there is a sufficient number of particles in each size class. For silts and clays this is normally not too difficult and depending

9/11

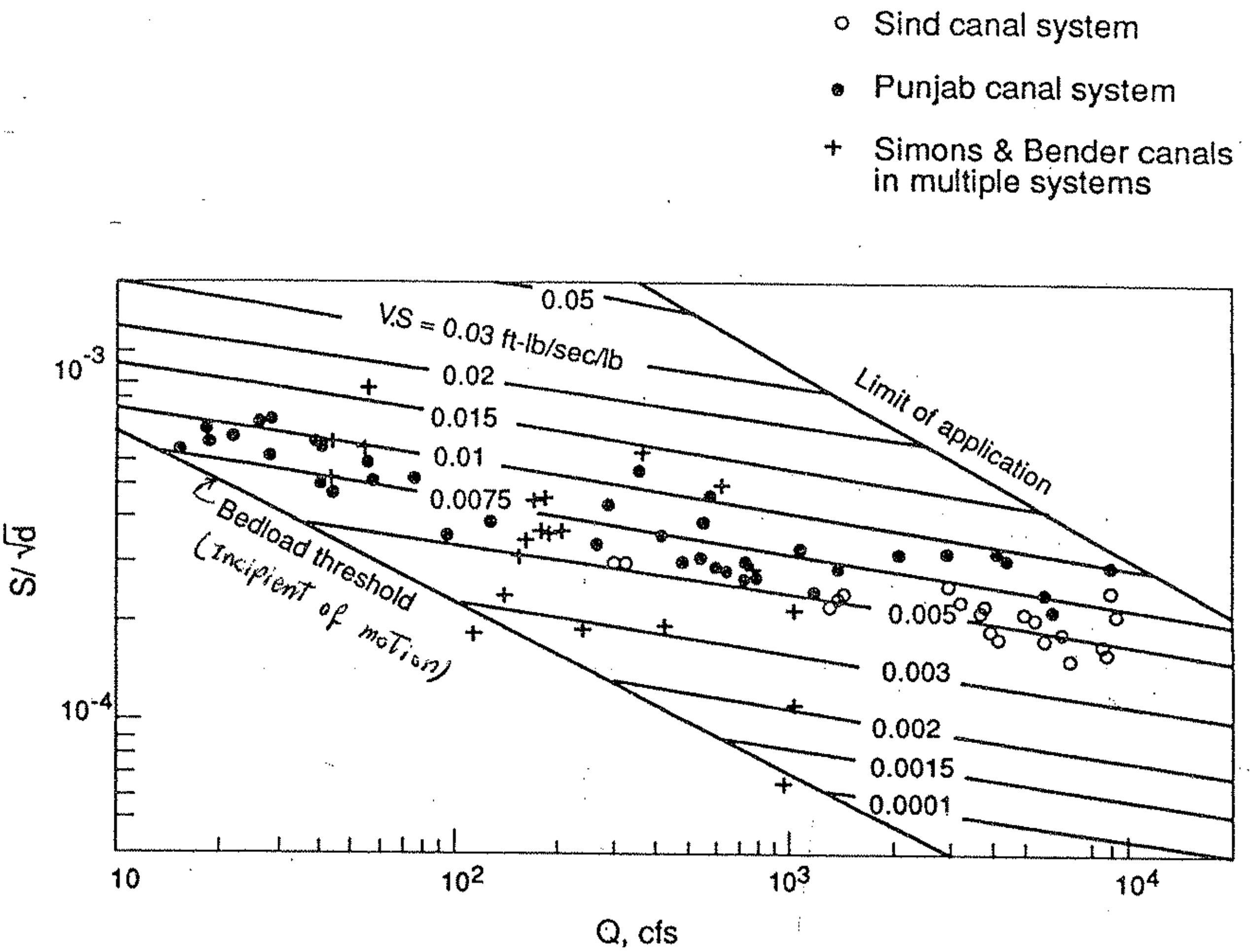


"Chang's Method" (1985)

KF/8/3-93/PA

Figure 8 Design chart for stable alluvial canals with sand bed

10/11



"Chang's Method" (1985)

KF/9/3-93/PA

Figure 9 Velocity-slope product as function of water discharge, slope and sediment size

(1AV)

11/11

برای هر D_{50} مختلفی یک جدول دیگری باید باشد.

SAND SIZE 0.35 MILLIMETRES

$D_{50} = 0.35$ mm

VELOCITY (METRES/SEC)
SLOPE *1000
DEPTH (METRES)
WIDTH (METRES)
FRICTION FACTOR *10

SEDIMENT CONCENTRATION (PPM)	DISCHARGE (CUMECS)										
	0.5	1.0	2.0	5.0	10.0	20.0	50.0	100.0	200.0	500.0	1000.0
10	0.43 0.218 0.47 2.5 0.328	0.45 0.176 0.63 3.5 0.326	0.48 0.143 0.83 5.1 0.324	0.51 0.110 1.20 8.1 0.325	0.54 0.091 1.57 11.7 0.326	0.57 0.076 2.07 16.9 0.331	0.63 0.061 2.98 26.8 0.334	0.66 0.052 3.83 39.5 0.338	0.71 0.044 4.97 57.0 0.342	0.77 0.037 6.97 93.0 0.348	0.83 0.032 8.96 134.5 0.350
20	0.45 0.284 0.43 2.6 0.373	0.48 0.233 0.58 3.6 0.371	0.50 0.193 0.77 5.2 0.371	0.55 0.152 1.10 8.3 0.372	0.58 0.128 1.44 12.0 0.374	0.62 0.109 1.89 17.1 0.377	0.68 0.089 2.69 27.5 0.381	0.72 0.077 3.49 39.6 0.385	0.78 0.067 4.52 56.8 0.388	0.86 0.056 6.37 91.2 0.392	0.92 0.050 8.25 131.3 0.404
40	0.47 0.386 0.40 2.6 0.433	0.50 0.321 0.54 3.7 0.432	0.54 0.271 0.70 5.3 0.433	0.58 0.218 1.01 8.5 0.434	0.63 0.187 1.32 12.1 0.436	0.67 0.162 1.72 17.3 0.438	0.74 0.135 2.44 27.7 0.441	0.80 0.118 3.18 39.3 0.444	0.87 0.104 4.13 55.9 0.446	0.96 0.089 5.79 89.5 0.448	1.04 0.079 7.51 127.9 0.458
60	0.49 0.468 0.38 2.7 0.474	0.52 0.395 0.51 3.8 0.473	0.56 0.336 0.67 5.4 0.473	0.61 0.275 0.95 8.6 0.474	0.65 0.238 1.24 12.3 0.481	0.71 0.207 1.65 17.3 0.477	0.79 0.174 2.31 27.5 0.479	0.85 0.156 3.00 39.1 0.480	0.93 0.136 3.89 55.5 0.481	1.04 0.117 5.48 87.7 0.481	1.13 0.105 7.09 125.0 0.488
80	0.50 0.542 0.37 2.7 0.506	0.54 0.461 0.49 3.8 0.505	0.58 0.395 0.64 5.4 0.504	0.64 0.325 0.91 8.6 0.505	0.68 0.283 1.19 12.2 0.505	0.74 0.248 1.55 17.4 0.506	0.82 0.210 2.22 27.3 0.507	0.90 0.186 2.88 38.7 0.507	0.98 0.166 3.74 54.8 0.507	1.10 0.144 5.24 86.8 0.505	1.20 0.129 6.80 122.8 0.511
100	0.51 0.610 0.36 2.7 0.532	0.55 0.522 0.47 3.8 0.530	0.59 0.450 0.62 5.5 0.529	0.65 0.372 0.89 8.6 0.529	0.71 0.325 1.16 12.2 0.530	0.77 0.286 1.51 17.3 0.529	0.86 0.243 2.15 27.2 0.529	0.93 0.217 2.79 38.5 0.528	1.02 0.194 3.62 54.3 0.527	1.14 0.169 5.10 86.1 0.534	1.25 0.152 6.57 121.5 0.528
200	0.56 0.903 0.32 2.8 0.620	0.60 0.784 0.43 3.9 0.617	0.66 0.686 0.57 5.4 0.615	0.73 0.578 0.80 8.7 0.610	0.79 0.512 1.04 12.2 0.607	0.86 0.455 1.36 17.0 0.604	0.97 0.392 1.93 26.6 0.599	1.06 0.353 2.51 37.4 0.595	1.17 0.319 3.25 52.5 0.590	1.32 0.279 4.60 82.1 0.590	1.46 0.254 5.94 115.2 0.584
400	0.61 1.382 0.29 2.8 0.719	0.66 1.215 0.38 3.9 0.720	0.73 1.074 0.50 5.5 0.706	0.82 0.920 0.72 8.5 0.697	0.89 0.824 0.93 12.1 0.690	0.98 0.739 1.22 16.6 0.682	1.12 0.645 1.73 25.8 0.671	1.23 0.585 2.25 36.1 0.662	1.36 0.531 2.94 50.2 0.662	1.55 0.470 4.13 77.9 0.648	1.73 0.430 5.32 108.5 0.630
600	0.65 1.795 0.27 2.8 0.782	0.72 1.591 0.36 3.9 0.772	0.78 1.414 0.47 5.5 0.762	0.88 1.221 0.67 8.4 0.749	0.97 1.097 0.87 11.8 0.737	1.07 0.991 1.14 16.4 0.728	1.22 0.869 1.63 25.2 0.713	1.34 0.791 2.12 35.1 0.711	1.49 0.722 2.75 48.8 0.698	1.72 0.642 3.86 75.4 0.673	1.92 0.588 5.00 104.2 0.660
800	0.68 2.174 0.26 2.8 0.827	0.75 1.933 0.34 3.9 0.815	0.83 1.729 0.45 5.3 0.803	0.93 1.498 0.64 8.3 0.787	1.03 1.352 0.84 11.5 0.774	1.14 1.223 1.10 16.1 0.761	1.29 1.078 1.56 24.8 0.753	1.43 0.984 2.01 34.7 0.738	1.60 0.899 2.63 47.6 0.716	1.85 0.801 3.70 73.1 0.696	2.06 0.737 4.78 101.5 0.680
1000	0.71 2.529 0.25 2.8 0.864	0.78 2.256 0.33 3.9 0.849	0.86 2.022 0.43 5.4 0.835	0.98 1.761 0.62 8.2 0.816	1.08 1.591 0.81 11.4 0.801	1.20 1.444 1.06 15.7 0.785	1.36 1.276 1.51 24.3 0.776	1.51 1.165 1.96 33.8 0.760	1.69 1.068 2.52 46.9 0.735	1.96 0.953 3.58 71.4 0.713	2.19 0.877 4.62 98.7 0.695
2000	0.81 4.104 0.22 2.8 0.979	0.89 3.695 0.30 3.8 0.957	1.00 3.339 0.39 5.1 0.935	1.14 2.934 0.56 7.9 0.906	1.26 2.672 0.73 10.8 0.901	1.40 2.437 0.95 15.1 0.875	1.61 2.169 1.35 22.9 0.846	1.81 1.990 1.75 31.6 0.815	2.03 1.831 2.29 43.0 0.792	2.35 1.642 3.21 66.3 0.763	2.64 1.516 4.15 91.3 0.741
4000	0.93 6.791 0.20 2.7 1.098	1.04 6.161 0.26 3.7 1.066	1.16 5.598 0.35 5.0 1.035	1.33 4.959 0.49 7.6 0.995	1.48 4.541 0.64 10.5 0.980	1.66 4.161 0.85 14.2 0.950	1.94 3.723 1.21 21.3 0.902	2.19 3.433 1.59 28.8 0.872	2.44 3.163 2.04 40.2 0.846	2.84 2.853 2.90 60.7 0.820	3.18 2.639 3.73 84.2 0.795

Figure 10 Example of White, Paris and Bettess table for the design of stable alluvial channels

هیدرولیک رسوب

م.ر. ایاسی

سری مسائل شماره ۵ : "کانالهای فرسایشی"

(1) Define the terms ripple, dune, and antidune; and briefly describe the conditions under which each forms.

(2) With reference to the continuity equation for sediment motion or otherwise prove that dunes migrate downstream and that antidunes migrate upstream.

(3) Write down the expressions for Shields entrainment function and particle Reynolds number, and briefly explain the importance of each in the study of sediment transport.

(4) Discuss the role of the Froude number in resistance to flow.

(5) A river flowing in its own alluvium has the following dimensions:

Bankfull discharge : 1400 m^3/s

Thalweg slope : 0.003

Breadth : 200 m

Average depth : 4 m

Bed and bank material : Sand, $D_{50} = 0.3$ mm

(a) Use the work of Kennedy and his co-workers to estimate the energy gradient. (See Yang (1996), pp. 79-80)

(b) Compare this with the estimate from regime theory.

(6) What is the balance of forces on a sediment grain as it is just about to lift off the stream bed into the flow?

صدا

فصل ۷ -
فرم بستر (Bed forms)

فرم بستر در نتیجه تأثیر متقابل (interaction) بین
- جریان (flow) : قابلیت جریان در تغییر
و
- قابلیت حرکت مواد بستری (bed mobility)

بوجود می آید.

تأثیر مستقیم فرم بستری روی مقاومت جریان (Bed roughness / flow resistance)

مثال کاربردی

محاسبات پروفیل سطح آب، توزیع سرعت و بار رسوبی بستگی به ارزیابی «bed form resistance» دارد.

سؤال : بستر چگونه تغییر شکل می دهد؟ How the bed deforms?

تحول بستر فرسایشی در مجاری با بستر ماسه ای (sand - bed) بطور مثال رودخانه هایی که با بستر ماسه ای در دشتهای سیلابی جاری هستند با افزایش :

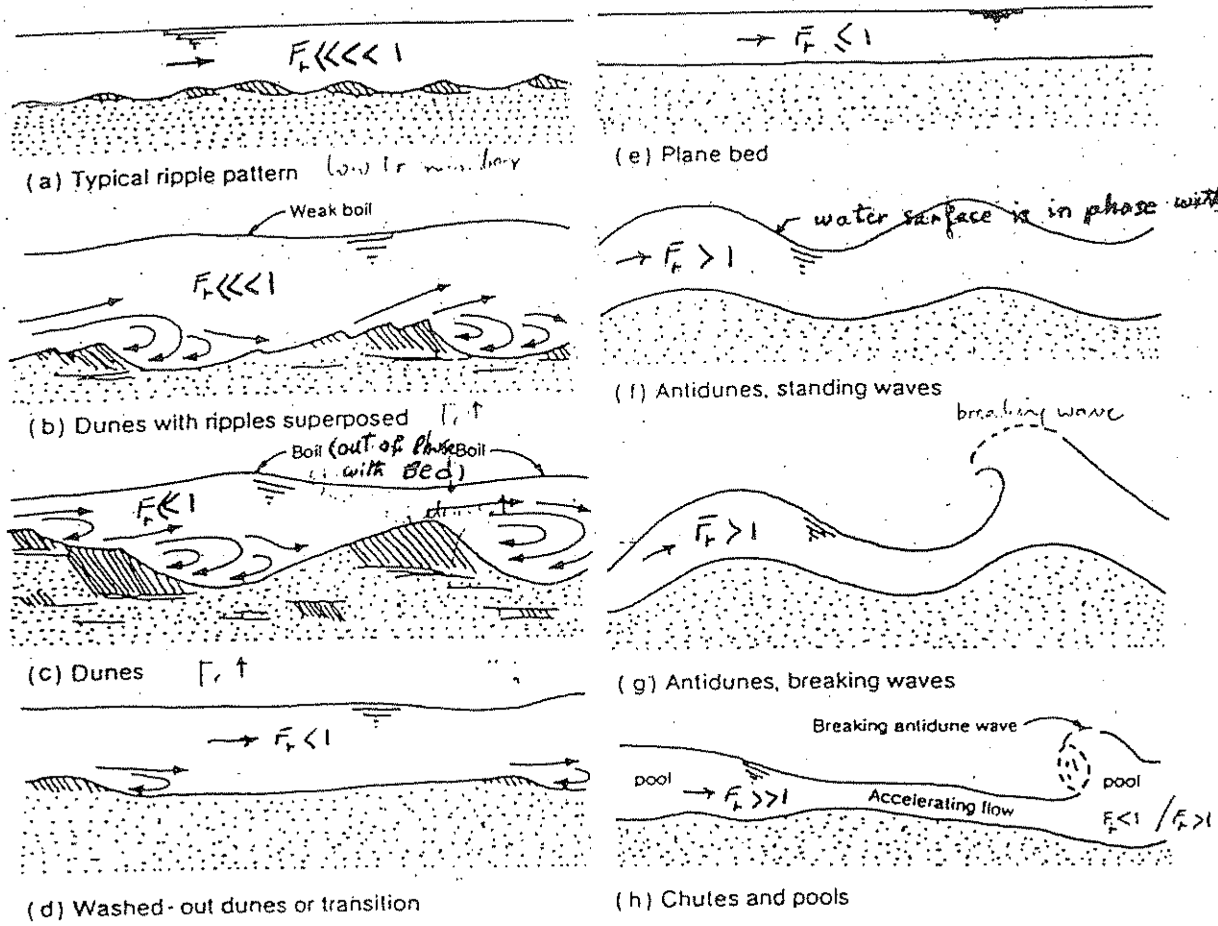
- سرعت متوسط جریان (mean velocity) $\underline{u}$
- عدد فرود $\underline{u}$ (Fr)
- Stream power $\propto v^3$

باعث تغییر شکل بستر می شوند.

کپی انگلیسی ضمیمه برای تغییر بستر در جریان یک سیلاب در رودخانه Rhyine کتاب Hydrometry | Fig. 5.2 P. 159

در مورد رودخانه های با مواد بستری درشت دانه عامل لایه سطحی و خصوصیات جریان، فرمهای بستری متنوعی

می سازد که با خصوصیات جریان ارتباط معنی دار دارند.



Idealised Bed Forms in Alluvial Channels

Sand-bed

HR Wallingford

Because Eqs. (3.18*a*, *b*) were obtained from a small laboratory flume with uniform sand, they should not be applied directly to natural rivers with nonuniform bed materials.

Meyer-Peter and Müller (1948), considering a sand mixture, transformed Strickler's formula to

$$n = \frac{d_{90}^{1/6}}{26} \tag{3.19}$$

where d_{90} = sediment diameter (in m) for which 90% of the mixture is finer.

Equation (3.19) can be used to approximate Manning's coefficient when the bed is not covered by cobbles or armored.

Lane and Carlson (1953) in their study of the San Luis Valley canals suggested that

$$n = \frac{d_{75}^{1/6}}{39} \tag{3.20}$$

where d_{75} = sediment diameter (in in.) for which 75% of the mixture is finer.

The beds of the canals studied by Lane and Carlson were paved with cobbles.

3.3 BED FORMS

There is a strong interrelationship between resistance to flow, bed configuration, and rate of sediment transport. In order to understand the variation of resistance to flow under different flow and sediment conditions, it is necessary to know the definitions and the conditions under which different bed forms exist.

3.3.1 Terminology

The commonly used terms for bed forms in the literature can be summarized as follows (Simons and Richardson, 1960):

1. *Plane bed:* this is a plane bed surface without elevations or depressions larger than the largest grains of bed material.
2. *Ripples:* these are small bed forms with wavelengths less than 30 cm and heights less than 5 cm. Ripple profiles are approximately triangular, with long gentle upstream slopes and short, steep downstream slopes.
3. *Bars:* these are bed forms having lengths of the same order as the channel width or greater, and heights comparable to the mean depth of the generating flow. There are *point bars*, *alternate bars*, *middle bars*, and *tributary bars*, as shown in Fig. 3.1.

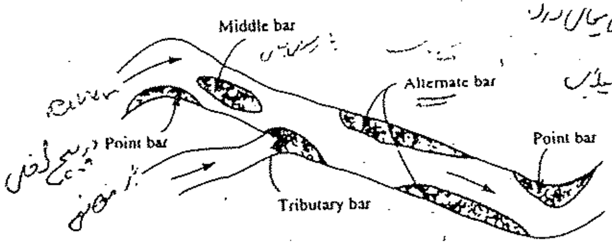


FIGURE 3.1
Illustration of different types of bars.

4. *Dunes:* these are bed forms smaller than bars but larger than ripples. Their profile is out of phase with the water surface profile.
5. *Transition:* the transitional bed configuration is generated by flow conditions intermediate between those producing dunes and plane bed. In many cases, part of the bed is covered with dunes while a plane bed covers the remainder.
6. *Antidunes:* these are also called *standing waves.* The bed and water surface profiles are in phase. While the flow is moving in the downstream direction, the sand waves and water surface waves are actually moving in the upstream direction.
7. *Chutes and pools:* these occur at relatively large slopes with high velocities and sediment concentrations. They consist of large elongated mounds of sediment.

Figure 3.2 illustrates different bed forms for sand bed channels.

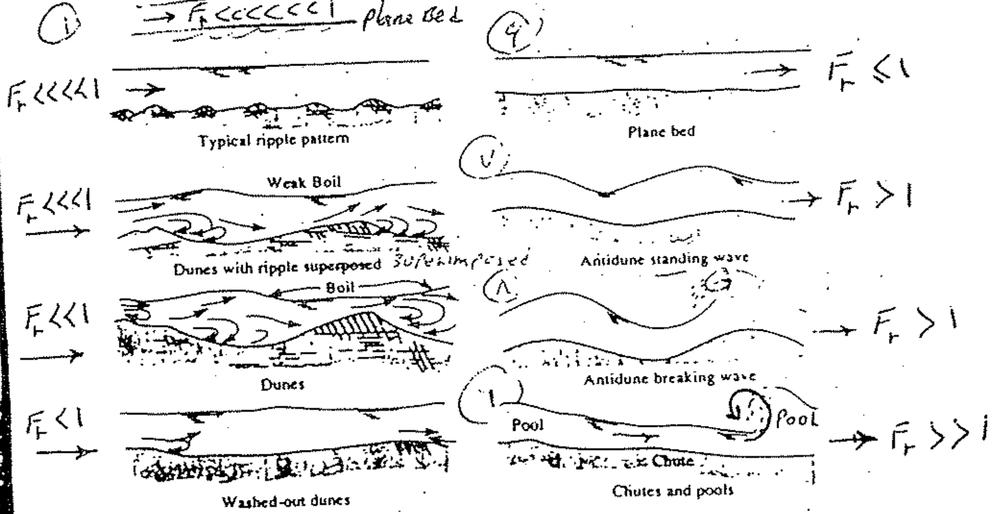


FIGURE 3.2
Bed forms of sand bed channels (Simons and Richardson, 1966).

By accelerating the flow: (با افزایش قدرت جریان)

Step 1:

w.s. Horizontal

→ $v \approx 0$ تقریباً ساکن

plane bed (Flat bed)

تغییرات کف از اندازه ماکزیمم مواد بستر بیشتر نیست. $\Delta Z \le D_{max}$ معیار کمّی

یعنی زبری بستر را داریم.

Max $D_{max} = 2mm$

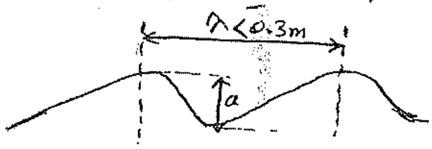
Step 2:

w.s. Flat (very much Horizontal)

→ $Fr <<<< 1$

Ripples

راستای عمومی بستر تخت است ولی سطح بستر، دندانه‌ای می‌شود (مواج به صورت کنگره‌ای یا اره‌ای است)



$a \le 0.03m$: Bob

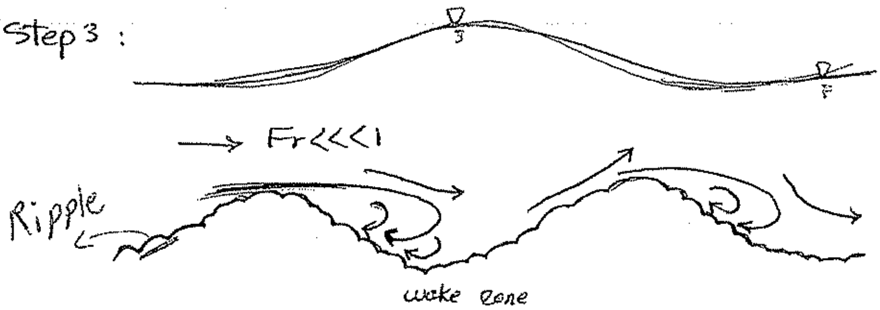
$a \le 0.05m$: Yang

ابعاد Ripples مستقل از عمق جریان و با افزایش سرعت جریان ایجاد می‌شود.

در بالادست، شیب کم طولانی و در پایین‌دست، شیب برابر $tg\,\phi$ می‌باشد. ϕ: angle of repose (شیب پایدار)

(saw tooth shape) شکل اره‌ای

Step 3:



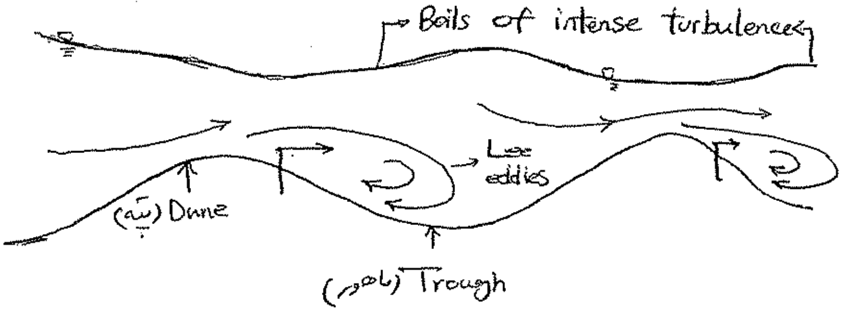
weak boil (due to circulation)

آشفتگی ضعیف در سطح آب

→ $Fr <<< 1$

Ripples on Dunes

Step 4:

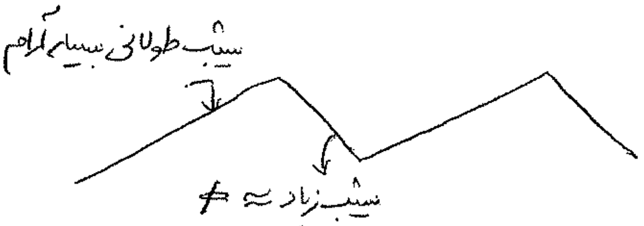


due to eddies

- in this form, ripples disappear and dunes developed with smooth face.
- Dunes are out of phase with the w.s. profile (in subcritical flow)

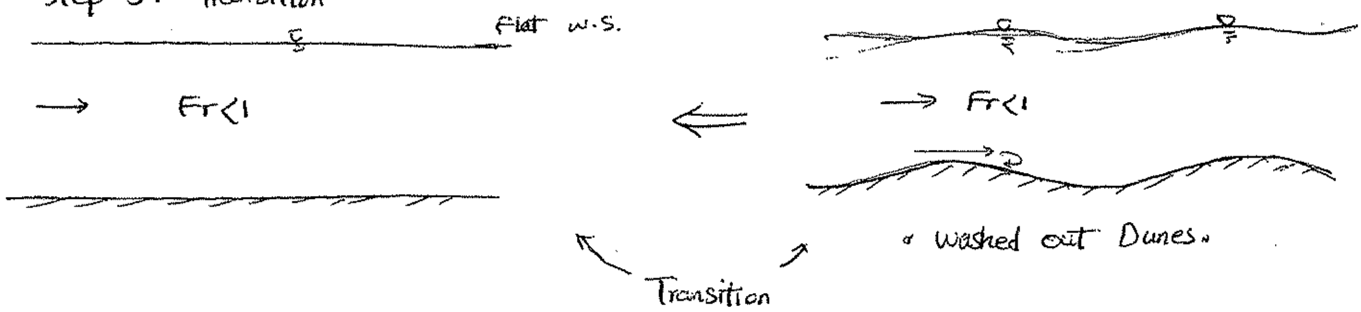
(کف بالا می رود، سطح آب پایین می افتد)

- ارتفاع Dune ها بیشتر از Ripple وکمتر از Bars می باشد.
- سرعت جریان وحمل رسوبات بیشتر ایجاد شده است.
- شکل وفرم Dune ها تابع عمق جریان می باشد
- Dunes migrate D/S   حتی در جریان پایدار، با گذشت زمان، Dune به D/S جابجا می شود.
- در مقطع طولی، شکل مثلثی دارند.



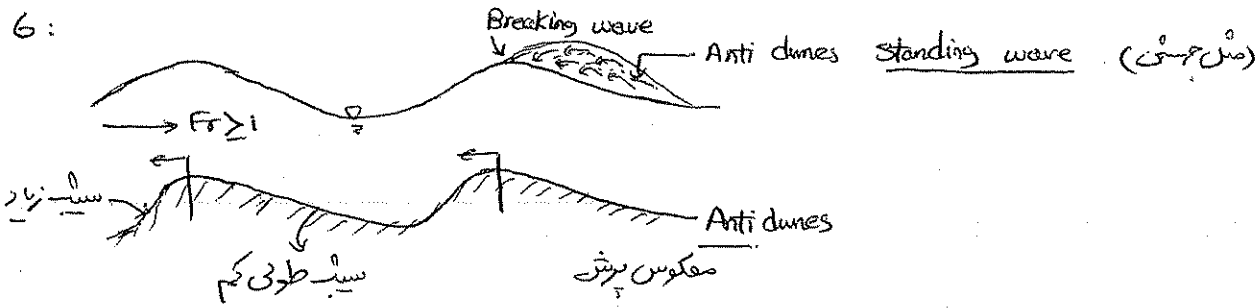
φ: Angle of repose

Step 5: Transition



at higher flow intensity than Dunes deformed

Step 6:



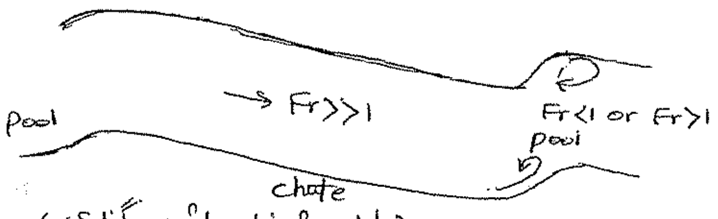
- شرایط وجود و حرکت آن ها خلاف Dune است
- smooth face   کف بالا می رود سطح آب بالا می رود
- The bed form in phase with w.s. profile (in Supercritical flow)

— They move U/S (both Dunes and standing waves)

— با افزایش سرعت و Fr ، سطح آب پایین می‌افتد تا اینکه به شیب معکوس در پایین دست برخورد می‌کند و شکسته می‌شود و حالت جهش ایجاد می‌شود.

— پروفیل طولی آن تابع Fr و حمل رسوبات است، و تدریجاً از حالت مثلثی به حالت سینوسی (در Fr بیشتر) می‌رسد.

Step 7:



— در شرایطی که شیب زیاد است، طول زیاد و حمل رسوب زیاد

جریان در طول chute شتاب می‌گیرد و حالت فوق بحرانی دارد و در پایین دست chute وارد pool می‌شود که ممکن است جریان در آنجا فوق بحرانی و یا زیر بحرانی باشد.

سوالات مهم:

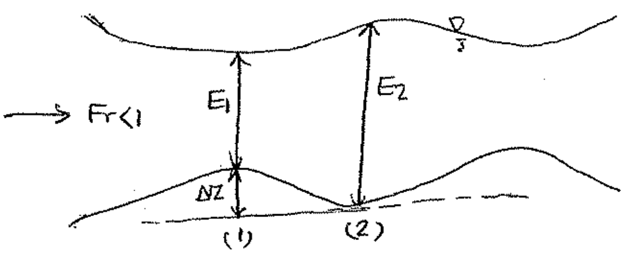
سوال ۱: چرا در حالت Dune و Antidune پروفیل سطح آب متفاوت هستند؟

In Dunes: water surface <u>out of</u> phase with the bed?

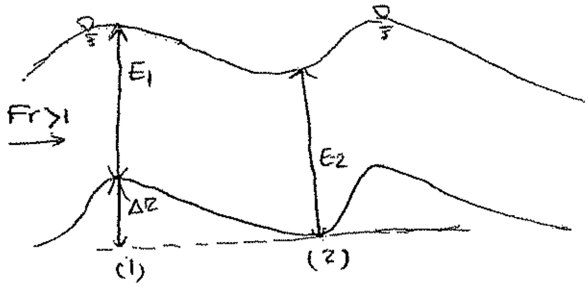
In Antidunes: water surface <u>in</u> phase with the bed?

Dunes:

- تئوری جریان یک‌بعدی
- جریان زیر بحرانی
- تبدیل در کف بستر



Antidunes:

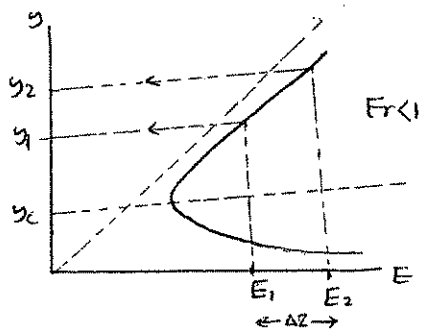


حل ۶

Dunes:

$Fr<1$

$\Delta z<0$ (Transition in bed, step down)



$E_1+\Delta z=E_2$ $\quad \Delta E=\Delta z$

$Fr<1 \quad \Rightarrow y_2>y_1$

$\frac{dE}{dy}=1-Fr^2$

$Fr<1 \quad \Rightarrow \frac{dE}{dy}>0$

$\frac{dE}{dy}>0$ یا $\frac{\Delta E}{\Delta y}>0 \qquad E_2-E_1=z_2-z_1=-\Delta z$

$\Delta E=-\Delta z \Rightarrow \frac{\Delta z}{\Delta E}<0$ یا $\frac{\Delta z}{\Delta y}<0$

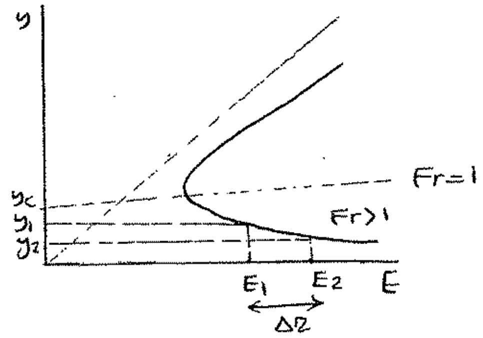
$\Delta z<\Delta y \Rightarrow$ ارتفاع سطح آب بالا می رود.

یعنی در مقطع (۲) افزایش در y بیشتر از کاهش در z است.

Antidunes:

$Fr>1$

$\Delta z<0$ (step down)



$\frac{dE}{dy}=1-Fr^2$

$Fr>1 \quad \Rightarrow \frac{dE}{dy}<0$

$E_2=E_1+\Delta z$

$E_2>E_1 \quad \rightarrow \Delta E=-\Delta z$

$E_2-E_1=z_2-z_1 \Rightarrow -\Delta z=\Delta E$

$(E\uparrow \Rightarrow z\downarrow)$

$\frac{dE}{dy}\simeq\frac{\Delta E}{\Delta y}<0$

$\Delta E=-\Delta z \Rightarrow \frac{\Delta z}{\Delta y}>0$ یا $\Delta z>\Delta y$

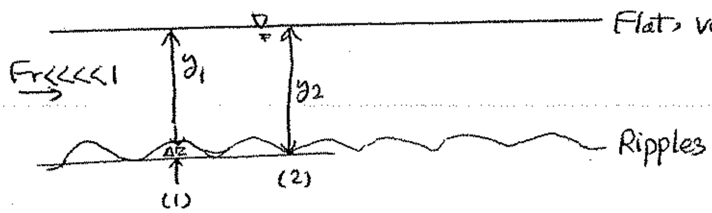
کاهش در z بیشتر از افزایش در عمق y است

: Bed form

سوالات دهم :

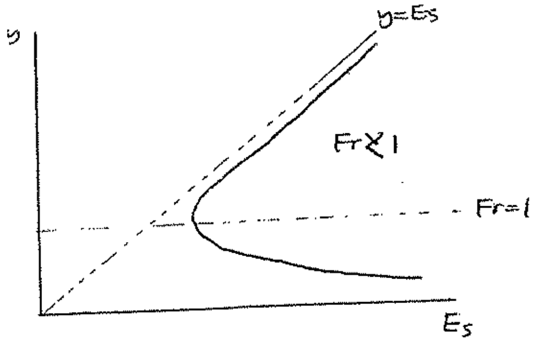
۱- پروفیل سطح آب روی Dune یا Antidune ؟ (قبلاً ارائه شده است)

۲- چرا در فرم بستر از نوع Ripple، سطح آب صاف و تقریباً افقی است. (دانشجویان مطالعه کنند)



بر اساس تئوری جریان یک بعدی و تبدیل در کف

ص ۷



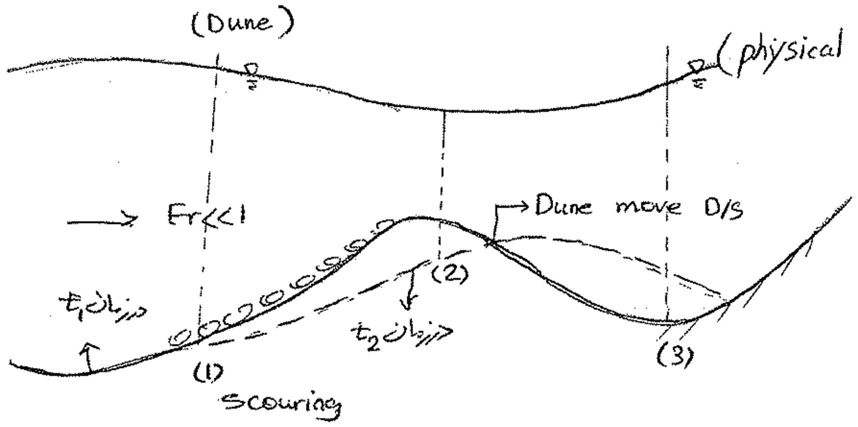
Fr<<<<1 شاخه منحنی (E-y) به سمت مجانب (y-E) میل می‌کند.

$\frac{dy}{dE}\to 1 \xrightarrow{E=y+V^2/2g} \frac{V^2}{2g}\to 0 \Rightarrow S_w\to 0$ (پتل آب ساکن)

S_w شیب سطح آب

۳- دلیل فیزیکی و تحلیل ریاضی | برای اینکه چرا؟ | Dunes move D/S — Antidunes move U/S

۳_الف: از نظر فیزیکی (physical process)



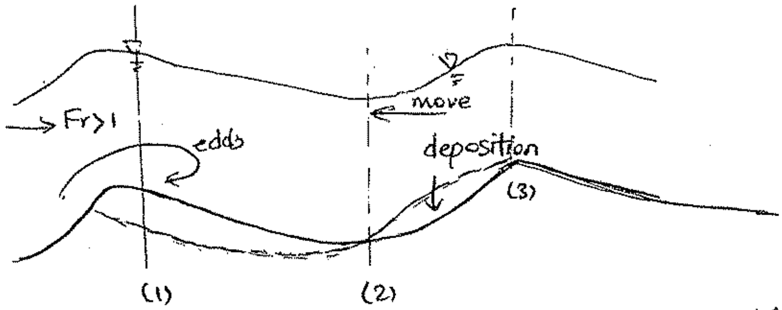
تغییرات زمانی کف بستر از t_1 تا t_2.

Btw. 1 and 2 : $z\uparrow \xrightarrow{Fr<1} y\downarrow\downarrow \xrightarrow{\text{پیوستگی}} V\uparrow\uparrow$

$\Rightarrow \tau_b \propto V^2 \uparrow\uparrow\uparrow \Rightarrow$ scouring

Btw. 2 and 3 : $z\downarrow \xrightarrow{Fr<1} y\uparrow\uparrow \to V\downarrow\downarrow$

$\Rightarrow \tau_b \propto V^2\downarrow\downarrow\downarrow\downarrow$ no scouring, but deposition of washed out sediment.



eddy باعث تشدید فرسایش Dune است.

Btw: 1 and 2 : $z\downarrow \Rightarrow y\downarrow\downarrow \Rightarrow V\uparrow\uparrow \Rightarrow \tau_b\uparrow\uparrow \Rightarrow$ scouring

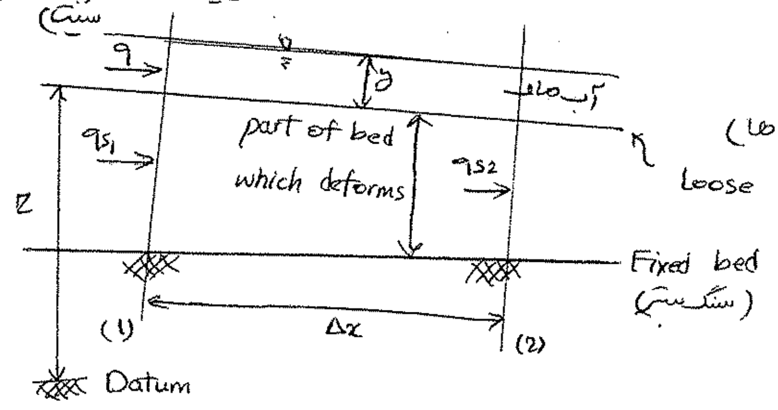
Btw: 2 and 3 : $z\uparrow \Rightarrow y\uparrow\uparrow \Rightarrow V\downarrow\downarrow \Rightarrow \tau_b\downarrow\downarrow$ مواد فرسایش یافته روی شیب بالادست dune بعدی ته‌نشست می‌کنند.

۳-ب : روش تحلیلی :

یک‌بعدی
1-D : Continuity Equation for bed load Sediment transport

تغییر در کف : تغییر در بار رسوبی (بخصوص بار کف)

(تغییر bed form در عرض و در نظر سینی)



بستر ماسه

(در واحد عرض یک فلوم مستطیلی دور از تأثیر کناره‌ها)

Loose bed → بستر فرسایشی

(loose = همان نوعی است شل و ول)

اصل بقای جرم در این ناحیه برقرار است :

$$q_s = \frac{Q_s}{b}$$

q_s: بار رسوبی کف در واحد عرض

: معادله پیوستگی رسوب

اگر $\Delta z \longrightarrow 0$ (No change in bed) $\Rightarrow q_{s_1} = q_{s_2}$

تغییر در حجم رسوبات نداریم

if sediment transport : | assuming linearization
| Δx is so small

$$q_{s_2} = q_{s_1} + \frac{\partial q_s}{\partial x}\Delta x$$

$\Delta q_s = \frac{\partial q_s}{\partial x}\Delta x$: Rate of sediment load btw. 1 and 2

دو معادله از نظر فیزیکی برای تغییر در کف ممکن است (2 alternate equation)

(I) وقتی فرسایش اتفاق بیفتد :

$$\frac{\Delta \forall_s}{\Delta t} = - \frac{\partial q_s}{\partial x}\Delta x = \Delta q_s \qquad (q_{s_2} > q_{s_1} \Leftrightarrow \forall_{s_1} > \forall_{s_2})$$

$\forall_s$: حجم ذرات رسوبی

در اثر فرسایش $\forall_s$ کم می‌شود.

شدت کاهش حجم رسوبی در حجم کنترل $(1 \to 2)$ در واحد عرض

(II) وقتی رسوبگذاری صورت گیرد :

$$\frac{\Delta \forall_s}{\Delta t} = \eta \frac{\partial z}{\partial t}\Delta x \longrightarrow \text{تغییر حجم بستر}$$

شدت افزایش حجم رسوبات در حجم کنترل (در واحد عرض)

$$(1-\eta) = \text{Porosity} = P = \frac{\text{Grain volume}}{\text{Total bed volume}}$$

ص ۹ I=II در یک حجم کنترل: فرسایش ≡ رسوبگذاری (اصل بقای جرم)

(یعنی تغییر در کف نداشته باشیم)

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} + \eta \frac{\partial z}{\partial t} = 0$$ Exner Eq (1931) معادله 1D پیوستگی رسوب کف معادله (۱)

q_s: بار رسوبی کف، حجمی است (m^3/s)

برای بستر ثابت: معادلات جریان (پیوستگی + مومنتم): معادلات (سنت - ونانت)

برای بستر متحرک: معادله پیوستگی رسوب (Exner Eq) نیاز به معادله بار رسوبی (q_s) دارد.

اشکال: خصوصیات جریان در فرمول فوق نیست. معادله پیوستگی رسوب به معادله پیوستگی جریان نیاز دارد.

نکته مهم: رابطه q_s با خصوصیات جریان:

Exner (1931): $q_s \propto v$ (2)

v: سرعت متوسط عمقی

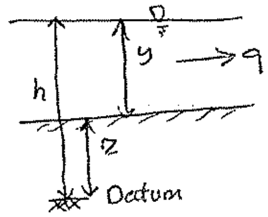
(در واحد عرض حل می‌کنیم)

For non-cohesive bed material

$q = f(v)$ دبی واحد عرض جریان آب

$q = vy = v(h-z)$

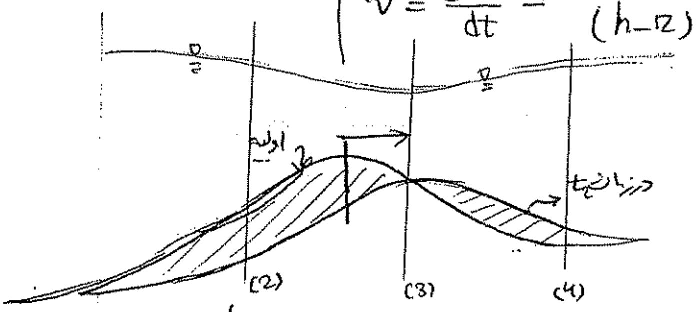
$q = v(h-z)$ (3)



(1), (2), (3)

$$K\frac{\partial v}{\partial x} + \eta \frac{\partial z}{\partial t} = 0 \quad (4)$$

$$v = \frac{dx}{dt} = \frac{Kq}{(h-z)^2} \quad (5)$$



In dunes

(1)

U/s side of the Dune (Btw 1 and 2): $z\uparrow \longrightarrow \underbrace{(h-z)}_{y=\text{عمق آب}}\downarrow \xrightarrow{Eq(5)} v\uparrow\uparrow$ out of phase

$\xrightarrow{q_s \propto v \ (Eq.\ 2)} q_s\uparrow \Rightarrow \frac{\partial q_s}{\partial x} = +ve$ (positive) زیاد می‌شود

در جهت پایین دست q_s زیاد می‌شود

From Eq. (1) : $\frac{\partial q_s}{\partial x} + \eta \frac{\partial z}{\partial t} = 0 \Rightarrow \frac{\partial z}{\partial t} < 0$

باگذشت زمان سطح بستر در حد فاصل مقطع (۱) و (۲) (U/s side) پایین می‌آید (فرسایش شیب بالادست)

D/S side of the Dune (Btw. (3) and (4))

$z\downarrow \rightarrow (h-z)\uparrow \rightarrow V\downarrow \rightarrow q_s\downarrow \Rightarrow \frac{\partial q_s}{\partial x} = -Ve$ (negative)

From Eq. (1) $\Rightarrow \frac{\partial z}{\partial t} > 0$

سطح بستر D/S باگذشت زمان بالا می‌آید ← رسوبگذاری ← جابجایی Dune سمت پایین دست.

در ← Anti dunes ثابت کیند : move U/s ←

الف: تقسیم بندی فرم بستر براساس شرایط جریان:

در رودخانه‌های sand – bed

فرم بستر از نظر هیدرولیکی به سه گروه جریان تقسیم می‌شود:

1) Lower flow regim (Fr<1)

2) Transition zone

3) Upper flow regim (Fr>1)

مشخصات در کپی ضمیمه ارائه شده است.

در مجاری بستر شنی: عموماً بستر تخت است (plane bed)

در مجاری بستر درشت دانه‌تر: بستر ناهموار | بستر اصلی جریان بصورت تخت
در بستر خرائق و بارهای رسوبی وجود دارند

عامل اصلی تفاوت با بستر ماسه ای تشکیل لایه سطحی بستر (درشت‌تر، صاف‌تر و مقاوم‌تر)

ب: پیش بینی فرم بستر: (prediction of bed form)

یک روش تحلیلی جامع برای پیش بینی شرایط وقوع و خصوصیات هندسی کف و هیدرولیکی جریان فرم بستری و تأثیر روی
مقاومت جریان وجود ندارد. بیشتر نتایج تجربی یا تجربی-تحلیلی است.

FLOW REGIMES

- Lower flow regime: (Sub Critical Flow) : $F_r<1$
  - * Ripples, dunes with ripples superimposed, dunes
- Transition:
  - * Dunes > plane bed and standing waves (Washed-out Dunes)
- Upper flow regime: (Super Critical flow) : $F_r>1$
  - * Plane bed, antidunes, chutes and pools

HR Wallingford

BED FORM CLASSIFICATION

Concentration

Flow Regime	Bed Form	Bed Material Concn. (ppm) mg/l	Mode of Sediment Transport	Type of Roughness	Phase Relation Between Bed and Water Surface
Lower Regime $F_r<1$	Ripples Ripples on dunes Dunes	10-200 100-1,200 200-3,000	Discrete steps	Form roughness predominates	Out of phase
Transition Zone	Washed out dunes	1,000-3,000		Variable	
Upper Regime $F_r\gg1$	Plane beds Antidunes Chutes and pools	2,000-6,000 Above 2,000 Above 2,000	Continuous	Grain roughness predominates	In phase

HR Wallingford

Bed Resistance = F(Grain Roughness (Skin) , Bed Form)

مقاومت جریان در بستر

Form Roughness

~~مقاومت جریان وجود ندارد بیشتر نتایج تجربی یا تجربی ـ تحلیلی است.~~

روشهای موجود:

ب ـ ۱) روش (1966) Simons and Richardson

ـ برای فلومهای آزمایشگاهی و رودخانه‌های کوچک

ـ مجاری بستر ماسه‌ای (Sand – Bed)

ـ فرم بستر بصورت تابعی از | $\tau_0 V$ – Stream power /unit of area
و
D_{50} – |

نتایج در کپی ضمیمه هیدرولیک رسوب ص ۱۶۱-۱۵۴ ـ شکل (۵-۳) ص ۱۵۶ یا | Fig. (3.6) P.66 Yang (1996)

نتیجه: در رودخانه‌های بستر شنی فرم Dune ظاهر نمی‌شود. (Dune نداریم ⇐ $D_{50} > 1.2^{mm}$)

ب ـ ۲) روش (1968) Athaullah (احتمالاً پاکستانی [ص ۱۵۶ ـ شکل (۵-۴) هیدرولیک رسوب])

برحسب | – Froude No. : Fr
– $\frac{R}{D_{50}} \simeq \frac{y}{D_{50}}$ relative roughness | نتایج تجربی در کپی ضمیمه

ـ برای رودخانه‌های طبیعی ارزیابی نشده است.

ب ـ ۳) Engelund and Hansen (1966)

ـ براساس آزمایش فلوم

ـ برحسب | – Fr
– $\frac{V}{U_*}$ | نوع بستری

کپی ضمیمه Fig. (3.5) – Yang (1986) P.65

انواع دیگر روشها و شرایط کاربردی آنها در Table 3.5 – P.67 از کتاب Yang (بررسی شود)

ب-۴) روش Van Rijn (1984) (کپی ضمیمه انگلیسی)

- براساس آزمایش در فلوم و صحرا (رودخانه)
- مجاری بستر ماسه ای
- با فرض: فرم بستری توسط bed load شکل می گیرد (فرضیه قوی)
- براساس
  - پارامتر تنش برشی بدون بعد $T = \frac{\tau_b - \tau_c}{\tau_c}$ (Transport stage parameter)
  - $D_* = f(D_{50})$ شاخص اندازه مواد بستری - بدون بعد

$$q_s = F(T, D_*)$$

خصوصیات جریان ← T

خصوصیات مواد بستری ← D_*

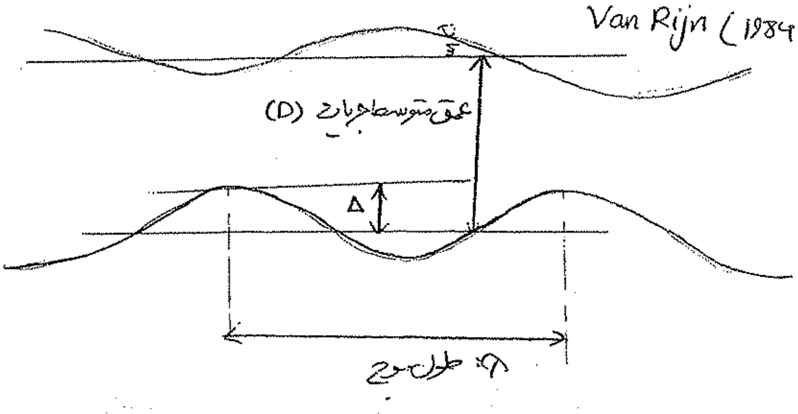
بار رسوبی کف ← q_s

نوع بستر بصورت Dune در کپی ضمیمه تعیین می شود.

ج: ابعاد هندسی فرم بستری (bed form dimensions)

اطلاعات موجود:

برای محاسبه ابعاد Dune ⇐ Van Rijn (1984)



فرض: فرم بستری Dune بصورت سینوسی است.

Δ : ارتفاع فرم بستر (متوسط)

λ : طول موج فرم بستر

D : عمق متوسط جریان

برای مجاری بستر ماسه ای (Sand Bed) و (Lower flow regime) که Dunes تشکیل می شود، معادلات و نتایج گرافیکی در کپی ضمیمه است.

محدودیت معادلات (7, 8) در کپی ضمیمه:

- $0 < T < 25$ (حرکت مواد بستری ⟸ $T > 0$)
- $T = 0 \Rightarrow \tau_b = \tau_c$ آستانه حرکت بستر
- $T = 25$ حد بالایی τ_b برای حضور Dune در بستر
- $T > 25$ Dunes شسته می شوند.

حد کمی برای حضور Dune در بستر ماسه‌ای $\lambda = 7.3D$ رابطه 9 : با مقایسه با 7 و 8

ـــ برای ابعاد Antidunes Kennedy (1963)

کپی ضمیمه: $\lambda = 2\pi \frac{v^2}{2g}$ براساس فرم سینوسی بستر

$\frac{\Delta}{\lambda} \cong 0.14$: در جریانهای (آستانه تبدیل به Antidunes Chute and pool)

د: مقاومت جریان در مجاری طبیعی

(Hydraulic Resistance of Alluvial channels)

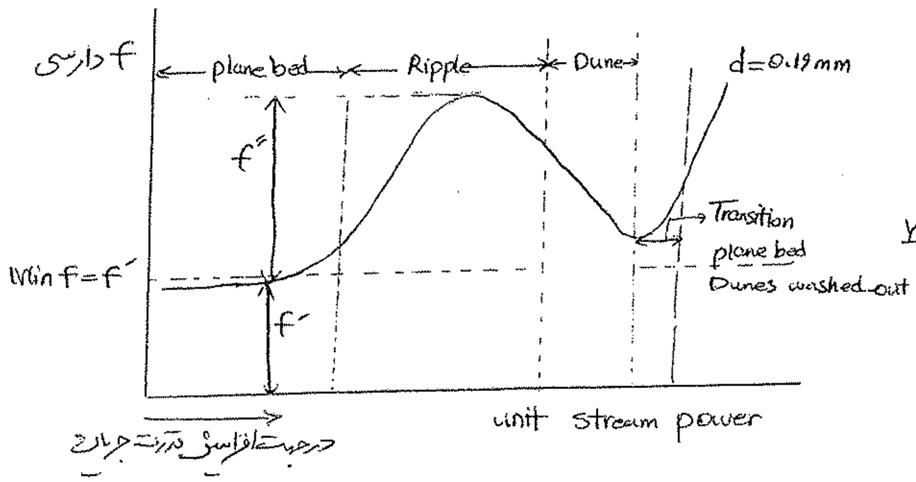
هدف: تعیین هندسه هیدرولیکی (عمق، عرض سطح آب، سرعت و ...) در ارتباط با اصول، معادلات و پارامترهای مقاومت جریان

Flow Resistance = f
1) Grain Roughness / Skin Roughness / Roughness
تابعی از اندازه مواد بستری ـ زبری کف بستر
2) Bed form/form Roughness شکل و فرم بستر

نکته مهم: کاربرد معادلات Manning و Chezy و روابطی نظیر رابطه Strickler برای تعیین ضریب زبری (n) بصورت $n \propto D^{1/6}$ (این رابطه نیز اساساً برای بستر شنی و درشت‌تر است که فرمهای بستری گفته شده را نداریم) براساس فرم بستری «plane bed» است. (فرم بستری خاصی ندارد) که مقاومت هیدرولیکی بستر ناشی از زبری کف Grain Roughness است.

در رودخانه‌های طبیعی، اکثر معادلات مقاومت جریان براساس نوع و ابعاد فرم بستر است.

مقدمه: اگر شاخص مقاومت جریان را فاکتور زبری n یا f در نظر بگیریم:



نتایج بررسی Guy, et al. (1966)

روی فلوم با بستر ماسه‌ای

شکل دقیق در منبع Yang (1996), P.70

از نتایج اندازه‌گیری مستقیم در فلوم برای جریان یکنواخت معین:

$$f = \frac{8gRA^2S}{Q^2} \quad \text{یا} \quad n = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{Q}$$

در همین جریان نیز فرم بستری مشاهده می‌شود.

$f = f' + f''$ $\qquad$ f': due to grain roughness

f'': due to form roughness

نتیجه: تاثیری مقاومت یا زبری ناشی از فرم بستری (form roughness) را نمی‌توان در نظر نگرفت.

Using Manning's roughness coeff.

$n = n' + n''$: Total roughness $\qquad$ n': due to grain roughness $= aD^{1/6}$

یا اطلاعات تجربی دیگر یا معادلاتی که توسط شری یا Van Rijn ارائه شده است

n'': به سادگی قابل تعیین نمی‌باشد.

به روش Lovera – Kennedy و Alan – Kennedy برای ارزیابی $f = f' + f''$ در کتاب Yang (1996)، PP.79-80 مراجعه شود.

= تنش برشی – شاخص مقاومت جریان

$$\tau = \underset{(grain)}{\tau'} + \underset{(form)}{\tau''} = \gamma \overset{con.}{S} (R' + R'')$$

S: شیب متوسط بازه

یا

$$U_* = \left(U_*'^2 + U_*''^2\right)^{1/2}$$

τ': تنش مربوط به سطح تخت وزبر

τ'': تنش مربوط به فرم بستر

R' و R'': شعاع هیدرولیکی متناظر برای τ' و τ'' (هندسه مقطع)

از نظر فیزیکی $R = R' + R'' = A/p$ ، از نظر فیزیکی R' و R'' اطلاعات موجود نیستند.

برای تعیین مقاومت جریان، دو روش وجود دارد:

۱ـ تفکیک بین n' و n'' یا τ' و τ'' $\Leftarrow$ $\tau = \tau' + \tau''$

۲ـ تفکیک نمی‌کنند. τ یا n را ارزیابی می‌کنند. (مشکل برآورد n'' یا τ'' دارند) : τ بصورت فرآیندی از زبری و فرم بستر سطح می‌شود.

نتیجه: روش‌های مختلف:

۱ـ روش تفکیکی: Hans Albert Einstein's approach (1950) (پسر اول از زن اول آلبرت انیشتین)

Ref. Yang (1966), PP. 71–75

a) Resistance due to grains:

معادل شرایط بستر تخت و با زبری بستر:

(از انتگرال معادله توزیع سرعت در عمق بدست می‌آید)

$$\frac{V}{U'_*} = 5.75 \log \left(12.27 \frac{R'}{d_{65}} x\right)$$

سرعت متوسط V

علامت ① مربوط به plane bed هست.

$\Rightarrow \tau'$ یا U'_* where : $x = f(d_{65}, \delta) \longrightarrow$ Fig. 3.9 Yang (1996), P.71

اما با R' مشکل داریم

$$\delta = \frac{11.6\,\nu}{U'_*}$$

δ: ضخامت لایه زبری (تئوریک)

b) Resistance due to bed form:

حالت τ'' را برحسب τ' ارزیابی می‌کنند

$$\frac{V}{U''_*} = \phi(\psi')$$

سرعت متوسط V

where $\psi' = (S_g - 1)\dfrac{d_{35}}{S_o R'}$

S_o: شیب کف

R': شعاع هیدرولیکی مربوط به Grain rough. یا plane bed

R': Hyd. rad.'s due to grain roughness

حل تابع Fig. (3.10) _ Yang (1966) P.72 و Example: 3.1 و 3.2

همچنین روش‌های Lovera – Kennedy و Alan – Kennedy (1969) در PP. 79–80 برای محاسبه f' و f'' و سپس $f = f' + f''$

روش مستقیم: Engeland and Hansen (1966, 1967)

مناسب برای Sand-bed channels (برای بستر شنی و درشت دانه مناسب نیست)

رابطه توزیع سرعت $\underset{\text{سرعت متوسط}}{\bar{V}} = U'_* \left[2.5 \ Ln \left(\frac{R'}{2.5 D_{65}} x\right)\right]$

$\tau = \tau' + \tau''$

$\tau_* = \tau'_* + \tau''_*$ بصورت بدون بعد

رابطه بینشان $\tau = f(\tau')$

بدست می‌آورند. $R = f(R')$

where : $\tau_* = \dfrac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) D} = \dfrac{RS}{(S_g - 1) D}$

بدون بعد، مشابه Fs در دیاگرام Shields

$$\left|\begin{array}{l} \tau_* = \dfrac{RS}{(S_g - 1) D_{35}} \\[2ex] \tau'_* = \dfrac{R'S}{(S_g - 1) D_{35}} \\[2ex] \tau''_* = f(Fr, D_{35}, \text{نوع فرم بستری}) \end{array}\right.$$

مشکل برآورد تابع بوجود دارد.

روش حل: رابطه تجربی بین τ_* و τ'_*

(Yang 1996, Fig. 3.11), pp. 75–79

مطابق Fig. 3.11 :

a) For <u>lower</u> flow regime (Ripple / Dune)

with $\tau'_* < 0.55 \Rightarrow$
$\tau'_* \propto \tau_*$

$$\left|\begin{array}{l} \tau'_* = 0.06 + 0.4\,\tau_*^2 \\ \tau_* = 1.581\,(\tau'_* - 0.06)^{1/2} \end{array}\right.$$

b) For <u>Transition</u> flow regime (washed out Dunes)

where $0.55 < \tau'_* < 1 \Rightarrow \tau_* = \tau'_*$

در Transition، bed form تأثیری ندارد (مثل plane bed)

منحنی خطی با زاویه ۴۵° است.

c) For <u>upper</u> flow regime :

if $\tau'_* > 1$ (Brownlie 1983) $\quad \tau_* = (1.425\,\tau'^{\,-1.8}_* - 0.425)^{-0.555}$

در عمل، رودخانه‌ها و کانال‌ها، عموماً lower flow regime است.

مثال: روش مناسب برای محاسبه رابطه دبی – اشل در رودخانه‌های Sand bed

۳- روش Richardson and Simons (1967)

PP. 79-82 کتاب Yang (1996) برای فرمهای بستری مختلف در بستر ماسه‌ای

۴- روش Yang (1976)

PP. 82-84 در کتاب Yang (1996) و مثال P. 84 خوانده شود. (که برای محاسبه n است بدون نیاز به نوع فرم بستری و برای هر دو شرایط جریان آب صاف و یا جریان با بار رسوبی فرضیه: برای شرایط پایدار (min. stream power) ، رابطه عمق و دبی و بار رسوبی و در نتیجه ضریب مانینگ کل را می‌دهد.)

$$n = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{V} \quad (SI)$$

۵- روش Brownlie (1983)

کتاب هیدرولیک رسوب ص ۱۹۰-۱۸۴

- براساس آنالیز ابعادی آزمایشات تجربی

- شرایط کاربردی

$$\left|\begin{array}{l} \text{Sandy rivers} \\ D_{50} = (0.88 - 2.8)\,mm \\ S_o = 3\times10^{-6} - 3.7\times10^{-2} \\ R = (0.027 - 17)\,m \\ q = 0.012\ m^3/sec/m - 40\ m^3/sec/m \end{array}\right.$$

R واقعی یا R کل

$$\frac{RS}{D} = (S_g - 1)\tau_o = F\left(\frac{q}{(gD^3)^{1/2}}, S, \sigma_g\right) \qquad \sigma_g = \sqrt{\frac{D_{84}}{D_{16}}} \quad \text{انحراف معیار هندسی}$$

a) For Lower Flow regime:

$$R = 0.3724\, D_{50}\, q_*^{0.6539}\, S^{-0.2542}\, \sigma_g^{0.1050} \quad (SI)$$

دبی واحد عرض بدون بعد: $q_* = \dfrac{q}{(gD_{50}^3)^{1/2}}$

b) For Upper flow regime:

$$R = 0.2836\, D_{50}\, q_*^{0.6248}\, S^{-0.2877}\, \sigma_g^{0.08013}$$

با محاسبه R برای شکل معین، عمق جریان محاسبه می‌شود.

$$\text{Type of flow regime} = F \begin{cases} F_g = \dfrac{V}{((S_g-1)\,g\,D_{50})^{1/2}} \\ , \\ \dfrac{D_{50}}{\delta} \\ , \\ \delta \end{cases}$$ تعیین نوع رژیم جریان:

با توجه به شکل (۱۱-۵) کتاب هیدرولیک رسوب ص ۱۹۰-۱۸۴

(الف از تشخیص نوع جریان در کانال یا رودخانه (زیر بحرانی یا فوق بحرانی) نیز می‌توان flow regime را تشخیص داد)

۶- روش Van Rijn (1984) برای Sand bed channels

- براساس جریان در شرایط lower regime و Transition است.

- همبستگی بین $\begin{cases} \tau \alpha \tau' \\ \tau = \tau' + \tau'' \end{cases}$ روش مستقیم

- براساس دو پارامتر بدون بعد

شاخص بدون بعد مواد بستری $D_{gr} = D_{50}\left[\dfrac{(S_g-1)\,g}{\nu^2}\right]^{1/3}$ $\tau_b = \tau'$

شاخص بدون بعد تنش برشی $T_s = \dfrac{\tau_b - \tau_c}{\tau_c}$ where $\begin{cases} \tau_c = \rho\left[\theta_{cr}\cdot (S_g-1)\,g\,D_{50}\right] \\ \theta_{cr} = f(D_{gr}) \end{cases}$ رابطه Van Rijn برای τ_c:

$\tau_b = \rho U_*'^2$ bed shear stress related to grain roughness.

(براساس بستر تخت)

$U_*' = \dfrac{\sqrt{g}\, U}{C'}$ (Chezy براساس معادله اصلاح شده)

C' همان ضریب شزی مربوط به تخت می‌باشد.

$$C' = 18 \log \left(\frac{12R}{k_s} \right)$$

ضریب زبری C مربوط به زبری بستر که بصورت تابعی از فرم بستری و زبری بستر ارائه کرده است.

$$\text{where} \quad \begin{cases} K_s = 0.003 D_{90} + 1.1 \Delta \left(1 - e^{25 \Psi_s}\right) \\ \Psi_s = 0.1364 \dfrac{\Delta}{d} \end{cases}$$

d : عمق آب

Δ : ارتفاع dunes که از روش Van Rijn بدست می‌آید.

$$\text{if} \quad \begin{cases} T_s < 0 \\ \text{یا} \\ T_s > 25 \end{cases} \Rightarrow \tau_b = \tau_b'$$

یعنی τ_c از τ ها $T_s < 0$ (plane bed) حرکت بستری نداریم فرم بستری نداریم (مثلاً اگر dune داشتیم به سمت D/s حرکت می‌کرد)

حالتی که dune ها شسته می‌شوند و $T_s > 25$ بستر تخت می‌شود.

$$\tau_b = \rho U_*^2 = \rho g R S \Rightarrow S = \frac{U_*^2}{gR}$$

منبع : J. Hyd. Eng. ASCE , 1984 Part C

جزئیات روش در منبع Fisher (1996) آمده است.

۷- روش White, Paris and Bettes , (1980)

منبع Fisher (1995) , PP. 42-48

در این روش :

ـ از رابطه بار بستری (bed load) ارائه شده توسط Ackers and White (1973-1990) استفاده کرده است. (فرض: فرم بستری در اثر بار کف بوجود می‌آید)

ـ به Fig (9) مراجعه شود.

ـ روش حل در PP. 45-46 ارائه شده است.

ـ مثال حل شده دارد (P. 47) رابطه دهی اشکل

این روش برای $D_{gr} \geq 60$ مناسب نیست (فیلی درشت دانه)

ص ۲۱

روابط موجود برای ابعاد فرم بستری : Dune

Yalin (1964):

$$\frac{h}{H}=\frac{1}{6}\left(1-\frac{\tau_{cr}}{\tau_*}\right) \text{ and } L=5H$$ where τ_{cr} =critical shear stress for D_{50}; and τ =bed shear stress

Ranga Raju & Soni (1976):

$$\frac{h}{D_{50}}F_1^3F_2=6.5\times10^3(\tau_*')^{\frac{8}{3}}$$ where $F_1=\frac{V}{\sqrt{gR_b}}$; $F_2=\frac{V}{\sqrt{\frac{\gamma_s-\gamma}{\rho}D_{50}}}$; τ_*'=dimensionless bed shear stress due to grain roughness

Allen (1978):

$$\frac{h}{d}=0.08+2.24(\frac{\theta}{3})-18.13(\frac{\theta}{3})^2+70.9(\frac{\theta}{3})^3-88.33(\frac{\theta}{3})^4$$ where θ= dimensionless bed shear stress (Shields parameter)

Van Rijn (1984):

$$\frac{h}{H}=0.11\left(\frac{D_{50}}{H}\right)^{0.3}\left(1-e^{-0.5T}\right)(25-T) \text{ and } L=7.3H$$ where $T=\frac{(u_*')^2-(u_{*cr})^2}{(u_{*cr})^2}$; T=transport stage parameter; u_*'=bed shear velocity related to grains; u_{*cr} =critical bed shear velocity

Kennedy & Odgaard (1990):

$$\frac{h}{d}=\frac{1}{2}\left\{\frac{1.2\lambda\alpha f_0}{8C_D}+\left[\left(\frac{1.2\lambda\alpha f_0}{8C_D}\right)^2+\frac{2\pi F^2f_0}{C_DC_1}\left(\frac{f}{f_0}-\frac{1.2\lambda}{2}\right)\right]^{0.5}\right\}$$ where f_0, f =grain and total Darcy-Weisbach friction factor; F=froude number; and $C_1=0.25, C_D=1.0, \alpha=5, \lambda=1.0$

Julien & Klassen (1995):

$$\frac{h}{H}=\xi\left(\frac{D_{50}}{H}\right)^{0.3} \text{ and } L=6.25H$$ where $0.8\prec\xi\prec8$ and ξ_{avr}=2.5

Karim (1995):

$$\frac{h}{H}=-0.04+0.294\left(\frac{u_*}{\omega}\right)+0.00316\left(\frac{u_*}{\omega}\right)^2-0.0319\left(\frac{u_*}{\omega}\right)^3+0.00272\left(\frac{u_*}{\omega}\right)^4$$ where u_*=bed shear velocity; and ω =particle fall velocity for D_{50}

Karim (1999):

$$\frac{h}{H}=\frac{\left(S-f'\frac{F^2}{8}\right)\frac{L}{H}}{KF^2C_1}$$ where $K=0.55\left(\frac{h}{H}\right)^{0.375}\left(\frac{L}{H}\right)^{-0.2}$; $f'=0.135\left(\frac{D_{50}}{H}\right)^{0.33}$; $C_1=0.85$; $\frac{L}{H}=6.25$; S =energy slope gradient; and F=froude number

Fredsoe (1975):

$$\frac{h}{H}=0.119(\frac{L}{H})(1-\frac{0.06}{\theta}-0.4\theta)^2$$ where θ= dimensionless bed shear stress (Shields

1/2

Table 5.1. Particle size classification according to British Standards.

British Standards	
Clay	< 2 μm
Fine silt	2 – 6 μm
Medium silt	6 – 20 μm
Coarse silt	20 – 60 μm
Fine sand	60 – 200 μm
Medium sand	200 – 600 μm
Coarse sand	600 μm – 2mm
Fine gravel	2 mm – 6 mm
Medium gravel	6mm – 20 mm
Coarse gravel	20 mm – 60 mm
Cobbles	60 mm – 200 mm

- sediment transport measurements (Section 5.5)
- bottom grab and bottom sampling (Section 5.6)
- grain-sizes (Section 5.7)
- intake structures on a meandering river (Section 5.8)
- International Standards (Section 5.9)

(٢١٤)

5.2 SEDIMENT YIELD

Sediments can be divided into two groups: cohesive and non-cohesive. Clays, the finest sediments, belong to the first group; sand and coarser sediments to the second. The distinction is usually made by particle size, as shown in Table 5.1.

The erosion products of a catchment area are washed over the fields and through stream channels to the river whereby they eventually leave the catchment area.

The total sediment outflow from a catchment area passing a control station at the outlet of that catchment area is called the *sediment yield*. It can either be expressed in tons per year, or in m^3 per square kilometre per year. The latter designation is the average denudation or degradation speed of the catchment area.

Table 5.2 shows some water and sediment characteristics of ten rivers. The figures are very approximate; different sources may give a variation of up to factor 2 in sediment yield. The denudation speed in mm/year is calculated from the figures tons/year, assuming a density of 1400 kg/m^3.

The denudation speed is lowest in flat, overgrown areas with temperate or cold climates, and in deserts where there is no water to transport erosion products. Table 5.2 shows that the denudation speed of the catchment area of the Rhine is in the order of one mm per thousand years. At the other end of the scale the Ganges and Hwang Ho have over one mm per year. The latter rivers carry the erosion products of a catchment area with a strong relief covered with fine, erodible material.

Table 5.2. Water discharge and sediment transport of ten rivers.

River	Catchment area 10^6 km²	Water discharge		Sediment transport		Sediment as ppm mg/l
		m³/s	mm/year	10^6 ton-/year	mm-/year	
Congo	3.7	44000	370	70	0.015	50
Nile	2.9	3000	30	80	0.015	630
Wolga	1.5	8400	180	25	0.010	100
Niger	1.1	5700	160	40	0.025	220
Ganges	1.0	14000	440	1500	1.000	3600
Orinoco	0.95	25000	830	90	0.065	220
Mekong	0.80	15000	590	80	0.070	170
Hwang Ho	0.77	4000	160	1900	1.750	15000
Rhine	0.36	2200	190	0.72	0.001	10
Chao Phya	0.16	960	190	11	0.050	350

Whilst the denudation speed describes the overall erosion of the catchment area, the river engineer is usually more interested in the total amount of solids and in the sediment yield as a function of the water discharge.

Table 5.2 shows examples of these and it is evident that the Hwang Ho emerges as the muddiest river in the world in terms of total sediment yield as well as sediment per unit of water discharge. Rivers with small amounts of sediment (less than 100 ppm) are generally those in areas of temperate climates or with mild slopes.

5.3 BED FORMS

It is the general experience that the flow of two media alongside each other will cause waves: air-water, air-sand, water-sand, etc.

For the flow of water over a sandy bed, the following bed forms are classified:

- sub-critical flow, $Fr < 1$ (lower flow regime)
  flat bed. At values of the velocity about equal to the critical velocity, sediment transport without bed forms is possible.
  ripples. For sediment sizes $D < 600$ μm, ripples with lengths of 5 – 10 cm and heights of about 1 cm will develop with increasing shear stress. Ripples are quite irregular and three-dimensional of nature. Figure 5.1 shows a ripple bed.

2/2

(٢١٧)

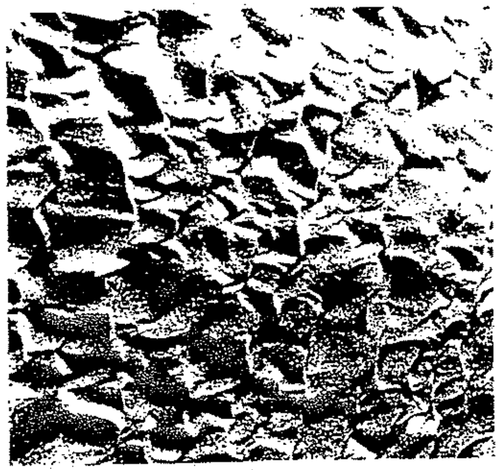


Figure 5.1. Ripples.

dunes. For all sediment sizes and increasing shear stress, dunes are developed. Dunes have a more two-dimensional character and are longer and higher than ripples.
- critical and supercritical flow (upper flow regime, $Fr \geq 1$)
  plane bed, washed out dunes. If the velocity further increases, the dunes will be washed away; the bed becomes flat again. Sediment transport rates are high.
  antidunes. Further increasing velocity gives a bed form called antidunes. They travel in upstream direction. The water surface is unstable and in phase with the bed forms.
  chutes and pools. At still higher velocities chutes and pools are formed.

For fine sands the transition forms between lower regime and upper regime takes places at Froude values $Fr < 1$.
Ripples and dunes both travel in downstream direction.

During floods the bed forms will change.
Figure 5.2 illustrates different bed forms in the River Rhine at Lobith (Germany – the Netherlands border) during the floods of January 1995. The top of the floodwave occurred on 31 January 1995 with a discharge $Q = 12{,}100$ m^3/s (once per 80 years) at a water level NAP +16.68 m. The bed forms have been measured using an echosounder, taking longitudinal profiles.

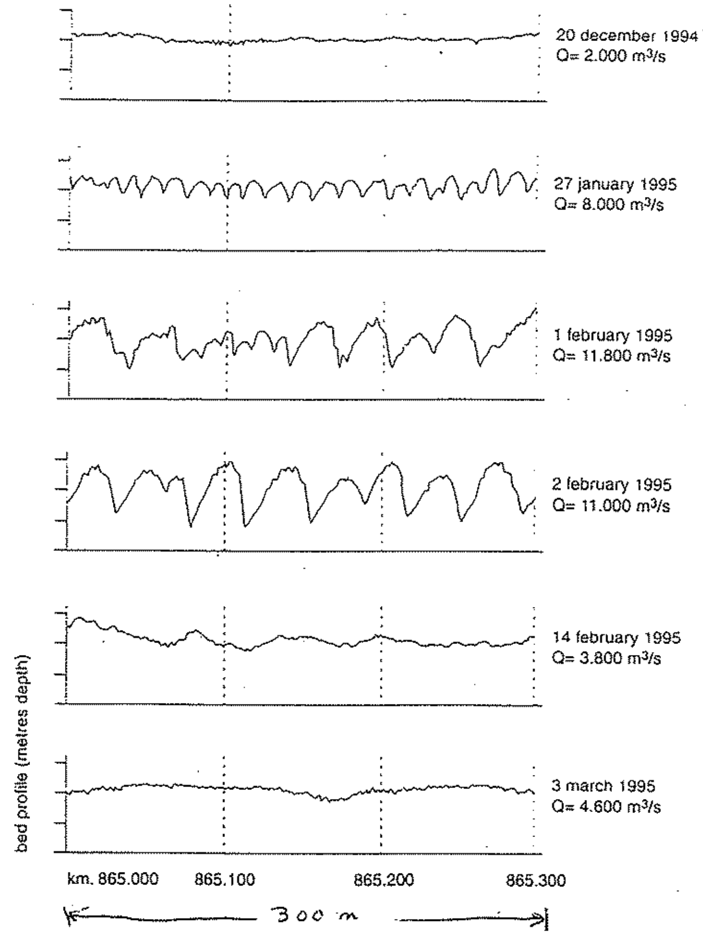


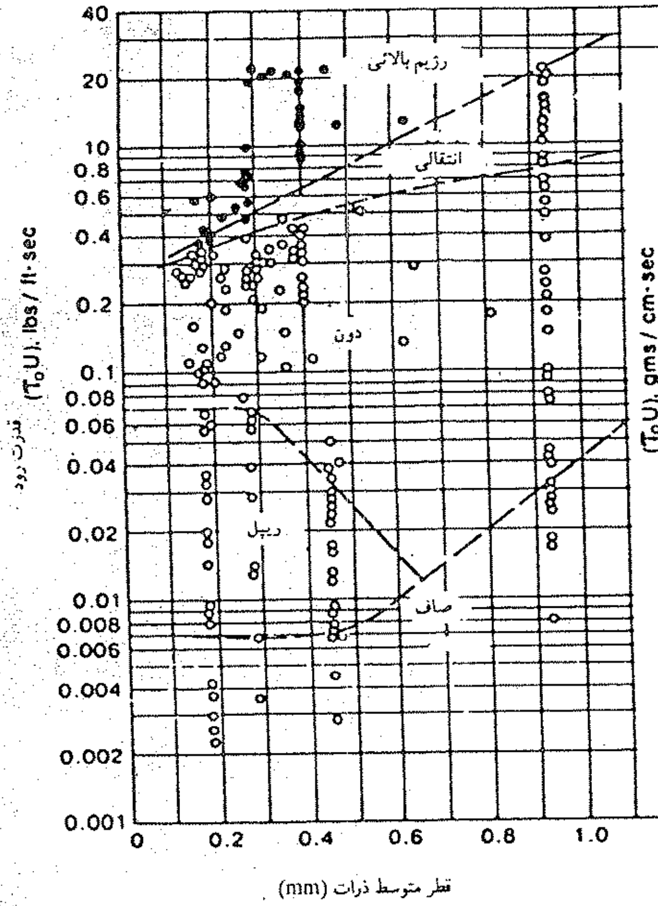
Figure 5.2. Changes in bed form during a flood on the River Rhine.

5.4 CLASSIFICATION OF SEDIMENT TRANSPORT

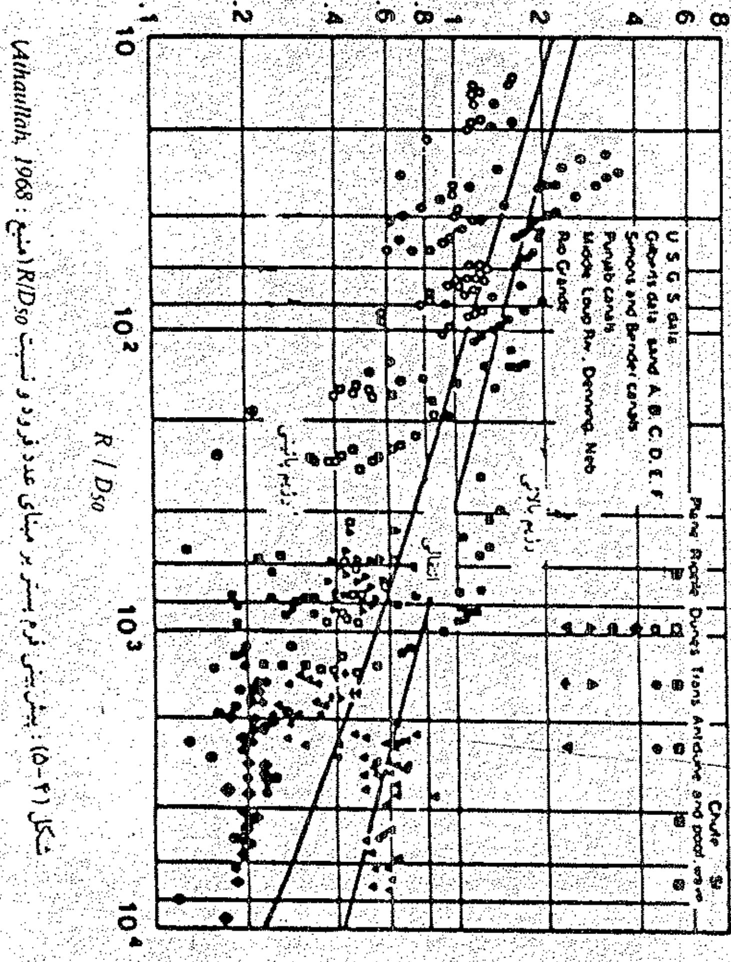
5.4.1 *Introduction*

The sediment transport can be classified according to origin and mechanism as illustrated in Figure 5.3.

Definitions:
- bed material transport: transport of material which is found in that part of the riverbed that is affected by transport
- wash load: transport of material which is not found in the riverbed, and which is permanently in suspension.
- bed load: transport in almost continuous contact with the riverbed, carried forward by rolling, sliding or jumping



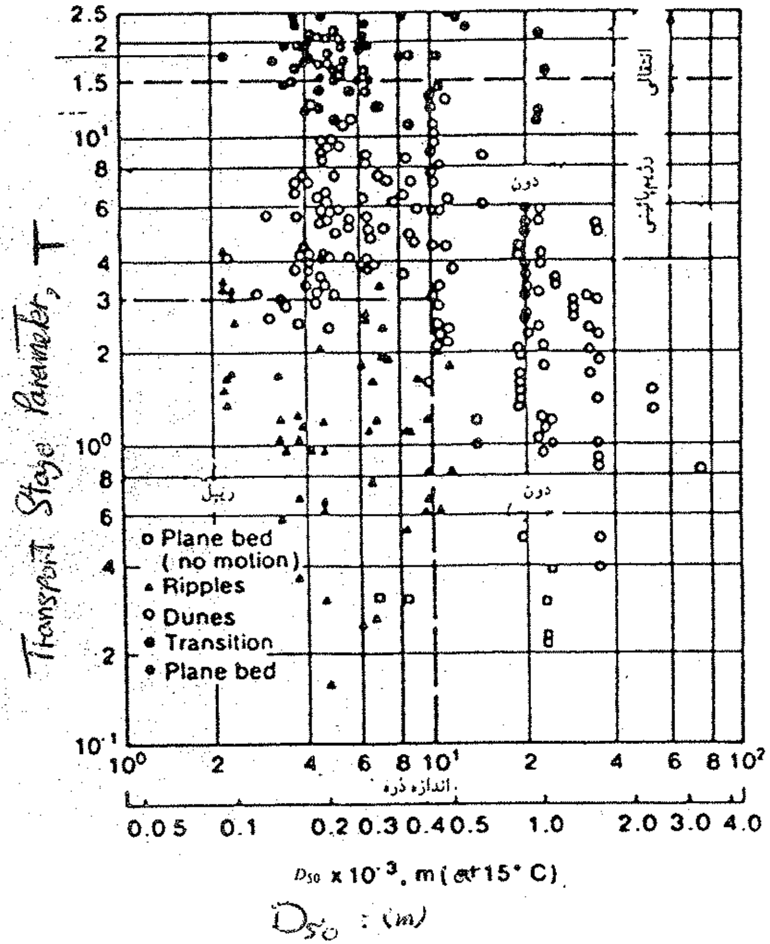
شکل ۳-۵ پیش بینی فرم بستر با روش سایمون و ریچاردسون
(*Simons and Richardson, 1967*)



شکل (۴-۵) : پیش‌بینی فرم بستر بر مبنای عدد فرود و نسبت R/D_{50} (منبع : *Athaullah, 1968*)

(۲۱۸)

$T = \frac{\tau_0' - \tau_c}{\tau_c}$



شکل (۵-۵) - دیاگرام برای طبقه بندی فرم بستر در رژیم جریان پائینی و انتقالی

(منبع Van Rijn, 1984)

جریان پائین و انتقالی، فرم بستر ریپل که فرض می‌شود و مستقل از عمق جریان می‌باشد در این روش در نظر گرفته نمی‌شود. فان راین با استدلال آنالیز ابعادی، ارتفاع فرم بستر را به پارامترهای زیر ربط می‌دهد.

$$\frac{\Delta}{d} = F\left(D_{50}/d, D_*, T\right) \qquad (۵-۵)$$

که درآن Δ ارتفاع فرم بستر، d عمق جریان، D_{50} اندازهٔ متوسط ذرات بستر، D_* پارامتر ذره (رابطهٔ ۱-۵) و T پارامتر مقدار حرکت (رابطهٔ ۲-۵) می‌باشد.
شیب فرم بستر که عبارت است از نسبت ارتفاع فرم بستر به طول موج آن بصورت رابطهٔ کلی زیر می‌باشد:

$$\frac{\Delta}{\lambda} = G\left(D_{50}/d, D_*, T\right) \qquad (۵-۶)$$

که λ عبارت است از طول موج فرم بستر.
اطلاعات بدست آمده در آزمایشگاه صحرا مورد استفاده قرار گرفت تا روابط خاصی برای ارتفاع و شیب فرم بستر بدست آید این روابط عبارتند از:

$$\frac{\Delta}{d} = 0.11\left(D_{50}/d\right)^{0.3}\left(1 - e^{-0.5T}\right)\left(25 - T\right) \qquad (۵-۷)$$

$$\frac{\Delta}{\lambda} = 0.015\left(D_{50}/d\right)^{0.3}\left(1 - e^{-0.5T}\right)\left(25 - T\right) \qquad (۵-۸)$$

شکل (۶-۵) روابط بالا را به انضمام اطلاعات بکار رفته، نشان می‌دهد. توجه شود که خط T=o نشان دهنده آستانه حرکت ذرات می‌باشد و برای $T > ۲۵$، دونها شسته می‌شوند.

(۲۱۹)

 Yang (1996)

where γ_s = specific weight of sediment,
y = bed elevation,
t = time,
q_s = sediment discharge per unit channel width, and
x = downstream distance.

Exner (1925) further assumed that

$$q_s = A_0 U_b \tag{3.22}$$

where A_0 = constant and
U_b = flow velocity near the bed.

From Eqs. (3.21) and (3.22),

$$\gamma_s \frac{\partial y}{\partial t} + A_0 \frac{\partial U_b}{\partial x} = 0 \tag{3.23}$$

Equation (3.23) can be solved once the initial and boundary conditions are given. An example of Exner's solution is shown in Fig. 3.4.

For irrotational and incompressible flow subject to the influence of gravity, the velocity component can be expressed as a function of the velocity potential, i.e.,

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x}, \qquad v = -\frac{\partial \phi}{\partial y} \tag{3.24}$$

where u and v = velocity components in the x and y directions, respectively, and
ϕ = velocity potential.

From Eq. (3.24), the continuity equation

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \tag{3.25}$$

is satisfied. With proper initial and boundary conditions, the LaPlace equation

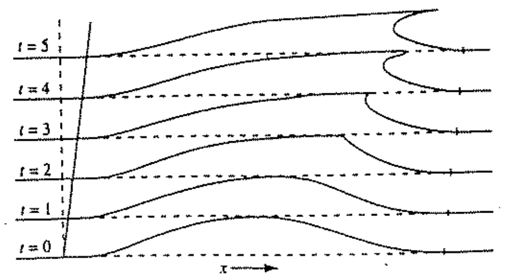


FIGURE 3.4
Variation of bed forms as a function of time (Exner, 1925).

(۲۲۰)

(3.25) can be solved. An example of this type of solution was given by Milne-Thomsen (1960), and a more detailed discussion can be found in Graf (1971).

3.3.3. Empirical and Graphical Analyses

The theoretical approach stated in the previous section is limited to some simplified and idealized flow conditions. Their solutions cannot predict the variation of bed forms under actual flow and sediment conditions. Consequently, most predictions of bed forms are based on empirical or semiempirical analyses of laboratory flume data.

Engelund and Hansen (1966) studied the stability of bed forms in laboratory flumes, and plotted the results shown in Fig. 3.5. For a given set of hydraulic conditions, namely, Froude number F_r, average flow velocity V, and

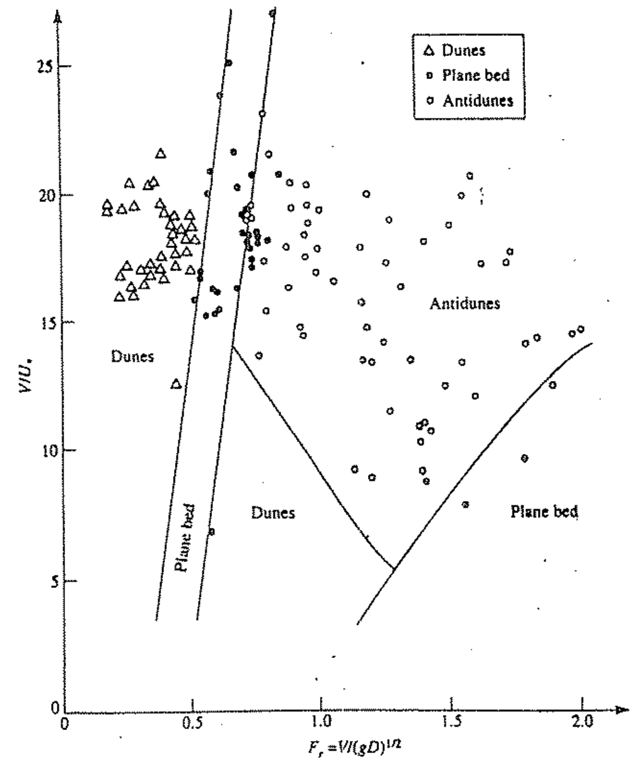


FIGURE 3.5
Bed form classification based on stability analysis of laboratory data (Engelund and Hansen, 1966).

1/3

روش Van Rijn (1984) برای ابعاد فرم بستر

(1) Bed Form Dimensions

Bed form dimensions are clearly of importance in determining the hydraulic roughness of the bed. Indeed, many flow resistance formulae are based on bed form dimensions. Large bed forms, such as dunes and antidunes, may have wave heights which are of the same order of magnitude as the flow depths. Accordingly, their dimensions affect navigation and the prediction of scour depths at bridge piers and abutments. It is usual to add one half of the bed form height to the computed scour depth when determining minimum bed elevations.

A number of methods for determining the magnitude of dunes has been presented in the literature. Van Rijn's method (11) is reasonably accurate and is described in the following as an example of the methods available. Van Rijn used dimensional analysis to produce the functional relationship

$$\frac{\Delta}{D} = f_1\left(\frac{d}{D}, d_*, T\right) \tag{2}$$

where Δ is the bed form height,
- d is the median sediment size,
- D is the depth of flow,
- d_* is the dimensionless particle diameter, defined by Equation (3) below,
- T is the transport stage parameter, defined by Equation (4) below.

$$d_* = \overset{D_{50}}{d}\left(\frac{(\rho_s - \rho)g}{\rho \nu^2}\right)^{1/3} \tag{3}$$

where ρ_s is the mass density of sediment,
- ρ is the mass density of the fluid,
- ν is the kinematic viscosity,
- g is the acceleration due to gravity

$$T = \frac{\tau_0' - \tau_c}{\tau_c} \tag{4}$$

where τ_c is the critical bed shear stress from Shields curve, as presented by Van Rijn (1984).
- τ_0' is the bed shear stress related to grain roughness, computed from

$$\tau_0' = \rho g \left(\frac{U}{18\log(12R_b)/(3d_{90})}\right)^2 \tag{5}$$

where R_b is the hydraulic mean radius of the alluvial bed.
, U is the average velocity

2/3

Comparable to Equation (2), a functional relationship for the bed form steepness has been developed of the form

$$\frac{\Delta}{\lambda} = f_3\left(\frac{d}{D}, d_*, T\right) \tag{6}$$

where λ is the wavelength of the bed form.

Extensive flume and field data were utilised to determine the form of the functional relationships (2) and (6) and regression equations were developed as follows:

$$\frac{\Delta}{D} = 0.11\left(\frac{d}{D}\right)^{0.3}\left(1 - e^{-0.5T}\right)(25 - T) \tag{7}$$

and

$$\frac{\Delta}{\lambda} = 0.015\left(\frac{d}{D}\right)^{0.3}\left(1 - e^{-0.5T}\right)(25 - T) \tag{8}$$

These equation, together with an error range of a factor of 2 and with the data superimposed, are shown in Figure 5 within the range of application of $0<T<25$. $T=0$ represents the threshold of bed load movement and $T=25$ represents the upper limit for dune formation. It should be noted that T. does not appear in Equations (7) and (8), implying that temperature is not a significant determinant in the dune dimensions.

From Equations (7) and (8), an expression for the dune wavelength may be derived in the form

$$\lambda = 7.3D \tag{9}$$

Kennedy (12) developed an equation for the wavelength of antidunes as follows:

$$\lambda = 2\pi \frac{U^2}{2g} \qquad \text{U: average velocity} \tag{10}$$

Equation (10) compares reasonably well with observed wavelengths. At incipient breaking, the antidune steepness (ratio of wave height to wave length) was found by Kennedy to be about 0.14. $\left(\frac{\Delta}{\lambda} \simeq 0.14\right)$

3 HYDRAULIC RESISTANCE OF ALLUVIAL CHANNELS

An important aspect of river sedimentation is the determination of the flow induced resistance associated with the bed forms. Alluvial bed roughness has been the subject of extensive investigation with a number of resistance relationships developed. These relationships follow two basic approaches - those that divide total resistance into grain resistance and form resistance and those that do not.

3/3

	Source	Flow velocity U, m/s	Flow depth D, m	Particle size d, μm	Temperature °C
Flume data	o Guy et al	0.34-1.17	0.16-0.32	190	8-34
	× Guy et al	0.41-0.65	0.14-0.34	270	8-34
	Δ Guy et al	0.47-1.15	0.16-0.32	280	8-34
	♂ Guy et al	0.77-0.98	0.16	330	8-34
	▫ Guy et al	0.48-1.00	0.10-0.25	450	8-34
	♀ Guy et al	0.53-1.15	0.12-0.34	930	8-34
	⊕ Williams	0.54-1.06	0.15-0.22	1350	25-28
	ø Delft Hydr. Lab.	0.45-0.87	0.26-0.49	790	12-18
	ó Stein	0.52-0.95	0.24-0.31	400	20-26
	ó Znamenskaya	0.53-0.80	0.11-0.21	800	-
Field data	● Dutch Rivers	0.85-1.55	4.4-9.5	490-3600	5-20
	ø Rio Parana	1.0	12.7	400	-
	⊕ Japanese Channels	0.53-0.89	0.25-0.88	1100-2300	-
	■ Mississippi River	1.35-1.45	6-16	350-550	-

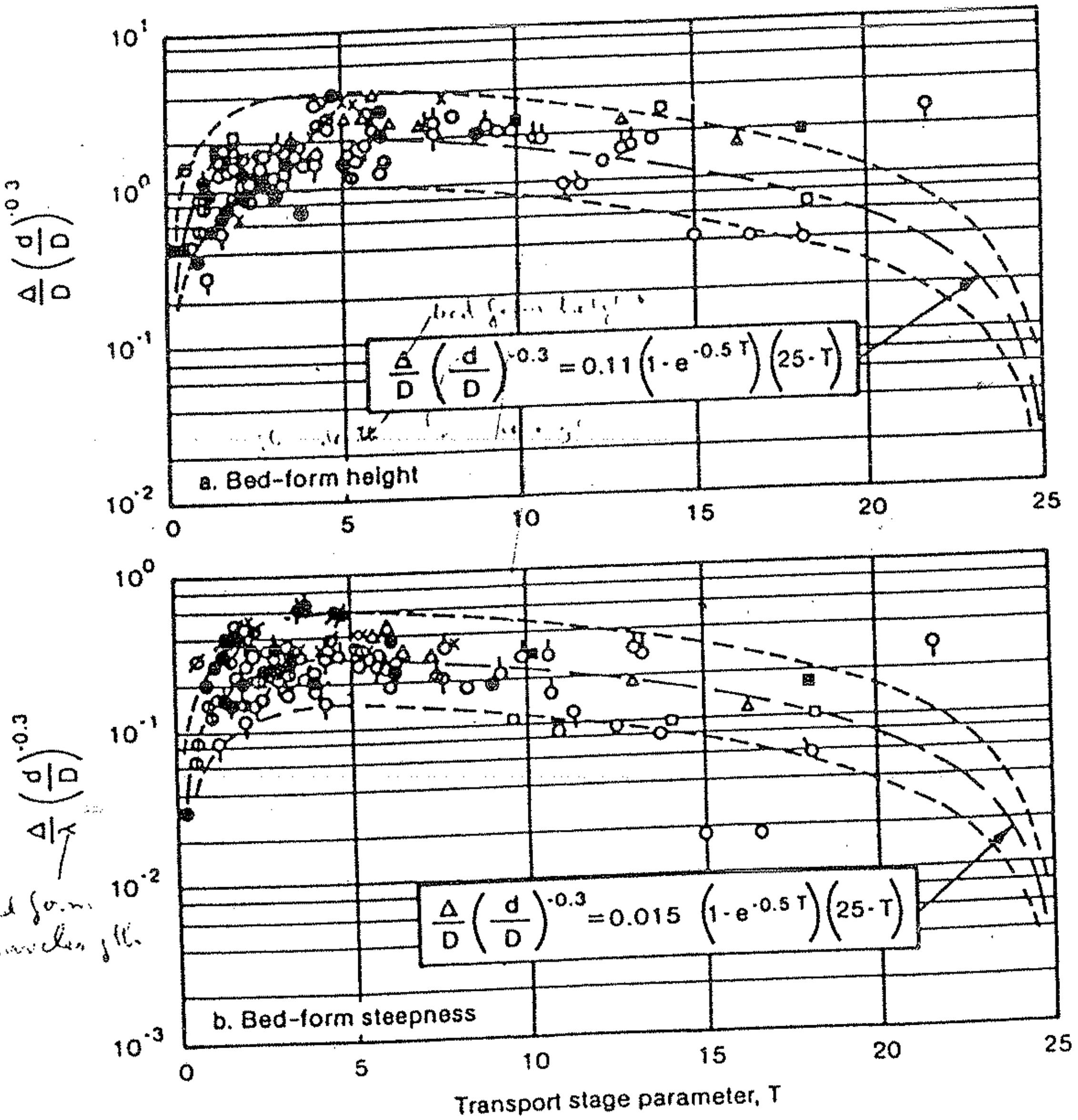


Fig. (5) : Bed Form Height and Steepness

HR Wallingford

D : Flow depth

Δ : Bed form height

λ : Bed form wavelength

روابط موجود برای ابعاد فرم بستری Dune :

Yalin (1964):

$$\frac{h}{H}=\frac{1}{6}\left(1-\frac{\tau_{cr}}{\tau_*}\right) \text{ and } L=5H$$ where τ_{cr} =critical shear stress for D_{50}; and τ =bed shear stress

Ranga Raju & Soni (1976):

$$\frac{h}{D_{50}}F_1^3F_2=6.5\times10^3(\tau_*')^{\frac{8}{3}}$$ where $F_1=\frac{V}{\sqrt{gR_b}}$; $F_2=\frac{V}{\sqrt{\frac{\gamma_s-\gamma}{\rho}D_{50}}}$; τ_*'=dimensionless bed shear stress due to grain roughness

Allen (1978):

$$\frac{h}{d}=0.08+2.24(\frac{\theta}{3})-18.13(\frac{\theta}{3})^2+70.9(\frac{\theta}{3})^3-88.33(\frac{\theta}{3})^4$$ where θ= dimensionless bed shear stress (Shields parameter)

Van Rijn (1984):

$$\frac{h}{H}=0.11\left(\frac{D_{50}}{H}\right)^{0.3}\left(1-e^{-0.5T}\right)(25-T) \text{ and } L=7.3H$$ where $T=\frac{(u_*')^2-(u_{*cr})^2}{(u_{*cr})^2}$; T=transport stage parameter; u_*'=bed shear velocity related to grains; u_{*cr} =critical bed shear velocity

Kennedy & Odgaard (1990):

$$\frac{h}{d}=\frac{1}{2}\left\{\frac{1.2\lambda\alpha f_0}{8C_D}+\left[\left(\frac{1.2\lambda\alpha f_0}{8C_D}\right)^2+\frac{2\pi F^2 f_0}{C_D C_1}\left(\frac{f}{f_0}-\frac{1.2\lambda}{2}\right)\right]^{0.5}\right\}$$ where f_0, f =grain and total Darcy-Weisbach friction factor; F=froude number; and $C_1=0.25, C_D=1.0, \alpha=5, \lambda=1.0$

Julien & Klassen (1995):

$$\frac{h}{H}=\xi\left(\frac{D_{50}}{H}\right)^{0.3} \text{ and } L=6.25H$$ where $0.8\prec\xi\prec8$ and ξ_{avr}=2.5

Karim (1995):

$$\frac{h}{H}=-0.04+0.294\left(\frac{u_*}{\omega}\right)+0.00316\left(\frac{u_*}{\omega}\right)^2-0.0319\left(\frac{u_*}{\omega}\right)^3+0.00272\left(\frac{u_*}{\omega}\right)^4$$ where u_*=bed shear velocity; and ω =particle fall velocity for D_{50}

Karim (1999):

$$\frac{h}{H}=\frac{\left(S-f'\frac{F^2}{8}\right)\frac{L}{H}}{KF^2C_1}$$ where $K=0.55\left(\frac{h}{H}\right)^{0.375}\left(\frac{L}{H}\right)^{-0.2}$; $f'=0.135\left(\frac{D_{50}}{H}\right)^{0.33}$; $C_1=0.85$; $\frac{L}{H}=6.25$; S =energy slope gradient; and F=froude number

Fredsoe (1975):

$$\frac{h}{H}=0.119(\frac{L}{H})(1-\frac{0.06}{\theta}-0.4\theta)^2$$ where θ= dimensionless bed shear stress (Shields

مثال محاسبه خصوصیات جریان در مجاری جنبی

indicator of the relative contribution of bedload and suspended sediment load to the total sediment load. One stated advantage of this change is to include the temperature effect on the bed form height, since fall velocity depends on the fluid temperature. The resulting relationship for Δ/y_0 is given by

$$\frac{\Delta}{y_0} = -0.04 + 0.294\left(\frac{u_*}{w_f}\right) + 0.00316\left(\frac{u_*}{w_f}\right)^2 - 0.0319\left(\frac{u_*}{w_f}\right)^3 + 0.00272\left(\frac{u_*}{w_f}\right)^4 \tag{10.45}$$

for $0.15 < u_*/w_f < 3.64$, and $\Delta/y_0 = 0$ for $u_*/w_f < 0.15$ or $u_*/w_f > 3.64$. Equation 10.45 is based on only the laboratory flume data reported by Guy, Simons, and Richardson (1966) and some Missouri River data. Equation 10.45 in combination with Equations 10.40 through 10.42 is applied to the full data set of the Karim-Kennedy method as well as to 13 flows in the Ganges River, Rio Grande, and Mississippi River to predict depth-velocity rating curves. Mean normalized errors in both depth and velocity for all data sets are approximately 10 percent.

More recently, Karim (1999) developed another relationship for Δ/y_0 that provides a better fit than previous methods for a data set consisting of field data from the Missouri River, Jamuna River, Parana River, Zaire River, Bergshe Mass River, and the Rhine River as well as Pakistan canal data. The relationship of Julien and Klaassen (1995) given as Equation 10.30 also performed well for this data set.

EXAMPLE 10.3. The Middle Loup River in Nebraska has a slope of 0.001 and a median grain size d_{50} = 0.26 mm (0.000852 ft). The values of d_{65} = 0.32 mm (0.00105 ft) and d_{90} = 0.48 mm (0.00157 ft). For a discharge per unit width of 3.0 ft²/s (0.28 m²/s), find the depth and velocity of flow using the Engelund method, van Rijn method, and Karim-Kennedy method.

Solution. Assume that the channel is very wide so that $R = y_0$ in all the methods.

1. *Engelund Method.* Assume a value of $y_0' = 0.3$ ft (0.09 m). Then calculate τ_*' as

$$\tau_*' = \frac{\gamma y_0' S}{(\gamma_s - \gamma)d_{50}} = \frac{0.3 \times 0.001}{1.65 \times 0.000852} = 0.21$$

The velocity is given by

$$V = \sqrt{g y_0' S}\left[6 + 5.75 \log \frac{y_0'}{2d_{65}}\right]$$

$$= \sqrt{32.2 \times 0.3 \times 0.001} \times \left[6 + 5.75 \log \frac{0.3}{2 \times 0.00105}\right] = 1.81 \text{ ft/s}$$

or 0.55 m/s. From Figure 10.15, find τ_* or use Equation 10.34a assuming lower regime bed forms, from which

$$\tau_* = \sqrt{2.5(\tau_*' - 0.06)} = \sqrt{2.5 \times (0.21 - 0.06)} = 0.61$$

Now calculate y_0 from the definition of τ_* to give

$$y_0 = \frac{\tau_*(SG - 1)d_{50}}{S} = \frac{0.61 \times 1.65 \times 0.000852}{0.001} = 0.86 \text{ ft (0.26 m)}$$

۱/۲

Finally, calculate $q = Vy_0 = 1.81 \times 0.86 = 1.56$ ft²/s (0.145 m²/s). Because this is smaller than the given value of 3.0 ft²/s (0.28 m³/s), repeat for a larger value of y_0'. For $y_0' = 0.5$ ft (0.15 m), $\tau_*' = 0.36$ and $V = 2.50$ ft/s (0.76 m/s). Then $\tau_* = 0.86$ and $y_0 = 1.21$ ft (0.37 m) so that $q = 3.02$ ft²/s (0.281 m³/s). This is close enough, but check for lower regime bed forms. Calculate $\tau_0 = \gamma y_0 S = 62.4 \times 1.21 \times 0.001 = 0.076$ lbs/ft² (3.6 Pa) and stream power $= \tau_0 V = 0.076 \times 2.5 = 0.19$ lbs/(ft-s) (2.8 N/(m-s)). Then, for a fall diameter of 0.25 mm (see Figure 10.3), the Simons-Richardson diagram (Figure 10.12) indicates dunes, so this is a satisfactory solution: $y_0 = 1.21$ ft (0.37 m) and $V = 2.50$ ft/s (0.76 m/s).

2. *Van Rijn Method.* Assume a depth of 1.0 ft (0.30 m) and from continuity, $V = q/y_0 \doteq 3.0/1.0 = 3.0$ ft/s (0.91 m/s). Then calculate u_*' from

$$u_*' = \frac{V}{5.75 \log \frac{12y_0}{3d_{90}}} = \frac{3.0}{5.75 \log \frac{12 \times 1.0}{3 \times 0.00157}} = 0.153 \text{ ft/s (0.0466 m/s)}$$

By definition, $\tau_*' = u_*'^2/[(SG - 1)gd_{50}] = 0.153^2/(1.65 \times 32.2 \times 0.000852) = 0.52$. Obtain τ_{*c} by first calculating d_* as

$$d_* = \left[\frac{(SG - 1)gd_{50}^3}{\nu^2}\right]^{1/3} = \left[\frac{1.65 \times 32.2}{(1.2 \times 10^{-5})^2}\right]^{1/3} \times 0.000852 = 6.1$$

so that $\tau_{*c} = 0.047$ from Figure 10.6 and $T = \tau_*'/\tau_{*c} - 1 = 0.52/0.047 - 1 = 10.1$. The height of the dunes is obtained from Equation 10.29 as

$$\frac{\Delta}{y_0} = 0.11\left(\frac{d_{50}}{y_0}\right)^{0.3}(1 - e^{-0.5T})(25 - T)$$

$$= 0.11 \times \left(\frac{0.000852}{1.0}\right)^{0.3}(1 - e^{-0.5 \times 10.1})(25 - 10.1) = 0.20$$

so that $\Delta = 0.20 \times 1.0 = 0.20$ ft (0.061 m). Having the dune height and with the wave length, $\lambda = 7.3y_0$, the equivalent sand-grain roughness height due to the bed forms can be estimated from Equation 10.39 as

$$k_s'' = 1.1\Delta(1 - e^{-25\Delta/\lambda}) = 1.1 \times 0.20 \times (1 - e^{(-25 \times 0.20/7.3)})$$

$$= 0.109 \text{ ft (0.033 m)}$$

Finally, the velocity can be obtained from Equation 10.38 based on the total shear velocity:

$$V = 5.75 u_* \log \frac{12R}{3d_{90} + k_s''}$$

$$= 5.75\sqrt{32.2 \times 1.0 \times 0.001} \log\left[\frac{12 \times 1.0}{3 \times 0.00157 + 0.109}\right] = 2.09 \text{ ft/s}$$

or 0.64 m/s. The result for discharge per unit width is $q = Vy_0 = 2.09$ ft²/s (0.194 m²/s), which requires a second iteration with a larger value of depth. For $y_0 = 1.3$ ft (0.40 m), the trial value of velocity is 2.31 ft/s (0.704 m/s) and $u_*' = 0.114$ ft/s (0.0347 m/s). Then $\tau_*' = 0.287$ and $T = 5.11$. This gives a dune height $\Delta = 0.291$ ft and $k_s'' = 0.171$ ft (0.0521 m). Finally, the velocity is 2.29 ft/s (0.70 m/s), which is very close to the initial value, so the solution by the van Rijn method is $y_0 = 1.30$ ft (0.40 m) and $V = 2.30$ ft/s (0.70 m/s).

3. *Karim-Kennedy Method.* First calculate the value of the Shields parameter for an assumed depth of 1.3 ft (0.40 m) to give

$$\tau_* = \frac{y_0 S}{(SG - 1)d_{50}} = \frac{1.3 \times 0.001}{1.65 \times 0.000852} = 0.925$$

which is less than 1.2 and therefore in the lower regime. The relative dune height follows from Equation 10.42 into which the value of τ_* has been substituted:

$$\frac{\Delta}{y_0} = 0.08 + 2.24\left(\frac{0.925}{3}\right) - 18.13\left(\frac{0.925}{3}\right)^2 + 70.9\left(\frac{0.925}{3}\right)^3 - 88.33\left(\frac{0.925}{3}\right)^4 = 0.327$$

Therefore, the relative value of the friction factor is obtained from Equation 10.41 as

$$\frac{f}{f_0} = 1.20 + 8.92\frac{\Delta}{y_0} = 1.20 + 8.92 \times 0.327 = 4.12$$

Finally, the velocity comes from substituting into Equation 10.43 to give

$$\frac{V}{\sqrt{(SG - 1)gd_{50}}} = 6.683 \times \left(\frac{1.3}{0.000852}\right)^{0.626} \times 0.001^{0.503} \times 4.12^{-0.465} = 10.5$$

so that $V = 10.5 \times (1.65 \times 32.2 \times 0.000852)^{0.5} = 2.23$ ft/s (0.68 m/s). The discharge per unit of width then is 2.90 ft²/s (0.269 m²/s), which is close, but an adddi-tional iteration yields $y_0 = 1.33$ ft (0.41 m) and $V = 2.26$ ft/s (0.69 m/s).

The results of the van Rijn method and the Karim-Kennedy method are virtually identical, while the Engelund method gives a depth and velocity both of which are within about 8 percent of the values from the other two methods.

10.7 SEDIMENT DISCHARGE

The prediction of total sediment discharge in an alluvial stream is an important aspect of river engineering with applications from the assessment of changes in stream sediment regime due to urbanization to the evaluation of long-term bridge scour. This section focuses on the bed-material discharge; that is, the portion of the sediment discharge consisting of grain sizes found in the streambed as opposed to wash load, which is defined as the fine sediment resulting from erosion of the watershed.

Two distinct approaches are taken to the problem of determining total bed-material discharge. The first was pioneered by Einstein (1950), in which total bed-material discharge is divided into bed-load discharge and suspended-load discharge and summed to estimate total sediment discharge. The bed load is that portion of the sediment carried near the bed by the physical processes of intermittent rolling,

٢/٢

sliding, and saltation (hopping) of individual grains at various random locations in the bed, so that the sediment remains in contact with the bed a large percentage of the time. Suspended load, on the other hand, is composed of sediment particles that are lifted into the body of the flow by turbulence, where they remain and are transported downstream. An equilibrium distribution of suspended sediment concentration develops as a result of the balance between turbulent diffusion of the grains upward and gravitational settling of the grains downward. The sediment concentration near the bed as determined by the bed-load discharge is the essential link to estimation of suspended-load discharge because it provides the boundary condition for the vertical distribution of suspended sediment concentration.

In general, the opposing forces of turbulent suspension and gravity are reflected by the dimensionless ratio u_*/w_f, in which u_* is shear velocity and w_f is the sediment fall velocity. Bed load is the dominant transport mechanism for $u_*/w_f < 0.4$, and suspended load is the primary contributor to sediment load for $u_*/w_f > 2.5$ (Julien 1995). In between these two limits, mixed load occurs, with components of both bed load and suspended load.

The second approach to determination of total sediment discharge is to directly relate the total rate of transport to hydraulic variables such as depth, velocity, and slope and to sediment properties. This method depends on large databases of flume and field data to be applicable to a wide variety of situations, and the best-fit relationship often is presented in terms of dimensionless variables for the same reason. In either approach, issues of water temperature, the effect of fine sediment, bed roughness, armoring, and the inherent difficulties of measuring total sediment discharge can cause significant deviations between estimates and measurements of total sediment discharge as demonstrated by Nakato (1990). Nevertheless, such estimates of sediment discharge must be made for engineering purposes. This often involves the use of several different formulas determined to be applicable to the situation of interest and reliance on engineering judgment to make the final estimate.

(٢٢٩)

This section presents a few selected formulas for estimating sediment discharge and limited comparisons with field measurements. For a more complete treatment, refer to the references at the end of this chapter. The transport formulas are presented in terms of the volumetric transport rate of sediment per unit of stream width, q, with a subscript of b for bed load, s for suspended load, and t for total load. The sediment transport rate also can be expressed in terms of dry weight of sediment transported per unit of width and time as the symbol g with the same subscripts, so that $g_b = \gamma_s q_b$ for bed-load discharge, for example. Thus q_b, for example, has dimensions of L^2/T (ft²/s or m²/s), while g_b has dimensions of $F/T/L$ (lbs/s/ft or N/s/m). In the English system, the weight rate of transport will be used, but in the SI system a mass transport rate traditionally is used. The mass transport rate per unit of channel width can be obtained by dividing the corresponding weight rate by gravitational acceleration to obtain dimensions of $M/T/L$ (slugs/s/ft or kg/s/m). The sediment transport rate for the full stream width is obtained as the product of transport rate per unit of width and stream width, and the symbols Q and G are utilized for this purpose for volumetric and weight rates of transport, respectively, with the appropriate subscript to indicate bed load (b), suspended load (s), or total load (t).

1/8

ادامه: معادلات مقاومت جریان در مجاری طبیعی

Ref. Fisher (1995)

Mannual of Sediment Transport, W.H.R.

4.1.5 *White, Paris and Bettess (1980) method*

White et al used the same parameters as the Ackers and White (1973 and 1990) sediment transport method. Graded sediments are represented by the D_{35} bed material size.

Sediment movement was predicted in terms of a sediment mobility number based on the ratio of the shear forces to the immersed weight of the particles.

The general form of the mobility number is given by:

$$F_{gr} = \frac{v_*^{\,n}}{\sqrt{gD\,(s-1)}}\left(\frac{u}{\sqrt{32}\log\left(10\frac{d}{D}\right)}\right)^{1-n} \tag{95}$$

(۲۳۰)

2/3

where n is an exponent which varies from 1.0 for fine sediments (D_{gr} = 1.0) to 0.0 for coarse sediments (D_{gr} = 60). Thus for fine sediments:

$$F_{fg} = \frac{u_*}{\sqrt{gD_{35}\ (s_g - 1)}} \tag{96}$$

and for coarse sediments

$$F_{cg} = \frac{u}{\sqrt{gD\ (s - 1)}\ \sqrt{32}\log\left(\frac{10d}{D}\right)} \tag{97}$$

Figure 7 shows F_{fg}, the total shear plotted against F_{gr}, the effective shear. There is a progression away from the $F_{fg} = F_{gr}$ line with increasing values of D_{gr} and the line through each data set converges towards the $F_{fg} = F_{gr}$ line at, or around the value of the mobility number corresponding to the threshold of movement. The data in Figure 7 seem to suggest a functional relationship of the form:

$$\frac{F_{gr} - A'}{F_{fg} - A'} = fn\ (D_{gr}) \tag{98}$$

within the range F < 0.8 and 1 < D_{gr} < 60, where A′ is the value F_{gr} at the threshold of movement.

With D_{gr} based on the D_{35} size of the parent material, a curve can be fitted as follows:

Lower regime

$$1 - \frac{F_{gr} - A'}{F_{fg} - A'} = 0.76\left[1 - \frac{1}{e^{\log D_{gr}^{1.7}}}\right] \tag{99}$$

This is the lower regime relationship.

The upper regime data shows a consistent trend. Data for each D_{gr} value lies on a single curve with different curves for different D_{gr} values. As for the lower regime there is a clear progression away from the $F_{gr} = F_{fg}$ line with increasing values of D_{gr}, the line through each data set converges towards the $F_{fg} = F_{gr}$ line greater than 60.

The appropriate form for the upper regime is given by:

$$\frac{(F_{gr} - A') + \alpha\ (F_{gr} - A')^4}{(F_{fg} - A')} = fn\ (D_{gr}) \tag{100}$$

(٢٣١)

3/8

The equation fitted to the available data was:

$$\frac{(F_{gr} - A') + 0.07\,(F_{gr} - A')^4}{(F_{fg} - A')} = 1.07 - 0.18\log D_{gr} \tag{101}$$

It is recommended that this equation is not used for values of D_{gr} greater than 60.

The use of two separate relationships for lower and upper regime creates two problems. The first is the determination of which is the appropriate regime to use in particular circumstances and the second is determining the transition that must take place from one regime to the other. In the account so far the distinction between the two regimes has been provided by a description of the bed features associated with them. It, therefore, seems reasonable that the criterion used to define the upper and lower regime conditions should be related to those used to specify the occurrence of different bed forms. Simons and Richardson (1963) distinguished different bed forms by plotting stream power, $\tau_o u$ against median fall diameter. Alternatively a non-dimensional unit stream power U_E, in the form can be used below:

$$U_E = \frac{VS}{(gv)^{\frac{1}{3}}\, D_{gr}} \tag{102}$$

For values of U_E less than 0.00035 the bed is plane, for $0.00035<U_E<0.011$ ripples occur provided $D_{gr}<10$. Otherwise for values of U_E in this range the bed feature is predominantly dunes. The transition region is approximately $0.011<U_E<0.02$ while flat bed and anti-dunes occur for $U_E > 0.02$. The lower regime curves are appropriate if U_E is less than 0.011 and the upper regime curve if U_E is greater than 0.011.

If there is no prior information regarding the nature of the flow then one must assume in turn that the flow corresponds to lower and upper regime and then determine which assumption leads to a consistent result.

If the above equations are used to calculate the velocity for the upper and lower regimes then the non-dimensional stream power for each regime can be determined, U_E^L and U_E^U. As $U_E^U > U_E^L$ there are three different cases to be considered:

1 $U_E^L < 0.011$ and $U_E^U < 0.011$
In this case since the use of the upper regime equation leads to a solution that implies lower regime conditions the only consistent approach is that the system is in lower regime.

2 $U_E^L > 0.011$ and $U_E^U > 0.011$
As the use of the lower regime equation leads to an inconsistency the system must be in upper regime.

(٢٣٢)

4/8

3 $U_E^L < 0.011$ and $U_E^U > 0.011$
In this case both assumptions lead to a consistent result. Either result represents a stable solution and the form adopted in practice will depend on the previous history of the flows.

4.1.6 *Procedure for calculating alluvial friction using White, Paris and Bettess (1980)*

1 The mean velocity of flow in m/s is calculated from:

d	depth (m)
S	slope
D_{35}	sediment size (m)
s_s	specific gravity of particles (2.65 for sand)
v	kinematic viscosity (can be calculated from temperature, Appendix 1)

2 Determine shear velocity, u_*:

$$u_* = \sqrt{gdS}$$

3 Determine the mobility related to total shear stress, F_{fg}:

$$F_{fg} = \frac{u_*}{\sqrt{gD_{35}\,(s_s - 1)}}$$

4 Calculate dimensionless particle size, D_{gr}:

$$D_{gr} = D_{35}\left[\frac{g\,(s_s-1)}{v^2}\right]^{\frac{1}{3}}$$

5 Calculate the values of n and A from the following equations:

If $D_{gr} > 60$, then
n=0.0, A=0.17
and if $1 < D_{gr} < 60$ then

$$n = 1 - 0.56\log D_{gr}$$

$$A = \frac{0.23}{\sqrt{D_{gr}}} + 0.14$$

If $F_{fg} < A$ then there is no sediment movement. The bed form roughness will depend on the flow history, so the friction cannot be predicted.

(٢٣٣)

5/8

6 If $F_{fg} > A$, calculate the mobility related to effective shear stress for lower regime

$$F_* = 1.0 - 0.76\left[1 - \frac{1}{\exp\,[(\log D_{gr})^{1.7}]}\right] \rightarrow e^{[\log \,--]}$$

$$F_{gr} = F_*(F_{fg} - A) + A$$

7 Determine the mean velocity of flow for lower regime from the following equation:

$$u = \sqrt{32}\,\log\left(\frac{10^4 d}{d_{35}}\right)\left[\frac{F_{gr}\sqrt{0.001g\ D_{35}\ (s_g - 1)}}{u_*^{\,n}}\right]^{\frac{1}{1-n}}$$

8 Calculate non-dimensional stream power for lower regime $U_E^{\,L}$ using:

$$U_E = \frac{uS}{(gv)^{\frac{1}{3}}\ D_{gr}}$$

9 Calculate F_{gr} for upper regime using:

$$\frac{(F_{gr} - A) + 0.07\ (F_{gr} - A)^4}{(F_{fg} - A)} = 1.07 - 0.18\log D_{gr}$$

10 Calculate velocity for upper regime using same equation as under 7.

11 Calculate non-dimensional stream power for upper regime $U_E^{\,U}$ using same equation as under 8.

12 If $U_E^{\,L} + U_E^{\,U} > 0.022$ then use upper regime velocity in the equation below. If $U_E^{\,L} + U_E^{\,U} < 0.022$, then use lower regime velocity in the equation below.

$$\lambda = 8\left(\frac{v_*}{u}\right)^2 \qquad (103)$$

(۲۳۴)

6/3

4.2 Application and use of alluvial friction predictors

To calculate flow in an alluvial channel the engineer is faced with the problem of determining the frictional losses on the boundary of the channel. For example, a knowledge of the frictional resistance is required for the design of irrigation channels, river improvement works or for the determination of sediment transport rates. One would expect that the roughness of the surface depends on the size of the bed material which is indicated by the value of D_{gr}. The friction should also be affected by the quantity of sediment in motion and hence should depend on the mobility number F_s and the density ratio s_s. The ratio of the flow depth to the grain diameter will be significant if the friction is dependent upon how the sediment is distributed in the bulk of flow.

All the methods discussed in Section 4.1 are steady state methods in which the friction is dependent on the local values of the variables involved. They also assume that the friction does not depend on the history of previous flows but only on the conditions prevalent at that time. In the cases where the transport rate is zero it is clear that the friction will depend on the past flows as the friction will be influenced by bed features present which were created by earlier, larger flows. These bed features will remain and influence the flow until the sediment transport rate is large enough to remove them. It may be that the type and size of bed feature depends not only on the flow conditions at the present but also on the history of previous flows.

It is recommended that the White et al method is used and a worked example is given below:

Example 4.2

A sand bed has a slope of 0.005. The bed material is a uniform 2.0mm sand of specific gravity 2.65.

(۲۳۵)

7/8

Calculate discharges per unit width for depths of flow between 0.20m and 2.0m

	Depth (m)				
	0.2	0.5	1.0	1.5	2.0
v_*	0.099	0.157	0.221	0.271	0.313
D_{gr}	47.4	47.4	47.4	47.4	47.4
n	0.061	0.061	0.061	0.061	0.061
A	0.173	0.173	0.173	0.173	0.173
F_{fg}	0.55	0.87	1.231	1.507	1.741
F_{gr}(lower)	0.290	0.388	0.5	0.585	0.657
u (lower) m/s	0.848	1.274	1.773	2.169	2.509
U_E^L	0.004	0.006	0.008	0.010	0.012
F_{gr}(upper)	0.463	0.708	0.959	1.139	1.277
u (upper) m/s	1.398	2.415	3.553	4.409	5.094
U_E^U	0.007	0.012	0.017	0.021	0.024
$U_E^L + U_E^U$	0.011	0.018	0.025	0.031	0.036
λ	0.109	0.121	0.031	0.030	0.030
u (m/s)	0.848	1.274	3.553	4.409	5.094
Fr	0.61	0.58	1.13	1.15	1.15
q (m^3/s/m)	0.17	0.637	3.553	6.614	10.188

At depths 0.2 and 0.5 m the flow is in the lower regime at depths 1.0, 1.5 and 2.0 m the flow is in the upper regime mode.

5 Regime Theory

The problem of determining a stable cross-section geometry and slope of an alluvial channel has been the subject of considerable research over eighty years and continues to be of great practical interest. Ignoring plan geometry, an alluvial channel can adjust its width, depth and slope to achieve a stable condition in which it can transport a certain amount of water and sediment. Thus, it has three degrees of freedom and the problem is to establish relationships which determine these three quantities of width, depth and slope.

The various approaches to this problem fall into two broad categories: the empirical regime and the analytical regime methods. The empirical method relies on available data and attempts to determine appropriate relationships from the data. The usefulness of this method depends on the quality of the

(٢٣٩)

3/8

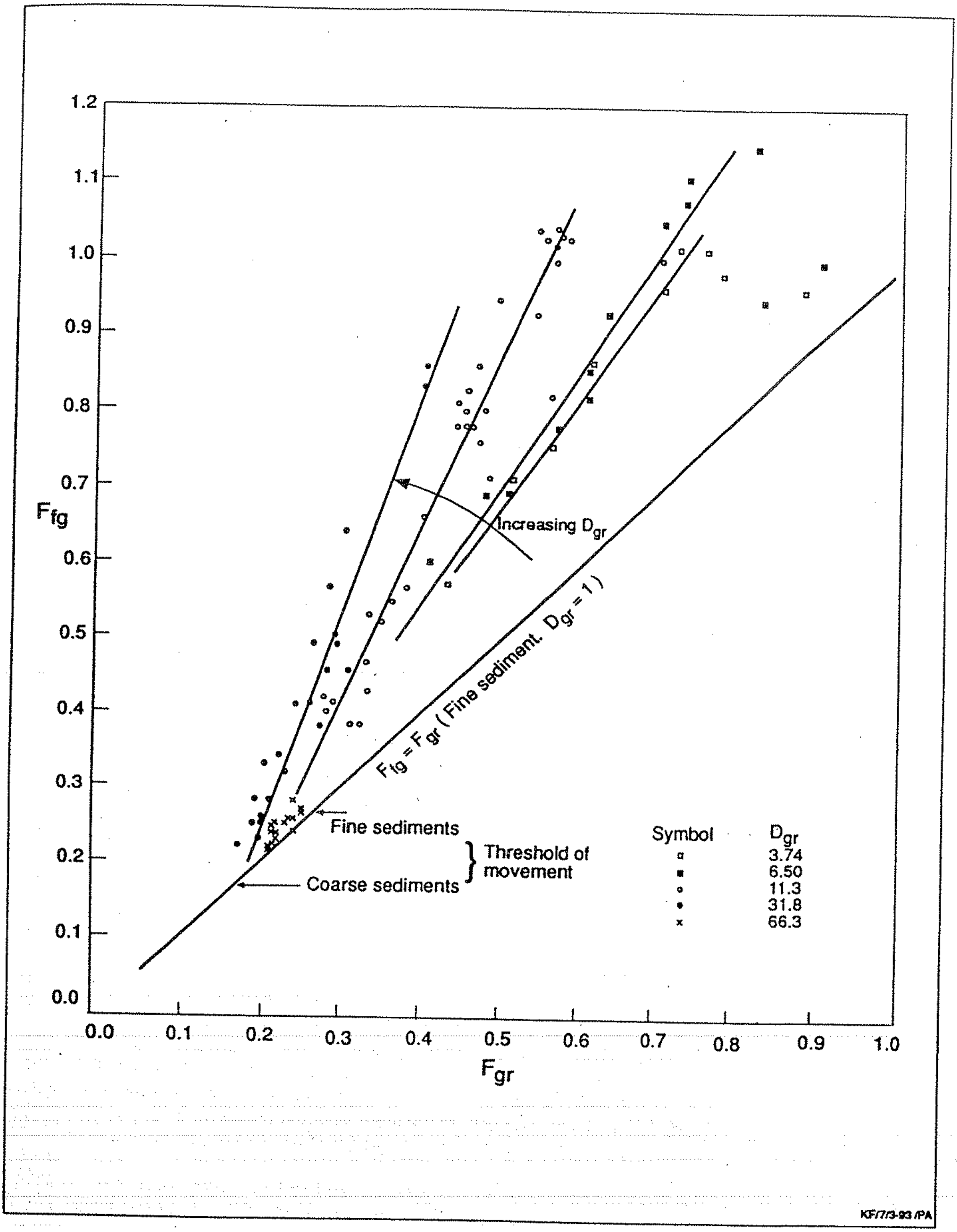


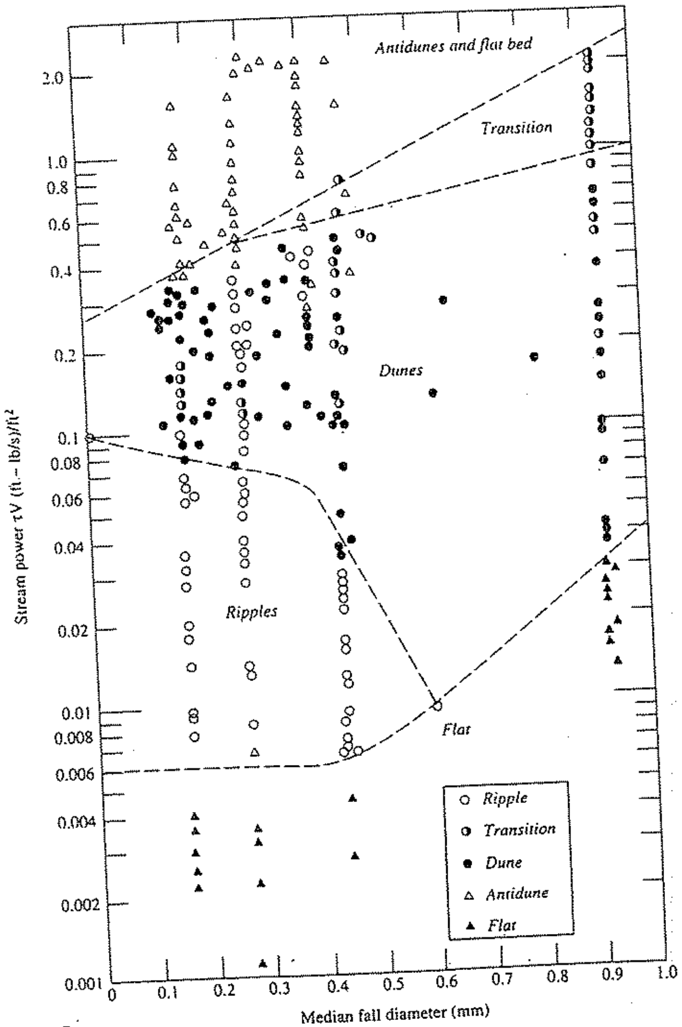
Figure 7 F_{fg} versus F_{gr} for selected data

(۲۳۲)

Yang(1996)

shear velocity U_*, Fig. 3.5 can be used to determine the bed forms in laboratory flumes.

Simons and Richardson (1966) plotted the stream power τV against median fall diameter of sediment particles for laboratory flume and some canal data as shown in Fig. 3.6. This figure can be used for the determination of bed forms in laboratory flumes and small streams. An evaluation of different



محدوده مواد بستری (1–100) mm

FIGURE 3.6
Relation of bed form to stream power and median fall diameter of bed sediment (Simons and Richardson, 1966).

درمجاری طبیعی (Flow Resistance) مقاومت جریان

TABLE 3.5
Evaluation of different graphical analyses (Simons and Sentürk, 1977)

Variables	Investigator	Comments
$\frac{U_* d_{50}}{\nu}, \frac{U_*}{\omega}$	Liu (1957) Albertson *et al.* (1958)	Criterion based on flume data did not predict field data well. Most promise appears to lie in the prediction of beginning of motion.
$\frac{\tau}{(\rho_s-\rho)gd_{50}}, \frac{V}{(gR)^{1/2}}$	Garde and Albertson (1959)	Criterion did not predict Rio Grande data well.
$\frac{R}{d_{50}}, \frac{S}{\rho_s-\rho}\Big/\rho$	Garde and Raju (1963)	Considerable scatter evident, especially with the Gilbert and U.S. Geological Survey data.
$\frac{gd_{50}}{U_*^2}, d_{50}$	Bogardi (1958)	Difficulty in using the same criterion for flume and field data.
$\tau V, d_{50}$	Simons and Richardson (1966)	Difficulty in using the same criterion for flume and large rivers, but the relation does fairly well for small natural streams.
$\frac{U_*}{\omega}, S$	Athaullah (1968)	Failed to discriminate between bed forms in natural systems.
$\frac{\tau}{\gamma_s' d_{50}}, \frac{d\omega}{\nu}$	Sentürk (1973)	Define bed forms according to their resistance to flow. Failure to define antidunes.

graphical analyses of bed forms has been given by Simons and Sentürk (1977): see Table 3.5.

3.3.4 Factors Affecting Bed Forms

Theoretical analysis of bed forms cannot be applied to field studies directly for the prediction of bed forms, because it is difficult to satisfy the assumptions used in the analysis. Results from empirical or graphical analysis of laboratory data cannot be applied to field conditions with confidence, because these conditions are far more complex than those observed in laboratory flumes. Factors affecting bed forms and resistance to flow include (but are not limited to) water depth, slope, fluid density, fine material concentration, bed material size, bed material gradation, fall velocity of sediment particles, channel cross-sectional shape, and seepage force. Some general tendencies of the effects of these factors on bed forms and resistance to flow can be summarized as follows (Simons and Sentürk, 1977).

1. *Depth:* water depth is related to the relative depth D/d, or relative roughness d/D, and flow velocity distribution. An increase in water depth can cause a dune bed to become a plane bed or antidune. A decrease in depth may reverse the process. An example of the effect of change of depth or hydraulic radius on bed form and flow velocity is shown in

Yang (1996)

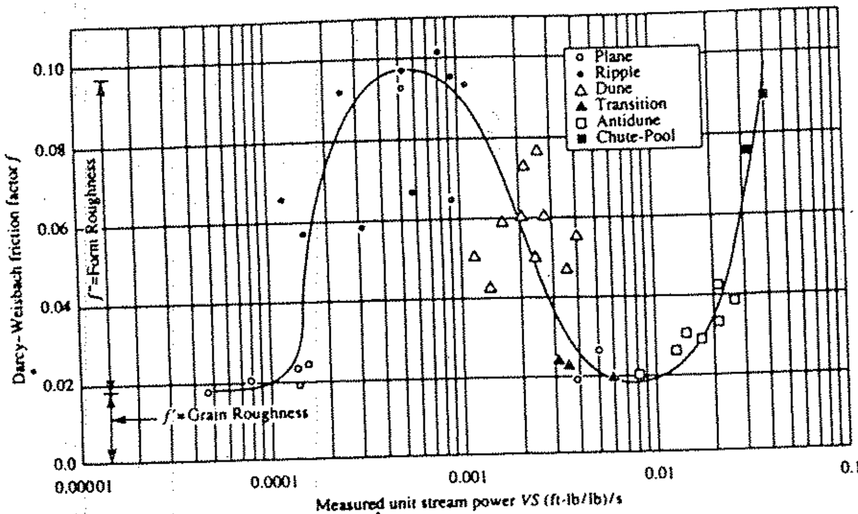


FIGURE 3.8
Variation of friction factor with bed form and measured unit steam power.

$n = n' + n''$

where n' = Manning's coefficient due to grain roughness and
n'' = Manning's coefficient due to form roughness.

The value of n' is proportional to the sediment particle diameter to the sixth power, as shown in Eqs. (3.18a, b), (3.19), or (3.20). There is no reliable method for the computation of n''. Our inability to determine or predict the variation of form roughness poses a major problem in the study of alluvial hydraulics.

3.4.2 Surface Drag and Form Drag

Similarly to the division of total roughness into grain roughness and form roughness, the shear stress or drag force acting along an alluvial bed can be divided into two parts, i.e.,

$$\tau = \tau' + \tau''$$
$$= \gamma S(R' + R'') \qquad (3.27)$$

where τ = total drag force acting along an alluvial bed,
τ' and τ'' = drag force due to grain roughness and form roughness, respectively,
γ = specific weight of water,
S = energy or channel slope, and
R' and R'' = hydraulic radii due to grain roughness and form roughness, respectively.

Different methods have been suggested in the literature for the determination of total roughness or resistance to flows in alluvial channels.

(Hydraulic Resistance)

3.4.3 Einstein's Approach

Einstein (1950) expressed the resistance due to grain roughness or skin friction by

$$\frac{V}{U'_*} = 5.75 \log\left(12.27 \frac{R'}{k_s} x\right) \qquad (3.28)$$

where U'_* = shear velocity due to skin friction or grain roughness = $(gR'S)^{1/2}$,
R' = hydraulic radius due to skin friction,
k_s = equivalent grain roughness = d_{65},
x = a function of k_s/δ, and
δ = boundary-layer thickness, which can be expressed as

$$\delta = \frac{11.6\nu}{U'_*} \qquad (3.29)$$

where ν = kinematic viscosity.

The relationship between x and k_s/δ suggested by Einstein (1950) is shown in Fig. 3.9. With the given values of V, d_{65}, and x determined from Fig. 3.9, Eq. (3.28) can be used to compute the value of R'. Einstein (1950) suggested that

$$\frac{V}{U''_*} = \phi(\psi') \qquad (3.30)$$

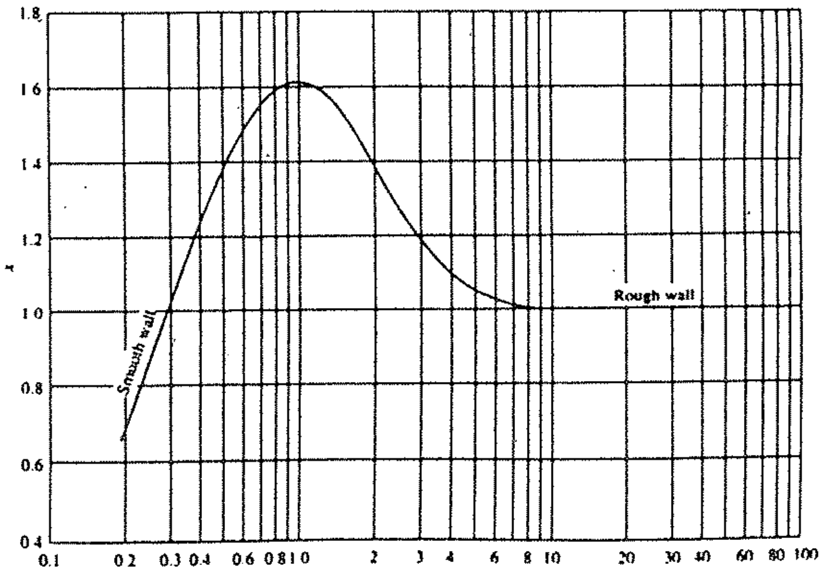


FIGURE 3.9
Correction factor in the logarithmic velocity distribution (Einstein, 1950).

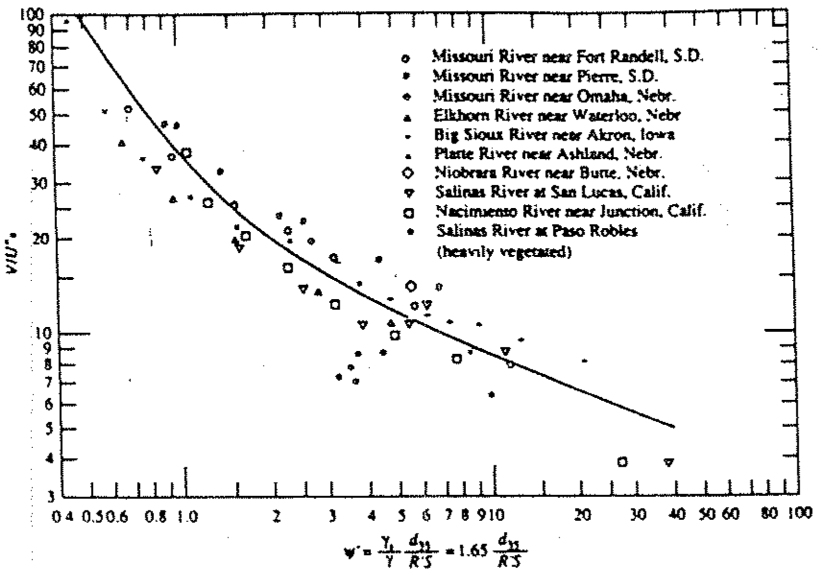


FIGURE 3.10
Friction loss due to channel irregularities as a function of sediment transport rate (Einstein and Barbarossa, 1952).

where

$$\psi' = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\frac{d_{35}}{SR'} \tag{3.31}$$

The functional relationship between V/U''_* and ψ' was determined from field data by Einstein and Barbarossa (1952) as shown in Fig. 3.10.

The following procedures for the computation of total hydraulic radius due to grain and form roughness when the water discharge is given, or vice versa, were suggested by Einstein and Barbarossa (1952).

Case A. Determine R with given Q

Step 1: Assume a value of R'.

Step 2: Apply Eq. (3.28) and Fig. 3.9 to determine V.

Step 3: Compute ψ' using Eq. (3.31) and the corresponding value of V/U''_* from Fig. 3.10.

Step 4: Compute U''_* and the corresponding value of R''.

Step 5: Compute $R = R' + R''$ and the corresponding channel cross-sectional area A.

Step 6: Verify using the continuity equation $Q = VA$. If the computed Q agrees with the given Q, the problem is solved. Otherwise, assume another value of R' and repeat the procedure until agreement is reached between the computed and the given Q.

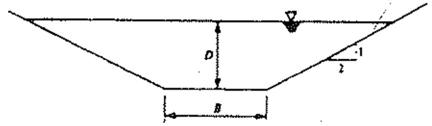
Case B. Determine Q with given R. The first five steps are identical to those for Case A. After the R value has been computed, it is compared with the given value of R. If these values agree with each other, the problem is solved and $Q = VA$. If not, the computation procedures will be repeated by assuming different values of R' until the computed R agrees with the given R.

Example 3.1. Given the following data, determine the flow depth D for the channel shown using the Einstein procedures:

$Q = 40\ \text{m}^3/\text{s}, \quad B = 5\ \text{m}$
$\nu = 10^{-6}\ \text{m}^2/\text{s}, \quad S = 0.0008$

Specific gravity of sand = 2.65

$d_{35} = 0.3\ \text{mm}, \quad d_{65} = 0.9\ \text{mm}$



Solution

(*a*) Assume R'

(*b*) Determine velocity from Eq. (3.28):

$$V = 5.75U'_* \log\left(12.27\frac{R'}{k_s}x\right)$$

The equivalent sand roughness k_s may be taken as equal to $d_{65} = 0.0009$ m, and the shear velocity U'_* is

$$U'_* = (gR'S)^{1/2} = 0.089(R')^{1/2}$$

The correction factor x is a function of k_s/δ, and may be read from Fig. 3.9. The laminar sublayer thickness δ can be estimated from Eq. (3.29), i.e.,

$$\delta = \frac{11.6\nu}{U'_*} = \frac{11.6(10^{-6})}{0.089(R')^{1/2}} = \frac{1.31\times10^{-4}}{(R')^{1/2}}$$

so

$$\frac{k_s}{\delta} = \frac{0.0009(R')^{1/2}}{1.31\times10^{-4}} = 6.87(R')^{1/2}$$

Substituting for U'_* and k_s, the velocity can be estimated from

$$V = 0.509(R')^{1/2}\log(13\,633R'x)$$

(*c*) Compute ψ' from Eq. (3.31):

$$\psi' = (2.65-1)\frac{d_{35}}{SR'} = 1.65\frac{0.0003}{0.0008R'} = \frac{0.619}{R'}$$

and determine V/U''_* from Fig. 3.10

4/81

(۴۲)

(*d*) Compute U''_* and R'' from

$$U''_* = \left(\frac{V}{U''_*}\right)^{-1} V$$

$$R'' = \frac{(U''_*)^2}{gS} = \frac{(U''_*)^2}{0.0078}$$

(*e*) Determine $R = R' + R''$ and the corresponding depth D and area A.
(*f*) Determine $Q = AV$, and reiterate if necessary.

The determination of depth and area from the hydraulic radius may be facilitated by developing curves relating these variables. The relations may be expressed as

$$A = 5D + 2D^2$$

$$R = \frac{5D + 2D^2}{5 + 4.47D}$$

Assuming values of D, the relationship between D, A, and R can be computed from the above two equations as follows:

D	A	R
0.6	3.72	0.484
0.8	5.28	0.616
1.0	7.00	0.737
1.2	8.88	0.857
1.5	12.00	1.025
2.0	18.00	1.290

The following is a tabulation of the solution procedure.

Assumed

R' (m)	$\frac{k_s}{\delta}$	x	V (m/s)	ψ'	$\frac{V}{U''_*}$	U''_* (m/s)	R'' (m)	R (m)	A (m²)	Q (m³/s)
0.50	4.86	1.06	1.39	1.24	31	0.045	0.26	0.76	7.0	9.7
0.20	3.07	1.18	0.798	3.10	15	0.053	0.36	0.56	4.5	3.6
1.00	6.87	1.02	2.11	0.619	75	0.028	0.10	1.10	14.0	29.5
1.20	7.53	1.01	2.35	0.516	97	0.024	0.08	1.28	18.0	42.3
1.15	7.37	1.01	2.29	0.538	90	0.025	0.08	1.23	16.5	37.8
1.17	7.43	1.01	2.32	0.529	93	0.025	0.08	1.25	17.0	39.4
1.18	7.46	1.01	2.33	0.525	94	0.025	0.08	1.26	17.5	40.8

For $Q \approx 40\ m^3/s$,
$R \approx 1.254$ m

The corresponding water depth is $D = 1.93$ m.

Example 3.2. Use the fluid and sediment properties given in Example 3.1 and the flow depth determined there, compute the water discharge using the Einstein procedures.

Solution. Use the same procedure as outlined for Example 3.1, but reiterate until the computed R agrees with the actual R; then determine the discharge $Q = AV$.

The following is a tabulation of the solution procedure:

Assumed

R' (m)	$\frac{k_s}{\delta}$	x	V (m/s)	ψ'	$\frac{V}{U''_*}$	U''_* (m/s)	R'' (m)	R (m)
1.17	7.43	1.01	2.32	0.529	93	0.025	0.08	1.25
1.18	7.46	1.01	2.33	0.525	94	0.025	0.08	1.26

For $R = 1.254$ m,
$V = 93.4 \times 0.025 = 2.335$ m/s

Channel cross-sectional area

$$A = 5(1.93) + 2(1.93)^2 = 17.10\ m^2$$

Discharge

$$Q = 17.10(2.335) = 39.9\ m^3/s \approx 40\ m^3/s$$

3.4.4 Engelund and Hansen's Approach

برحسب ی رجتن است

Engelund and Hansen (1966) expressed the energy loss or frictional slope due to bed form as

$$S'' = \frac{\Delta H''}{L} = \frac{q^2}{2gL}\left(\frac{1}{D - \frac{1}{2}A_m} - \frac{1}{D + \frac{1}{2}A_m}\right) = \frac{V^2}{2gL}\left(\frac{A_m}{D}\right)^2 \tag{3.32}$$

where $\Delta H''$ = frictional loss due to bed forms of wavelength L,
q = flow discharge per unit width;
D = mean depth, and
A_m = amplitude of sand waves.

Using an idea similar to Eq. (3.27), the total shear stress can also be expressed as

$\tau = \tau' + \tau''$

$$\tau = \gamma R(S' + S'') \tag{3.33}$$

or

$$\frac{\tau}{\gamma R} = \frac{\tau'}{\gamma R} + S'' \tag{3.34}$$

Substituting Eq. (3.32) for S'' into Eq. (3.34) and assuming $R \approx D$ for a wide open channel,

$$\frac{\tau}{\gamma D} = \frac{\tau'}{\gamma D} + \frac{V^2}{2gL}\left(\frac{A_m}{D}\right)^2 \tag{3.35}$$

Let

$$\theta = \frac{DS}{[(\rho_s/\rho) - 1]d} = \tau_* \tag{3.36}$$

$$\theta' = \frac{D'S}{[(\rho_s/\rho) - 1]d} = \tau_*' \tag{3.37}$$

and

$$\theta'' = \tfrac{1}{2} F_r^2 \frac{A_m^2}{[(\rho_s/\rho) - 1]dL} \tag{3.38}$$

where ρ_s and ρ = densities of sediment and water, respectively,
D and D' = water depth and corresponding depth due to grain roughness, respectively,
d = sediment particle size, and
F_r = Froude number = $V/(gD)^{1/2}$.

From Eqs. (3.36), (3.37), and (3.38)

$$\theta = \theta' + \theta'' \quad \text{Ł} \quad \tau_* = \tau_*' + \tau_*'' \tag{3.39}$$

This relation was proposed by Engelund and Hansen (1967). For narrow channels, D and D' should be replaced by R and R' in Eqs. (3.35)–(3.37).

The relationship between θ and θ' for different bed forms is shown in Fig. 3.11. For the upper flow region, it can be assumed that form drag is not associated with the flow, and $\theta = \theta'$. Figure 3.11 can be applied to the determination of a stage–discharge relationship by the following procedure.

Step 1: Determine S and D from a field survey of slope and channel cross-section.

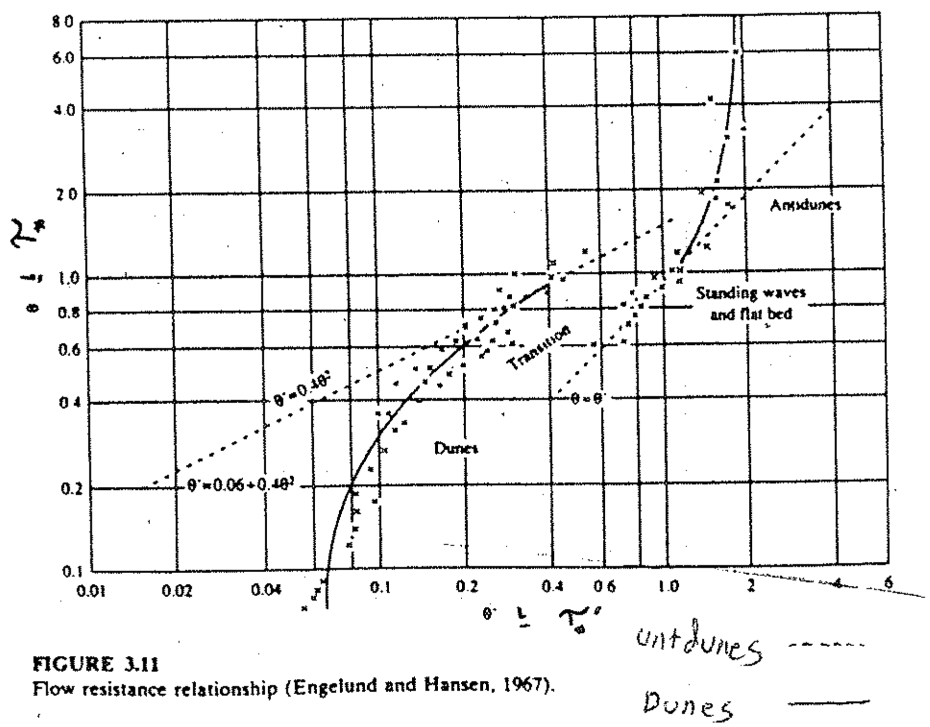


FIGURE 3.11
Flow resistance relationship (Engelund and Hansen, 1967).

Step 2: Compute θ from Eq. (3.36) for the given sediment size d.

Step 3: Determine θ' from Fig. 3.11 with θ from Step 2.

Step 4: Compute D' from Eq. (3.37).

Step 5: Compute V from Eq. (3.28).

Step 6: Determine the channel cross-sectional area A corresponding to the D value selected in Step 1.

Step 7: Compute $Q = AV$. The stage–discharge relationship can be determined by selecting different D values and repeating the processes.

Example 3.3. For the fluid and sediment properties and channel cross-section given in Example 3.1, obtain the stage–discharge relationship using the procedure proposed by Engelund and Hanson.

Solution

(*a*) Assume a depth of flow D.
(*b*) Compute θ for given R, S, and d from Eq. (3.36):

$$\tau_* = \theta = \frac{RS}{(\rho_s/\rho - 1)d}$$

For this analysis, the slope will be assumed equal to S_0 (uniform flow) and the sediment size d will be assumed equal to

$$d = \tfrac{1}{2}(d_{35} + d_{65}) = \tfrac{1}{2}(0.3 + 0.9) = 0.6 \text{ mm}$$

The hydraulic radius R may be determined from the assumed depth as

$$R = \frac{5D + 2D^2}{5 + 2D\sqrt{5}}$$

Substituting,

$$\theta = \frac{0.0008(5D + 2D^2)}{1.65(0.0006)(5 + 2D\sqrt{5})} = 0.808 \frac{5D + 2D^2}{5 + 2D\sqrt{5}}$$

(*c*) Determine θ' from Fig. 3.11.
(*d*) Compute R' from

$$R' = \frac{\theta'(\rho_s/\rho - 1)d}{S} = \frac{\theta'(1.65)(0.0006)}{0.0008} = 1.24\theta'$$

(*e*) Compute the velocity V from Eq. (3.28):

$$V = 5.75 U_*' \log\left(12.27 \frac{R'}{k_s} x\right)$$

The shear velocity $U_*' = (gR'S)^{1/2} = [9.81(0.0008)R']^{1/2} = 0.089(R')^{1/2}$. The equivalent sand roughness k_s may be taken as equal to $d_{65} = 0.9$ mm, and the correction factor x may be determined from Fig. 3.9. A necessary parameter for the use of Fig. 3.9 is k_s/δ, which can be computed from Eq. (3.29):

$$\frac{k_s}{\delta} = \frac{k_s U_*'}{11.6\nu} = \frac{0.0009(0.089)(R')^{1/2}}{11.6(10^{-6})} = 6.87(R')^{1/2}.$$

(f) Compute the cross-sectional area A from

$$A = 5D + 2D^2$$

(g) Determine the discharge Q by continuity as

$$Q = AV.$$

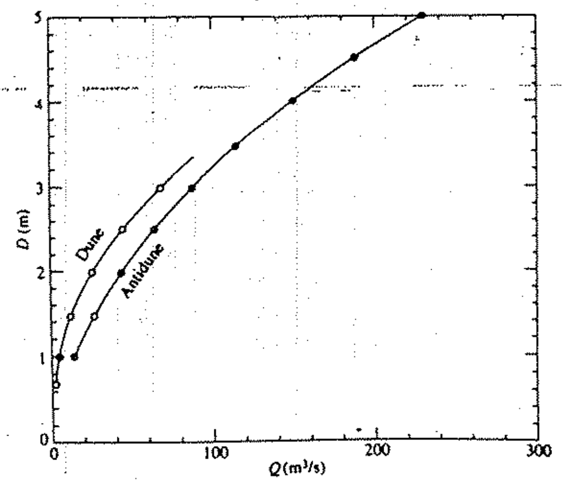
This procedure should be repeated for various values of D. Computations are shown in the following table.

Assumed

D (m)	R (m)	θ	θ'	R' (m)	k_s/δ	x	U' (m/s)	V (m/s)	Q (m^3/s)
0.5	0.415	0.335	0.12	0.15	2.7	1.22	0.034	0.663	2.0
1.0	0.739	0.597	0.18	0.22	3.2	1.05	0.042	0.845	5.9
			(0.59)	(0.73)	(5.9)	(1.02)	(0.076)	(1.76)	(12.3)
1.5	1.02	0.828	0.28	0.35	4.0	1.10	0.052	1.10	13.2
			(0.80)	(0.99)	(6.8)	(1.01)	(0.088)	(2.09)	(25.1)
2.0	1.29	1.04	0.50	0.62	5.4	1.02	0.070	1.58	28.4
			(1.0)	(1.24)	(7.7)	(1.00)	(0.099)	(2.41)	(43.4)
2.5	1.55	1.25	0.66	0.82	6.2	1.00	0.080	1.86	46.5
			(1.2)	(1.49)	(8.4)	(1.00)	(0.108)	(2.68)	(67.0)
3.0	1.79	1.45	0.87	1.08	7.1	1.00	0.092	2.20	72.6
			(1.25)	(1.55)	(8.6)	(1.00)	(0.110)	(2.74)	(90.4)
3.5	2.03	1.64	(1.3)	(1.61)	8.7	1.00	0.112	2.80	118
4.0	2.27	1.84	(1.37)	(1.70)	9.0	1.00	0.116	2.91	151
4.5	2.51	2.03	(1.43)	(1.77)	9.1	1.00	0.118	2.97	187
5.0	2.74	2.21	(1.5)	(1.86)	9.4	1.00	0.121	3.06	230

Values in parentheses are for the upper flow regime or antidune.

The stage–discharge relationship for Example 3.3 thus obtained is shown below.



f کلی از این منحنی بدست می‌آید

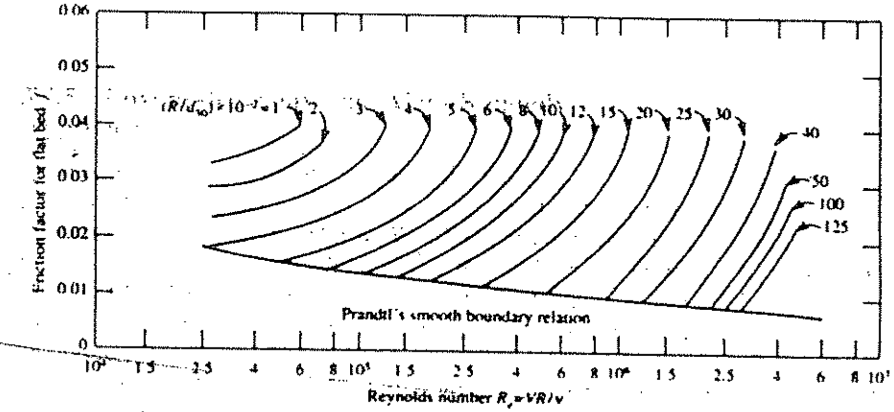


FIGURE 3.12
Friction factors for flat bed flows in alluvial channels (Lovera and Kennedy, 1969).

3.4.5 Lovera–Kennedy and Alan–Kennedy Approach

Lovera and Kennedy (1969) analyzed available data on friction factors for plane bed flows in both laboratory flumes and natural rivers. They derived a relationship between the Darcy–Weisbach friction factor due to grain roughness f', relative roughness R/d_{50}, and Reynolds number $R_e = VR/\nu$ as shown in Fig. 3.12. The hydraulic radius R is the total hydraulic radius. Figure 3.12 can be used for the determination of the grain roughness of plane bed channels.

Alan and Kennedy (1969) studied available flume, river and canal data for the determination of form roughness. They suggested that the Darcy–Weisbach friction factor due to form roughness be expressed by

$$f'' = \phi\left(\frac{V}{(gd_{50})^{1/2}}, \frac{d_{50}}{R}\right) \tag{3.40}$$

This functional relationship is shown in Fig. 3.13. Once f' and f'' have determined from Figs. 3.12 and 3.13, respectively, the total Darcy–Weisbach friction factor f can be computed as

$$f = f' + f'' \tag{3.41}$$

3.4.6 Richardson and Simons' Approach

Richardson and Simons (1967) suggested the following resistance equations for different bed forms:

for a plane bed without sediment transport,

$$\frac{C}{g^{1/2}} = 5.9 \log \frac{D}{d_{85}} + 5.44 \tag{3.42}$$

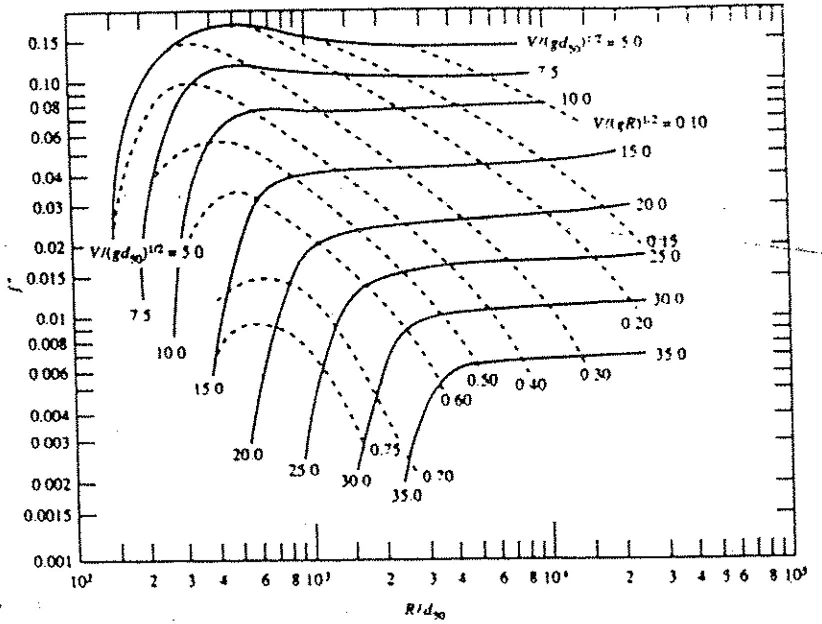


FIGURE 3.13
Graphical predictor for the form friction factor (Alan and Kennedy, 1969).

for a plane bed with sediment transport,

$$\frac{C}{g^{1/2}} = 7.4 \log \frac{D}{d_{85}} \tag{3.43}$$

for ripples,

$$\frac{C}{g^{1/2}} = \left(7.66 - \frac{0.3}{U_*}\right) \log D + \frac{0.13}{U_*} + 11 \tag{3.44}$$

for dunes and antidunes,

$$\frac{C}{g^{1/2}} = 7.4\left(1 - \frac{\Delta RS}{RS}\right)^{1/2} \log \frac{D}{d_{85}} \tag{3.45}$$

where d_{85}, RS, ΔRS, and D are in ft. The term ΔRS is an adjustment for RS to compensate for the form roughness. Figure 3.14(a) shows the relationship between ΔRS and RS for a dune bed configuration. The upper line is for $d_{50} < 0.5$ mm and the lower one for $d_{50} = 0.93$ mm. Figure 3.14(b) shows the relation between the correction factor in Eq. (3.45) and the shear stress for an antidune bed configuration. The value next to each point in Fig. 3.14(b) is the median sediment particle size in mm.

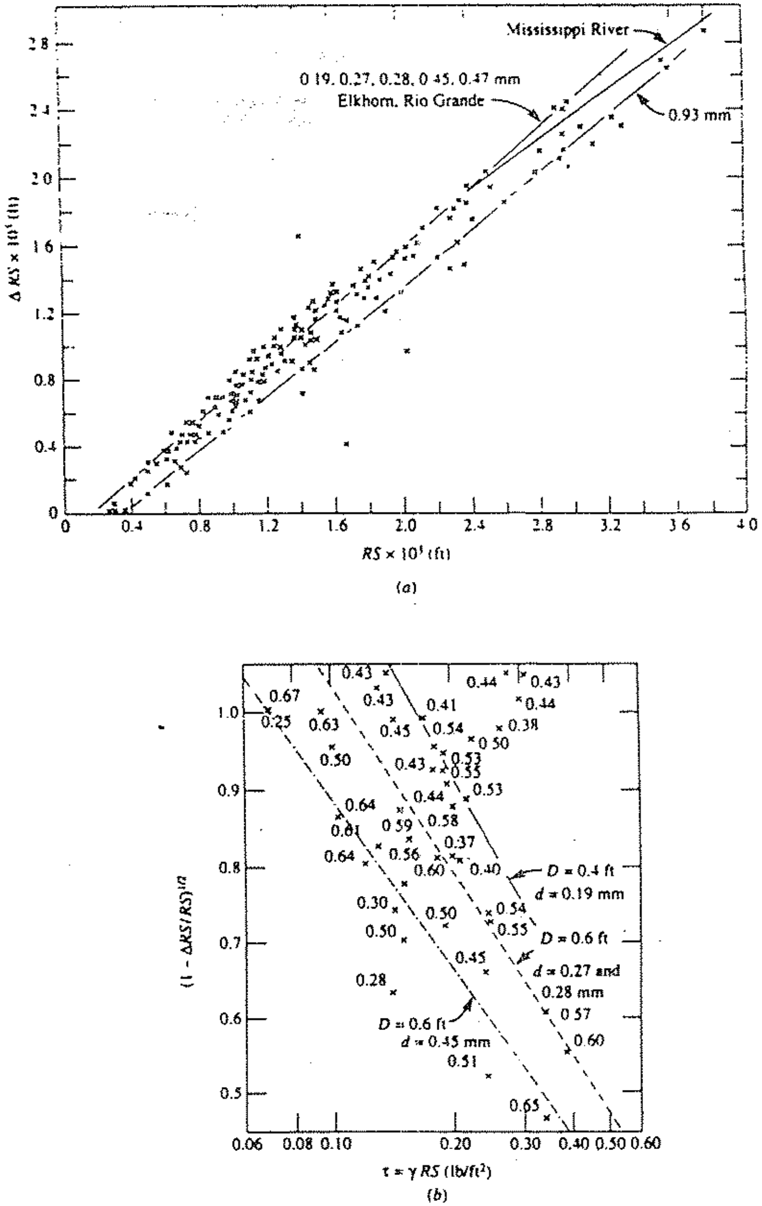


FIGURE 3.14
Correction term ΔRS as used by Richardson and Simons: (a) for dune bed configuration; (b) for antidune bed configuration (Richardson and Simons, 1967).

Richardson and Simons (1967) suggested the following procedure for the determination of average flow velocity in a sand bed channel:

Step 1: assume a bed form.

Step 2: compute $C/g^{1/2}$ from an equation corresponding to the assumed bed form.

Step 3: compute the average velocity from Chezy's equation, i.e., Eq. (3.12).

Step 4: compute the stream power $\tau V = (\gamma DS)V$.

Step 5: find the bed form from Fig. 3.6 for the given d_{50} and computed stream power. If the bed form thus obtained is the same as the assumed one, the computed velocity is correct. Otherwise, assume a different bed form and repeat the procedure.

3.4.7 Yang's Approach

Most of the approaches used in the determination of total roughness of alluvial channels are based on the concept of dividing the roughness into grain and form roughnesses. The procedures suggested by different investigators have mainly been derived from laboratory data. Computed results from these approaches often differ from each other and from measurements in natural rivers. The basic problem stems from our inability to predict bed forms on a sound theoretical basis. Even if the bed form is given, the form roughness still varies significantly, as is apparent from the data shown in Fig. 3.8. This prompted Yang (1976) to adopt an approach that does not rely on knowledge of the bed form.

Consider a uniform flow in an alluvial channel of a given width W. The continuity equation for water is

$$Q = WDV \tag{3.46}$$

The total bed-material concentration can be expressed as

$$C_t = \phi(V, S, D, d, \nu, \omega) \tag{3.47}$$

Because the total roughness is unknown, theoretically, Manning's equation cannot be solved without relying on some empirical or semiempirical methods for the determination of the roughness coefficient.

The theory of minimum rate of energy dissipation (Yang, 1976; Yang and Song, 1979, 1984) states that when a dynamic system reaches its equilibrium condition, its rate of energy dissipation is at a minimum. The minimum value condition, its rate of energy dissipation is at a minimum. The minimum value depends on the constraints applied to the system. For a uniform flow of given channel width where the rate of energy dissipation due to sediment transport can be neglected, the rate of energy dissipation per unit weight of water is

$$\frac{dY}{dt} = \frac{dx}{dt}\frac{dY}{dx} = VS = \text{unit stream power} \tag{3.48}$$

where Y = potential energy per unit weight of water.

Thus, the theory of minimum unit stream power requires that

$$VS = V_m S_m = \text{a minimum} \tag{3.49}$$

subject to the given constraints of carrying a given amount of water discharge Q and sediment concentration C_t of a given size d. The subscript m denotes the value obtained with minimum unit stream power. Utilization of Eq. (3.49) in conjunction with Eqs. (3.46) and (3.47) can give a solution for the three unknowns V, D, and S without knowledge of the total roughness. The sediment transport equation recommended by Yang (1976) is his unit stream power equation (Yang, 1973), namely

$$\log C_{ts} = 5.435 - 0.286 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.457 \log \frac{U_*}{\omega}$$

$$+ \left(1.799 - 0.409 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.314 \log \frac{U_*}{\omega}\right) \log \left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr}S}{\omega}\right) \tag{3.50}$$

where C_{ts} = total sand concentration (in ppm by weight),
ω = terminal fall velocity,
d = median sieve diameter of sediment particles,
ν = kinematic viscosity,
g = gravitational acceleration,
VS = unit stream power, and
$V_{cr}S$ = critical unit stream power required at incipient motion.

The value of the critical average flow velocity at incipient motion, V_{cr}, can be computed by using Eq. (2.28) or (2.29). The following procedure was suggested by Yang (1976) for the determination of Manning's coefficient.

Step 1: assume a value of the depth D.

Step 2: for the given values of Q, C_{ts}, W, d, ω, and ν, solve Eqs. (3.46) and (3.50) for V and S.

Step 3: compute the unit stream power as the product of V and S.

Step 4: select another D and repeat the above steps.

Step 5: compare all the computed VS values and select the one with minimum value as the solution in accordance with Eq. (3.49).

Step 6: once VS has been determined, the corresponding values of V, S, and D can be computed from Eqs. (3.46) and (3.50). Manning's coefficient can be computed from Eq. (3.16*a*) or (3.16*b*) without any knowledge of the bed form.

Figure 3.15 shows an example of the relationship between generated unit stream power $V_i S_i$ and water depth D_i. The minimum unit stream power $V_m S_m$ thus determined is in close agreement with the measured unit stream power VS. Examples of comparisons between measured and computed results from the above procedure are shown in Fig. 3.16. The subscript m in Fig. 3.16

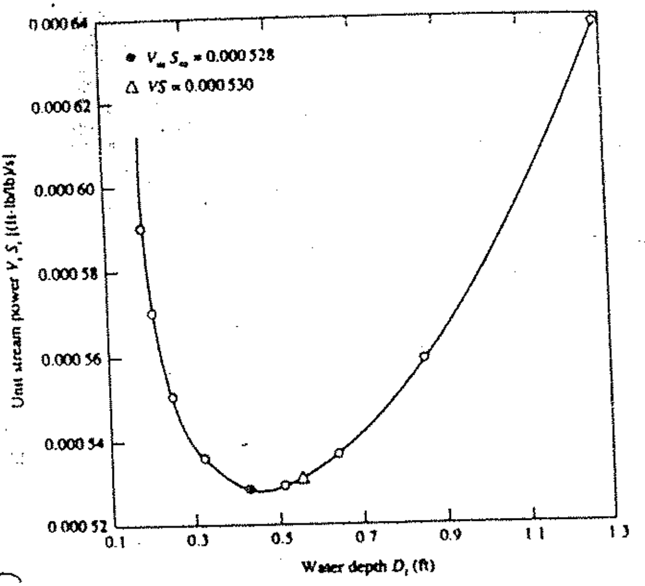


FIGURE 3.15
Relationship between unit stream power and water depth with 0.19 mm sand in a laboratory flume (Yang, 1976).

denotes the value obtained using Eq. (3.49). In the above procedure, it is assumed that Eq. (3.50) is accurate in predicting the total bed material concentration. If the measured concentration is significantly different from the computed one, the agreement may not be as good as those shown in Fig. 3.16.

Parker (1977), in his discussion of Yang's (1976) paper, made a comparison between the resistance relationship obtained from the theory of minimum unit stream power and those from extensive actual data fitting. Parker's comparison is shown in Fig. 3.17. These results suggest that the theory of minimum unit stream power can provide a simple theoretical tool for the determination of roughness of alluvial channels, at least for the lower flow region, where the sediment transport rate is not too high and the rate of energy dissipation due to sediment transport can be neglected. As the sediment concentration or the Froude number increases, the accuracy of Yang's method decreases. Yang's method cannot be used for critical or supercritical flows, where the rate of energy dissipation due to sediment transport is high and cannot be neglected.

Example 3.4. The following data were collected from the Rio Grande River Section F with width of 370 ft near Bernalillo, New Mexico:

$$d_{50} = 0.31 \text{ mm}, \quad V = 3.2 \text{ ft/s}, \quad D = 2.41 \text{ ft}, \quad S = 0.000\,76, \quad T = 21.1°\text{C}$$

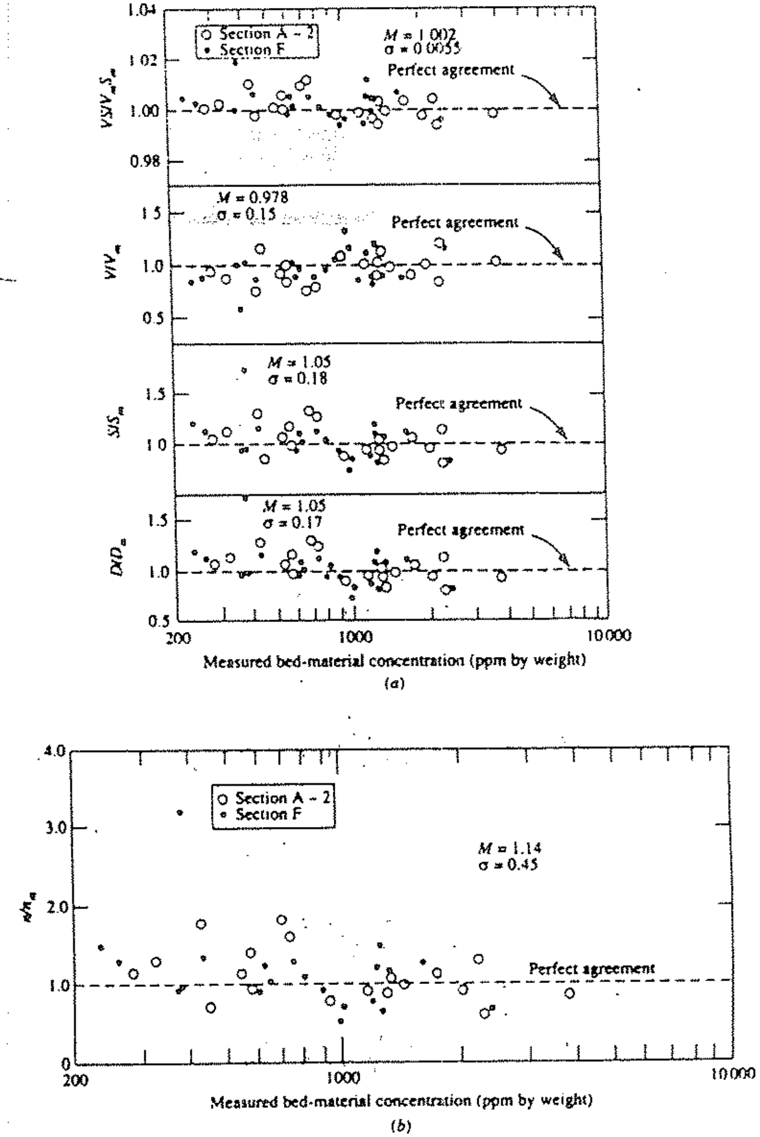


FIGURE 3.16
Comparisons between measured data from the Rio Grande River and computed values from the theory of minimum unit stream power: (a) hydraulic parameters; (b) Manning's roughness coefficient (Yang and Song, 1979).

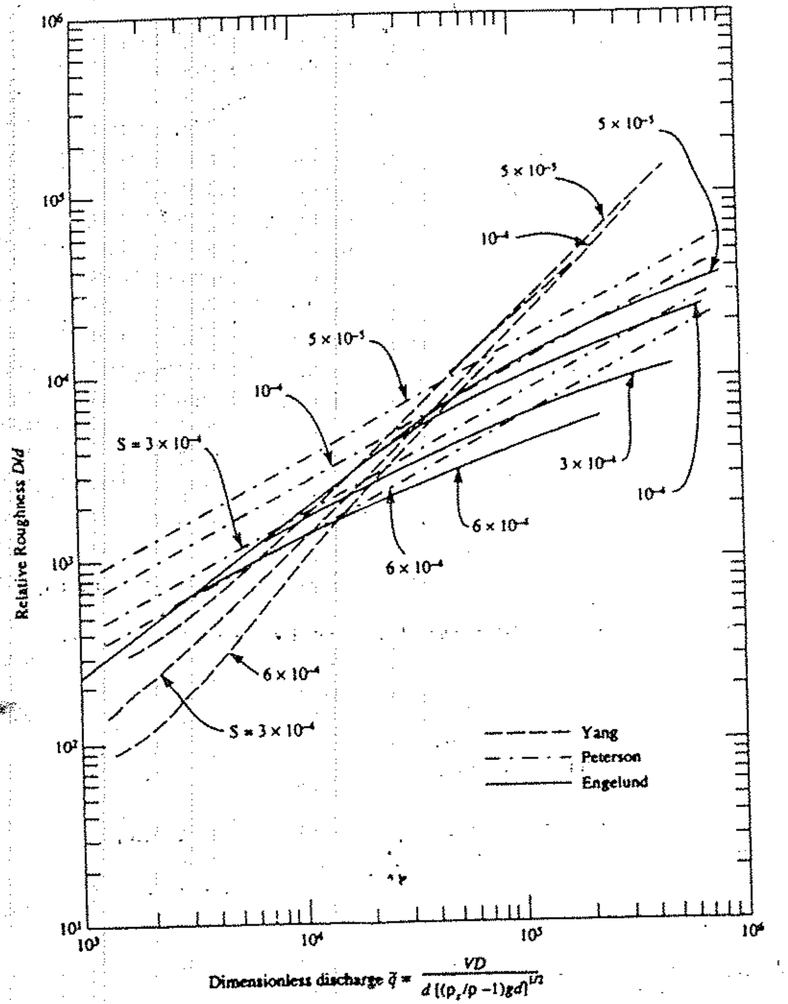


FIGURE 3.17
Comparisons between relative roughness determined from the theory of minimum unit stream power and those obtained by Peterson and Engelund (Parker, 1977).

Determine Manning's roughness coefficient using the minimum unit stream power theory and Yang's (1973) unit stream power equation.

Solution. The computed sediment concentration from Eq. (3.50) is 517 ppm by weight. The minimum unit stream power compution is summarized in the following table:

D_t (ft)	V_t (ft/s)	S_t	V_tS_t [(ft-lb/lb)/s]
3.51	2.2	0.001 114	0.002 451
3.08	2.5	0.000 977	0.002 443
2.75	2.8	0.000 870	0.002 435
2.49	3.1	0.000 784	0.002 431
2.27	3.4	0.000 715	0.002 430 (min.)
2.08	3.7	0.000 657	0.002 432
1.93	4.0	0.000 608	0.002 433
1.79	4.3	0.000 566	0.002 434
1.71	4.5	0.000 541	0.002 435

The minimum unit stream power $V_mS_m = 0.002\,430$ (ft-lb/lb)/s, which is close to the measured unit stream power $VS = 0.002\,432$ (ft-lb/lb)/s. The corresponding values of depth, velocity, and slope are

$$D_m = 2.27\text{ ft},\quad V_m = 3.4\text{ ft/s},\quad S_m = 0.000\,715$$

Manning's roughness coefficient with minimum unit stream power is

$$n_m = \frac{1.49}{V_m} D_m^{2/3} S_m^{1/2} = \frac{1.49}{3.4}(2.27)^{2/3}(0.000\,715)^{1/2} = 0.0203$$

The actual n value based on the measured V, S, and D is

$$n = \frac{1.49}{3.2}(2.41)^{2/3}(0.000\,76)^{1/2} = 0.0231$$

PROBLEMS

3.1. The formulas proposed by Darcy–Weisbach, Chezy, and Manning are the three most commonly used by hydraulic engineers for the computation of velocity in open channels. Determine the relationships among the roughness coefficients f, C, and n in these formulas.

3.2. The following data were collected in an 8 ft-wide laboratory flume:

Particle size	Velocity (ft/s)	Slope	Concentration (ppm)	Temperature (°C)	Depth (ft)	Bed form
0.19	2.69	0.0013	1270	19.7	1.02	Dune
0.19	4.33	0.0030	9240	18.9	0.64	Antidune

Determine the bed form based on the methods suggested by Engelund and Hansen and by Simons and Richardson. Compare and discuss the predicted and observed results.

3.3. The following data were collected from the Mississippi River at St. Louis: discharge $Q = 467\,863$ ft³/s, mean velocity $V = 5.37$ ft/s, slope $S = 0.000\,085\,1$, bed-material concentration $C_t = 38.4$ ppm by weight, water temperature $T =$

27.8°C, average depth $D = 49.9$ ft, average width $W = 1746$ ft, bed-material size $d_{35} = 0.5$ mm, $d_{50} = 0.7$ mm, $d_{65} = 0.8$ mm. Compute the flow depth using the Einstein procedure and compare with the measured result.

3.4. Use the data given in Problem 3.3 to compute the flow discharge using the Einstein procedure and compare with the measured discharge.

3.5. A typical set of data measured at the U.S. Geological Survey gauging station at Section A-2 of the Rio Grande near Bernalillo has the following values: particle size $d_{35} = 0.25$ mm, $d_{50} = 0.3$ mm, $d_{65} = 0.4$ mm, $d_{85} = 0.45$ mm, velocity $V = 3.71$ ft/s, slope $S = 0.000\,76$, total bed-material concentration $C_t = 582$ ppm by weight, water temperature $T = 21.1$°C, channel width $W = 269$ ft, and average depth $D = 2.76$ ft. The channel cross-section is rectangular in shape. Obtain the stage–discharge relationships using the procedures proposed by Engelund and Hansen. Compare and discuss the result with that shown in Fig. 3.7.

3.6. Use the data given in Problem 3.5 to determine the Darcy–Weisbach friction factor f.

3.7. Use the data given in Problem 3.5 to determine Chezy's coefficient C based on the method suggested by Richardson and Simons.

0.00057

3.8. The following data were collected from a laboratory flume: particle size $d_{50} = 0.19$ mm, discharge $Q = 4.092$ ft³/s, velocity $V = 0.93$ ft/s, slope $S = 0.0057$, total bed-material concentration $C_t = 4$ ppm by weight, water temperature $T = 18.1$°C, depth $D = 0.55$ ft, width $W = 8$ ft. The observed bed form is ripples. Compute the velocity, depth, slope, and Manning's roughness coefficient based on Yang's minimum unit stream power theory and his 1973 unit stream power equation. Compare the computed minimum unit stream power with that shown in Fig. 3.15.

REFERENCES

Ackers, P. (1958). "Resistance to Fluids Flowing in Channels and Pipes." Hydraulic Research Paper No. 1, H.M.S.O., London. See also Ackers, P. (1959). "Discussion of 'Relationship between Pipe Resistance Formulas,' by W. L. Moore," *Journal of the Hydraulics Division, ASCE* vol. 85, no. HY7, pp. 155–159.

Alam, M. S., and J. F. Kennedy (1969). "Friction Factors for Flow in Sand-Bed Channels," *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, vol. 95, no. HY6, Proceeding paper 6900, pp. 1973–1992.

Barnes, H. H. Jr. (1967). "Roughness Characteristics of Natural Channels," U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1849 (second printing 1977).

Chow, V. T. (1959). *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York, pp. 110–113.

Einstein, H. A. (1950). "The Bed Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows," Technical Bulletin no. 1026, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.

Einstein, H. A., and N. L. Barbarossa (1952). "River Channel Roughness," *Transactions of the ASCE*, vol. 117, pp. 1121–1132.

Engelund, F. (1966). "Hydraulic Resistance in Alluvial Streams," *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, vol. 92, no. HY2, Proceeding Paper 4739, pp. 315–326.

Engelund, F., and H. Hansen (1966). "Investigations of Flow in Alluvial Streams," *Acta Polytechnica Scandanavica*, vol. Ci-35.

Engelund, F., and E. Hansen (1967). *A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams*, Teknisk Forlag, Copenhagen.

Exner, F. M. (1925). "Uber die Wechselwirkung Zwischen Wasser und Geschiebe in Flussen," *Sitzenberichte der Akademie der Wissenschaften, Wien*, Heft 3–4.

Graf, W. H. (1971). *Hydraulics of Sediment Transport*, McGraw-Hill, New York.

Guy, H. P., D. B. Simons, and E. V. Richardson (1966). "Summary of Alluvial Channel Data from Flume Experiments, 1956–61," U.S. Geological Survey Professional Paper 462-I.

Lane, E. W., and E. J. Carlson (1953). "Some Factors Affecting the Stability of Canals Constructed in Coarse Granular Materials," *Proceedings, Minnesota International Hydraulic Convention.*

Lovera, F., and J. F. Kennedy (1969). "Friction-Factors for Flat-Bed Flows in Sand Channels," *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, vol. 95, no. HY4, Proceeding Paper 6678, pp. 1227–1234.

Meyer-Peter, P. E., and R. Müller (1948). "Formulas for Bed Load Transport," *Proceedings of the 3rd International Association for Hydraulic Research, Stockholm*, pp. 39–64.

Milne-Thompson, L. (1960). *Theoretical Hydrodynamics*, 4th ed., Macmillan, New York.

Nordin, C. F. Jr. (1964). "Aspects of Flow Resistance and Sediment Transport, Rio Grande Near Bernalillo, New Mexico," U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1498-H.

Parker, G. (1977). "Discussion of 'Minimum Unit Stream Power and Fluvial Hydraulics,' by C. T. Yang," *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, vol. 103, no. HY7, pp. 811–816.

Prandtl, L. (1926). "Uber die Ausgebildete Turbulenz," *Proceedings of the Second International Congress of Applied Mechanics, Zürich.*

Richardson, E. V., and D. B. Simons (1967). "Resistance to Flow in Sand Channels," *Proceedings of International Association for Hydraulic Research, 12th Congress, Fort Collins, Colorado*, vol. 1, pp. 141–150.

Schlichting, H. (1955). *Boundary Layer Theory*, McGraw-Hill, New York.

Simons, D. B., and E. V. Richardson (1966). "Resistance to Flow in Alluvial Channels," U.S. Geological Survey Professional Paper 422-J.

Simons, D. B., and E. V. Richardson (1971). "Flow in Alluvial Channels," *River Mechanics*, vol. 1, ed. H. W. Shen, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, chap. 9.

Simons, D. B., and F. Sentürk (1977). *Sediment Transport Technology*, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado.

Strickler, A. (1923). "Beiträzo zur Frage der Gerschwindigheits formel und der Rauhigkeitszahlen für Strome Kanale und Geschlossene Leitungen," *Mitteilungen des Eidgenossischer Amtes fur Wasserwirtschaft, Bern.*

Yang, C. T. (1973). "Incipient Motion and Sediment Transport," *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, vol. 99, no. HY10, Proceeding Paper 10 067, pp. 1679–1704.

Yang, C. T. (1976). "Minimum Unit Stream Power and Fluvial Hydraulics," *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, vol. 102, no. HY7, Proceeding Paper 12 238, pp. 919–934.

Yang, C. T., and C. C. S. Song (1979). "Theory of Minimum Rate of Energy Dissipation," *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, vol. 105, no. HY7, Proceeding Paper 14 677, pp. 769–784.

Yang, C. T. and C. C. S. Song (1984). "Theory of Minimum Energy and Energy Dissipation Rate," *Encyclopedia of Fluid Mechanics*, vol. 1, ed. N. P. Cheremisinoff, Gulf Publishing Company, chap. 11.

Zegzhda, A. P. (1938). *Theoriia Podobija Metodika Rascheta Gidrotekhnicheskikh Modele (Theory of Similarity and Methods of Design of Models for Hydraulic Engineering)*, Gosstroiizdat, Leningrad.

هیدرولیک رسوب
آ. یاسی

سری مسائل شماره ۶ : فرم بستر و مقاومت جریان در مجاری آبرفتی

① The following data were collected in an 8 ft-wide laboratory flume:

Particle Size (mm)	Velocity (ft/s)	Slope	Concentration (ppm)	Temp. (°C)	Depth (ft)	Observed Bed Form
0.19	2.69	0.0013	1270	19.7	1.02	Dune
0.19	4.33	0.0030	9240	18.9	0.64	Antidune

* Determine the bed form based on the methods suggested by: (a) Engelund and Hansen (1966), (b) Simons and Richardson (1967).
* Compare and discuss the predicted and observed results.

② The following data are available from a river reach.
Discharge $Q = 13240\ m^3/s$; mean velocity $V = 1.63\ m/s$; slope $S = 0.85 \times 10^{-4}$; bed-material concentration $C_t = 38.4$ ppm by weight ; water temperature $T = 27.8\,°C$; average depth $D = 15.1$ m ; average width $W = 529$ m ; bed material size $d_{35} = 0.5$ mm , $d_{50} = 0.7$ mm , $d_{65} = 0.8$ mm .

(a): Compute the flow depth using the Einstein procedure
(b): Compare the calculated depth with the measured depth.

③ Use the data given in problem ② to compute the flow discharge using the Einstein procedure, and compare with the measured discharge.

①

فصل ۸: انتقال رسوب

انتقال رسوبات : Sediment Transport

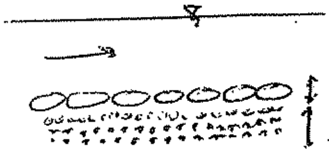
شرایط حمل رسوب :

۱) حضور مواد رسوبی Availability of Sediment

۲) قابلیت جریان برای انتقال رسوب Capability of flow for Sediment Transport

تئوری و روشهای حمل رسوب عموماً :

- برای مواد رسوبی غیرچسبنده (Non-Cohesive) - تا حد ماسه ریز یا سیلت درشت
- " " " نسبتاً یکنواخت Uniform Size $\begin{cases} C_u < 4 \\ \text{یا} \\ \sigma_g \leq 1.3 \end{cases}$
- عموماً تأثیر Bed Armouring و Paving درنظر گرفته نشده است. (در رودخانه‌های بستر شنی)
- بیشتر روی مجاری بستر ماسه‌ای (Sand bed) ← یکنواختی توزیع ذرات در عمق :



- نتایج تجربی عموماً در فلوم‌های آزمایشگاهی
- ضرایب تجربی دارند - محدودیت کاربرد متناسب با شرایط استخراج معادلات

حمل رسوب بستگی دارد به :

۱- خصوصیات جریان موضعی در بازه مورد نظر (Local flow Condition)

۲- خصوصیات فیزیکی مواد رسوبی (Sediment charactristics)

خصوصیات آب و جریان مانند: $\underbrace{\rho ، \nu}_{\text{آب}}$ ، $\underbrace{V ، d ، S \text{ و } U_* \text{ یا } \tau}_{\text{جریان}}$ می‌باشند

(۲)

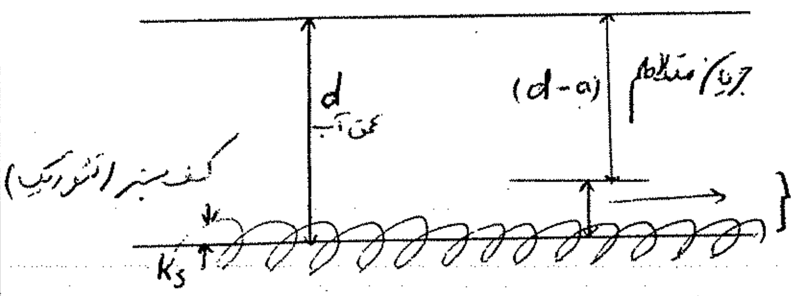
خصوصیات فیزیکی مواد رسوبی مانند:

اندازه شاخص مواد بستری (D_s) و دانسیته نسبی (S_g) و انحراف معیار هندسی ذرات بستر (σ_g)
و سرعت سقوط (w_s) و ...

حالات انتقال رسوب : Mode of Sediment Transport

Measured Load	in suspension تعلیق کامل - معلق پیوسته	wash Load بار شسته قابلیت ته‌نشینی در جریان را ندارد	Sediment Suspended flow جریان معلق در ناحیه جریان متلاطم
un measured Load	Saltation حالت جهش و پرش دارد. (ناپیوسته)	Bed material load ≠ Bed load	Sediment Bed flow جریان در لایه بستر
	Contact Load غلطش و لغزش (پیوسته و حرکت سریع‌تر از ...) در تماس با کف است		
از نظر اندازه‌گیری (سهولت و دقت)	از نظر مکانیزم حرکت مواد (از دیدگاه روش تحلیلی مهم است)	براساس ترکیب مواد رسوبی (از نظر قابلیت ته‌نشینی مواد) توضیحات در صفحه (۳) و (۴)	براساس مکانیزم حرکت مواد رسوبی (در لایه بستر یا در لایه جریان متلاطم)

بار کف + بار معلقی که قابلیت ته‌نشینی را دارند = Bed material load



$a = 2K_s = 2D_{65}$ Laminar flow → Bed flow
(Bed flow در این لایه است)

ارتفاع زبری $K_s = D_{65}$ (Einstein)

ضخامت a : Bed Layer (لایه بستر) که جریان در آن لامینار است

بار معلق: باری است که قابلیت ته‌نشینی دارد و wash load را شامل نمی‌شود.

(۳)

مقدار a قراردادی است

Einstein : $a = 2D_{65}$

Van Rijn : $a \geq 0.01\, d$ → حداقل ۱٪ عمق آب برای بستر ماسه‌ای

در این لایه نیروی ثقل غالب است و حرکت مواد درشت دانه در این لایه است.

حرکت مواد به صورت :

①
- Sliding (لغزشی)
- Rolling (غلطشی)

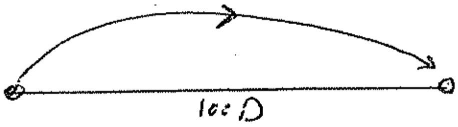
→ Contact Bed load (مواد در تماس با کف) بطور پیوسته رسوب

②
- Jumping (پرش)
- Bouncing (شناوری)

در شرایط high flow

→ Saltation
حرکت مواد به صورت پیوسته نیست (go-stop)

در حالت Saltation :



بنابراین تحلیل H. Einstein
در هر بار ۱۰۰ برابر اندازه خود ذره حرکت می‌کند

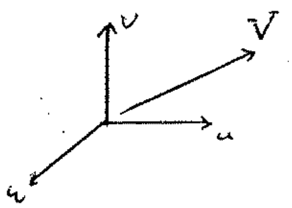
در عمق (d-a) بالای لایه بستر : جریان Turbulent داریم

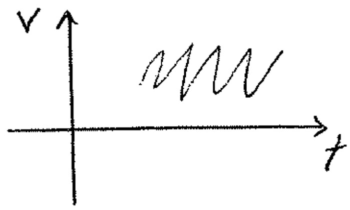
- مواد معلق در این لایه ریزدانه‌تر از مواد موجود در لایه بستر (a) هستند
عامل غالب Turbulence است نه Gravity (جریان سه بعدی ناپایدار)

۴

هرچه تلاطم بیشتر باشد معلق بودن بیشتر خواهد بود.

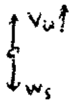
$\vec{V} = (u, v, w)$





- حرکت به صورت معلق است. عوامل Suspension :

۱- مولفه قائم سرعت به طرف بالا که بر سرعت سقوط (w_s) غلبه کند.



upward motion

۲- عامل Momentum Exchange (یا Density Current)

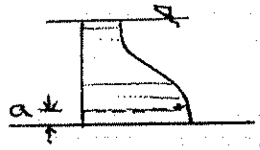
$\vec{mV}$

جریان از غلظت (مخلوط آب و رسوب) بیشتر به غلظت کمتر. (از لایه پائین به لایه بالا)

در اثر مولفه قائم رو به بالا، جریان با غلظت رسوبی بیشتر به لایه بالاتر می رود
همچنین در اثر Gravity به پایین می آید.
⇐ تعلیق

یک حالت تعادل بوجود می آید { در اثر Gravity ذرات پائین می آیند
در اثر Turbulence ذرات بالا می روند

⇐ توزیع تعادلی غلظت رسوب در لایه های مختلف جریان به وجود می آید
همچنین ذرات بهم ضربه می زنند و فرصت ته نشینی نمی دهند



غلظت رسوب در a زیاد
ولی ضخامت a کم است

به عبارت دیگر { نه اینکه همه ذرات در اثر Gravity پایین بیایند بلکه
" " " " " Turbulence بالا بروند

۳- موانع و نامنظمی هندسه جریان که عامل Eddy و Turbulence (شدت تلاطم) است
⇐ عامل تعلیق بیشتر (نقل اثر خود را از دست می دهد) - حتی ذرات درشت دانه بصورت معلق در می آیند

۵

: wash load

مواد رسوبی که قابلیت ته‌نشینی قابل ملاحظه‌ای در جریان ندارند و نه در مخزن

مواد ریز و کلوئیدی : clay ، کلوئیدال ، fine silt

- عموماً منشأ فرسایش حوزه رودخانه دارند.
در لایه سطحی خاک در اثر sheet Erosion بوجود آمده و وارد جریان رودخانه می‌شوند.

- اهمیت بیشتر در کیفیت آب است (شیمیایی و بیولوژیکی) به دلیل جذب سطحی با ذرات رس

← wash load رابطه معین با خصوصیات جریان ندارد (تابع خصوصیات جریان نیست)
← ولی Bed Material Load تابع خصوصیات جریان (تنش، تلاطم و...) است.
یعنی رابطه ریاضی و هیدرولیکی برای آن وجود دارد.
(مواد رسوبی که قابلیت ته‌نشینی دارند - هرچند در بازه بالا است بخشی به صورت معلق باشند)

* مشکل :
مرز تفکیکی بین { wash load و Bed material load } ← از نظر کاربردی

در بازه مورد نظر به مواد لایه بستری ⇐ D_{10} > ذرات معلق در جریان : Einstein
عنوان wash load در نظر گرفته می‌شوند

* if wash load ↑ ⇒ کیفیت آب ↓

مم: مواد بستری نشان دهنده قابلیت ته‌نشینی مواد رسوبی حمل شده در یک بازه معین رودخانه است

* معیار هیدرولیکی و نسبی است - بین دو بازه متفاوت است.

(به کتاب Hydrometry (P. 162-3) مراجعه شود.)

(۶)

معادلات رسوب :

تفکیکی از نظر Mode
- 1- Bed Load Formoula (بار کف یا بار بستر)
- 2- Suspended Load Formoula (بار معلق)

مشکل تعریف مرز بین این دو است

ترکیبی ← 3- Total Load Formoula (Bed material Load) : خطای مرزبندی دو بخش محاسباتی را ندارد

از نظر کلی و احتمال خطا می‌گوییم . نه اینکه حتماً معادلات Total Load بهتر از تفکیکی ها جواب می‌دهد

* شامل بار شسته (wash load) نمی‌شود

نه اینکه حتماً معادلات Total load بهتر از تفکیکی ها جواب می دهد

در حالت ایده آل :

Total Load = Bed Load + Suspended Load = Bed Material Load

- از نظر هیدرومتری رودخانه (اندازه‌گیری بار رسوبی در ایستگاه‌های هیدرومتری) :

بار کل رسوبی = بار کف + بار معلق (شامل بار شسته)

بار کف ↓ اندازه‌گیری بسیار محدود و داده‌های کم و خطای زیاد

بار معلق ← براحتی اندازه‌گیری می‌شود و با دقت بیشتر

- از نظر هیدرولیک رودخانه (برآورد رسوب از روابط و روشهای محاسباتی - تخمینی) :

بار کل رسوبی = بار کف + بار معلق (بدون احتساب بار شسته)

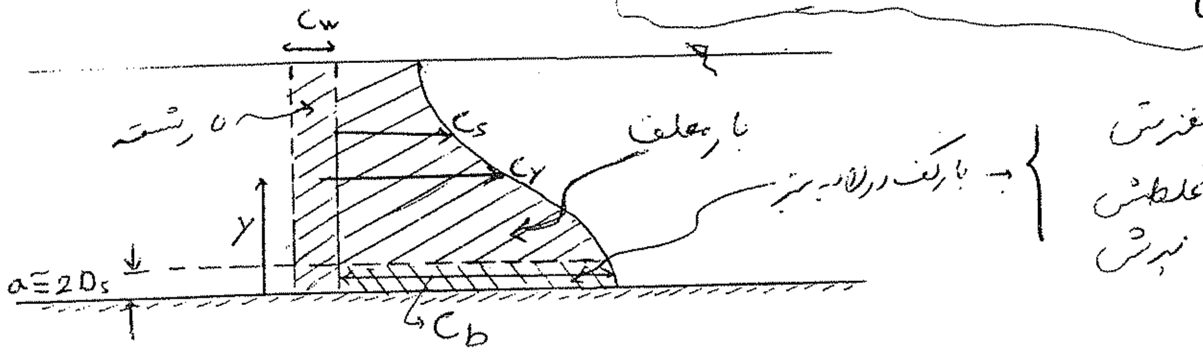
(ظرفیت انتقال رسوب در یک بازه رودخانه)

به دلیل محدودیت تئوری و اطلاعات صحرایی سطح اطمینان برآورد کم است (ولی قابلیت برآورد کمّی امکان‌پذیر است)

دو روش
- 1- روشهای محاسبه بار کل رسوبی
- 2- روش های محاسبه تفکیکی بار معلق و بار کف : جمع ← بار کل

(۷)

توزیع غلظت رسوب در یک رودخانه :



C_y : غلظت کل بار رسوبی در عمق y از کف بستر (mg/l)

C_w : غلظت بار شسته (Wash Load) - یکنواخت در عمق
(ذرات رسوبی ریزدانه‌ای که قابلیت ته‌نشست قابل ملاحظه‌ای ندارند)
← تابع نیروی ثقل ~~نیستند~~ (نیستند)

* بار شسته تابع سرعت و لِه و هیچ چیز نیست و در همه عمق می‌تواند با غلظت ثابت باشد.

C_s : غلظت بار معلق (Suspended Load)
(ذرات درشت‌تر از بار شسته هستند که به صورت معلق حرکت می‌کنند ولی قابلیت ته‌نشینی در سرعت‌های کمتر - در پایین دست - دارند)
← تابع تلاطم جریان و نیروی ثقل هستند.
اگر سرعت و تلاطم جریان در پایین دست کم شود ← از ذرات معلق به بار کف اضافه می‌کند

غلظت C_s در عمق متغیر است

C_b : غلظت بار کف. (مواد درشت دانه در ضخامت a حرکت می‌کنند)
غلظت ثابت در نظر گرفته می‌شود.
← تابع نیروی ثقل هستند (زیرا جریان آرام است)

Bed Load →

When bed load measurements are carried out, it is important to realise that this transport takes place as the propagation of bed forms; the transport intensity on the top of the dunes is large and in the troughs small or nil.

The integration time for a bed load sampler is relatively small (2 minutes) for technical reasons, whereas the period of the fluctuations in the bed load transport varies between several hours and even days. Consequently, an estimate of the average bed load in a cross section can only be obtained by taking a large series of measurements. Measurements should therefore cover at least the time required for several dunes, to pass the control section.

5.4.3 *Suspended load*

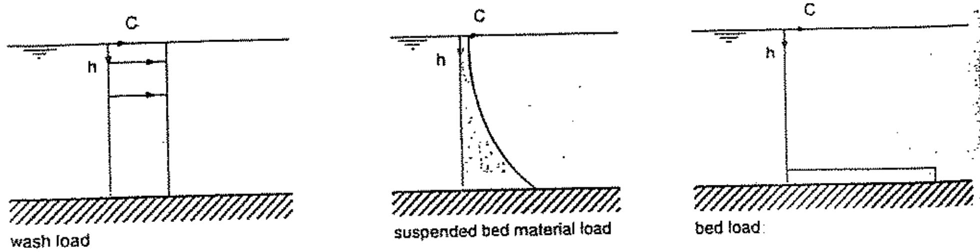
Suspended load is the transport of bed particles which are in suspension when the gravity force is counterbalanced by upward forces due to the turbulence of the flowing water. This means that the particles make larger or smaller jumps, but eventually return to the riverbed. By that time, however, other particles from the bed will be in suspension and, consequently, the concentration of particles transported as suspended load does not change rapidly in the various layers.

A strict division between bed load and suspended load is not possible; in fact, the mechanisms are related. It is therefore not surprising that the so-called 'total load equations' have a similar construction as the bed load equations. Bed load and suspended load together are often called bed material load or total load (wash load is not included).

Many total load equations have been developed, such as the equation of Engelund and Hansen. These equations do not give information on the distribution of the concentration of particles in the vertical. The value of the concentration (C) is often determined theoretically. In most cases it is recommended to carry out suspended-load measurements, taking measuring points at various heights in each vertical in order to know the concentration-distribution in the vertical.

Figure 5.4 shows the distribution in the vertical for the various kinds of transport.

Figure 5.4. Distribution of concentration in the vertical (after: Hayes, 1978).



5.4.4 *Wash load*

Wash load is the transport of small particles finer than the bulk of the bed material and rarely found in the bed. Transport quantities found from bed load, suspended-load and total load formulae do not include wash load quantities.

However, in dynamic braided sections big quantities of silt may accumulate behind bars, in abandoned scour holes, etc., complicating the conditions considerably.

Whereas for a certain cross section quantities of suspended load and bed load can be calculated with the use of the locally valid hydraulic conditions, this is not the case for wash load. The rate of wash load is mainly determined by climatological characteristics and the erosion features of the whole catchment area.

As there is normally no interchange with bed particles, wash load is not important for local scour. Due to the very low fall velocity of the wash load particles, wash load only contributes to sedimentation in areas with low flow velocities (harbours, reservoirs, dead river branches, etc.) Due to the small fall velocity, in turbulent water the concentration of the particles over a vertical (generally expressed in parts per million, p.p.m) is rather uniform, so that even with one water sample a fairly good impression can be obtained. The wash load concentration over the width, however, may vary considerably.

~~5.5~~ SEDIMENT TRANSPORT MEASUREMENTS

5.5.1 *Introduction*

The instruments and methods, mentioned in this section, were developed for the measurement of bed load, suspended-load and wash load.
Many instruments – not mentioned here – are used in various parts of the world.

The great variety of instruments and methods is mainly related to the high inaccuracy which makes a clear selection of instruments and methods rather difficult.

A number of national institutes with a wide experience in hydrometric surveys are still continuing to improve existing instruments and to develop new types and methods.

The instruments described here are an arbitrary collection, subdivided according to the type of sediment load, as follows.

For a more detailed description of a number of instruments of the various types, reference is made to literature (Van Rijn, 1986).

۱/۱۲

۲-۲- روشهای اندازه‌گیری بار رسوبی

ششم جزوه دوره

م. پاسی

۲-۲-۱- روشهای اندازه‌گیری بار معلق

یکی از شکلهای حرکت مواد رسوبی، حالت معلق (Suspension) می‌باشد. این شکل حرکتی نسبی می‌باشد، با این وجود، ذرات بار معلق در مقایسه با مواد بستری بسیار ریزتر می‌باشند و در اندازه‌گیری مستقیم، بار رسوبی شسته نیز در مجموعه بار معلق اندازه‌گیری می‌شود.

۲-۲-۱-۱- انواع نمونه‌بردارها

نمونه‌برداری از مواد معلق با استفاده از دونوع نمونه‌بردار دستی DH-48 و نمونه‌بردار وزنی DH-9 به روش تجمعی عمقی انجام می‌شود. انتخاب نمونه‌بردار تابع خصوصیات جریان می‌باشد.

نمونه‌بردارها براساس نحوه نمونه‌گیری به دو نوع تقسیم می‌شوند:

الف)- نمونه‌بردارهای نقطه‌ای (Point Integrating).

ب)- نمونه‌بردارهای عمقی (Depth Integrating).

الف)- نمونه‌بردارهای نقطه‌ای(PI)

نمونه‌بردارهای نقطه‌ای (PI)، برای تعیین توزیع رسوب معلق در یک نقطه عمقی معین از جریان بکار گرفته می‌شود و نمونه‌بردارهایی از این نوع کلیه مواد معلق را اندازه‌گیری می نمایند.

ب) -نمونه بردارهای عمقی (DI)

نمونه‌بردار عمقی (DI) با حرکت رفت و برگشتی با سرعت ثابت در عمق، مورد استفاده قرار می گیرند. مشخصات این دستگاه در ضمیمه (۲-۱) ارائه شده‌است.

۲-۲-۱-۲- انتخاب محل نمونه برداری

چون حداکثر حمل رسوب در مواقع سیلابی رخ می‌دهد، لذا نمونه برداری رسوب می‌بایستی در برگیرنده جریانات سیلابی نیز باشد. مناسب‌ترین محل برای نمونه‌گیری، مقاطعی از رودخانه می‌باشد که جریان متلاطم کامل باشد، تا نمونه‌برداری رسوب بهتر صورت گیرد. انتخاب مناسب موقعیت ایستگاه های هیدرومتری جهت اندازه‌گیری آب و نمونه برداری از رسوب از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است [٤].

۲-۲-۱-۳- روش های نمونه برداری

۱- روش چند مقطعی:

در این روش، مقطع اندازه‌گیری جریان مشخص شده و عرض مقطع به فواصل مساوی تقسیم می‌شود. نمونه‌برداری در هریک از فواصل و در عمیق‌ترین قسمت انجام می گردد.

حاصل ضرب دبی هر مقطع جزیی(Q_i) در غلظت متوسط همان مقطع(C_i) دبی مواد معلق در هر مقطع جزیی را نشان می دهد. دبی مواد معلق کل مقطع (Q_s)، بوسیله رابطه زیر محاسبه می‌شود.

(۲-۱)

$$Q_s = \sum_{i=1}^{n} C_i Q_i$$

C_i= غلظت مواد معلق درمقطع جزیی iام؛ Q_i= دبی جریان در مقطع جزیی iام رودخانه؛ Q_s= دبی مواد معلق و n تعداد مقاطع جزیی می‌باشد.

یکی از کاربردها و امتیازات روش چند مقطعی، استفاده از این روش در مواقع سیلابی می‌باشد، بطوریکه با نمونه‌برداری از عمیق‌ترین نقطه مقطع می توان میزان غلظت متوسط مواد معلق مقطع را برآورد نمود. سپس با تعیین دبی جریان، دبی مواد معلق را تعیین کرد. لازمه نیل به این هدف انجام مراحل محاسباتی ذیل می‌باشد:

غلظت متوسط برای کل مقطع (C_m) از رابطه زیر تعیین شود

(۲-۲)

$$C_m = \frac{Q_s}{Q}$$

C_m= غلظت متوسط و Q= دبی کل مقطع می‌باشد.

نسبت غلظت در عمیق ترین نقطه مقطع C_f به غلظت متوسط (C_m) در مقابل Q رسم می‌شود.

چنانچه حداقل ۲۰ داده در دبی های مختلف در طول یک سال نمونه‌برداری گردیده و نسبت فوق محاسبه شده باشد، در جریانهای سیلابی تنها با مشخص کردن C_f و Q مقدار متوسط C_m محاسبه و مقدار Q_s بصورت زیر محاسبه می‌گردد:

(۲-۳)

$$Q_s = 0.0864 Q C_m$$

Q_s = دبی مواد معلق برحسب (ton/day)؛ Q= دبی رودخانه برحسب (m^3/s)؛ C_m= غلظت مواد رسوبی برحسب (mg/lit).

۲- روش سه مقطعی

در صورتی که نمونه‌برداری به روش چند مقطعی امکان‌پذیر نباشد، مقطع عرضی به سه قسمت تقسیم می‌شود، بطوریکه دبی هر قسمت تقریباً با هم مساوی باشند. آنگاه از وسط هر قسمت یک نمونه به روش عمقی تجمعی برداشت می‌شود. ضمناً اگر مقطع را نتوان به سه قسمت تقسیم نمود که دبی یکسان داشته باشند، دبی هر قسمت را باید به طریقی محاسبه کرد و در این صورت مقدار بار معلق برابر است با [٤]:

(۲-٤)

$$Q_s = Q_1 C_1 + Q_2 C_2 + Q_3 C_3$$

۳- روش سازمان آب

نمونه‌برداری از مواد معلق در رودخانه‌ها همزمان با عملیات هیدرومتری انجام می‌شود و لازمه برآورد دقیق بار معلق، عملیات هیدرومتری دقیق می‌باشد.

عملیات هیدرومتری مراحل زیر را شامل می‌گردد.

۳/۱۲

- **انتخاب و تقسیم بندی مقطع عرضی**

عملیات هیدرومتری در یک مقطع پایدار و مشخص باید انجام گردد، این مقطع، عموماً مقطع عرضی ایستگاه هیدرومتری، می‌باشد. در صورتیکه در مقاطعی غیر از مقاطع ایستگاههای هیدرومتری نیاز به نمونه‌برداری باشد، (بطور مثال: در برخی شاخه‌های فرعی بدون ایستگاه و یا در اندازه‌گیری بار کف که لزوماً در محل ایستگاهها انجام نمی‌شود) مقطع انتخابی باید عمود بر راستای جریان بوده و در بازه ای با راستای نسبتاً مستقیم از رودخانه با دیواره‌های پایدار قرار داشته باشد. تقسیم بندی مقطع عرضی با کابل مدرج تثبیت یافته در سواحل رودخانه ای انجام می شود.

نقاط بر روی کابل به فواصل یک متر نشانه‌گذاری شده‌اند و فاصله از ساحل با شمارش متوالی نقاط نشان‌دار معین میگردد. دو نقطه بر روی کابل مدرج که در هریک از آنها اندازه‌گیری سرعت با مولینه انجام می‌شود، تشکیل دهنده یک مقطع جزیی می باشند. فاصله این دونقطه با توجه به پهنای رودخانه، شرایط بستر و نوسانات دبی تعیین می‌گردد. بعنوان مثال، چنانچه بر رودخانه شرایط سیلابی حاکم باشد، عرض مقاطع جزیی بزرگتر انتخاب میگردد و در شرایط کم آبی عکس این حالت رخ می دهد.

تعیین عمق جریان (اندازه قاعده‌های مقاطع جزیی) با میله مدرج انجام می‌شود. با مشخص شدن عمق جریان، سطح مقطع تقریبی جریان و مقطع عرضی جریان مشخص می‌شود.

- **اندازه‌گیری سرعت**

با توجه به عمق جریان، سرعت جریان با مولینه در هریک از زیر مقاطع اندازه‌گیری می‌شود. چنانچه عمق آب (d) کمتر از ۰/۶ متر باشد، سرعت جریان تنها درعمق ۰/۶d از سطح آب اندازه‌گیری میگردد. در عمقهای بیشتر از ۰/۷ متر سرعت جریان در عمقهای ۰/۲d و ۰/۸d از سطح آب اندازه‌گیری می‌شود. میانگین دو سرعت اندازه‌گیری شده، سرعت متوسط جریان خواهد بود. با اندازه‌گیری سرعت جریان در هریک از زیر مقاطع، دبی کل مقطع عرضی قابل محاسبه می‌باشد. پس از اتمام عملیات هیدرومتری و تعیین دبی جریان نمونه‌برداری از مواد معلق انجام می‌شود. نمونه محاسبات هیدرومتری در جدول (۲-۱) ارائه شده‌است.

- نمونه‌برداری بار معلق

نمونه‌برداری از بار معلق بصورت پیوستهٔ عمقی و در سه مقطع انجام می گردد. این سه مقطع شامل، ناحیه ساحل راست، ناحیه ساحل چپ و مقطع میانی جریان (عمیق ترین نقطه جریان) می‌باشد. در نمونه‌برداری عمقی بطری شیشه‌ای در داخل نمونه‌گیر قرار گرفته و نمونه‌گیر بصورت رفت و برگشت تا ۸۰٪ حجم بطری پر می گردد. نمونه‌ها پس از انتقال به آزمایشگاه رسوب، تعیین غلظت شده و متوسط غلظت سه مقطع به کل مقطع لحاظ می شود. با در نظر گرفتن دبی جریان، مقدار کل بار معلق عبوری از مقطع مشخص می شود.

۲-۲-۱-٤- محاسبه بار معلق

چنانچه اشاره گردید، نمونه برداری و محاسبات بار رسوبی معلق در محل ایستگاه های هیدرومتری بروش سه مقطعی انجام می شود. نمونه محاسبات بار معلق در جدول (۲-۲) ارائه شده است.

٤/١٢

جدول (۲-۱): نمونه محاسبات دبی جریان در ایستگاه های هیدرومتری

(برگ اندازه گیری)

حوزه آبریز   مدارس   رودخانه   قطور   ایستگاه   پل یزدکان   اشل   157   دما   16   ساعت   13   تاریخ اندازه گیری   82/2/30

شماره نقطه	فاصله از مبدا	عمق M	ارتفاع مولینه	تعداد دور	مدت S	سرعت به متر در ثانیه نقطه ۰/۶، ۰/۲، ۰/۸	متوسط مقطع	سرعت متوسط M/s	عمق متوسط M	عرض مقطع M	سطح مقطع M^2	دبی M^3/s
1	0.00	0.00	0.00	0	0	0.000	0.000					
2	3.00	0.25	0.50	317	40	2.059	2.059	1.030	0.13	3.00	0.39	0.402
3	7.00	0.18	0.60	238	40	1.546	1.546	1.803	0.22	4.00	0.88	1.587
4	11.00	0.39	0.60	301	40	1.955	1.955	1.751	0.29	4.00	1.16	2.031
5	15.00	0.27	0.60	296	40	1.923	1.923	1.939	0.33	4.00	1.32	2.559
6	16.00	0.26	0.60	309	40	2.007	2.007	1.965	0.27	1.00	0.27	0.531
7	19.00	0.25	0.60	279	40	1.812	1.812	1.910	0.26	3.00	0.78	1.390
8	22.00	0.27	0.60	321	40	2.085	2.085	1.949	0.26	3.00	0.78	1.520
9	25.00	0.20	0.60	237	40	1.539	1.539	1.812	0.24	3.00	0.72	1.305
10	28.00	0.09	0.60	116	40	0.753	0.753	1.146	0.15	3.00	0.45	0.516
11	31.00	0.20	0.60	224	40	1.455	1.455	1.104	0.15	3.00	0.45	0.497
12	36.00	0.00	0.00	0	0	0.000	0.000	0.728	0.10	5.00	0.50	0.364

متوسط سرعت مقطع M/S   1.56   سطح مقطع برحسب مترمربع   7.70   دبی برحسب مترمکعب برثانیه   12.802

واحد انجام دهنده   [illegible]

جدول (۲-۲): نمونه محاسبات بار معلق بروش سه مقطعی

آزمایش رسوب
سازمان آب منطقه ای آذربایجان غربی

رودخانه قطورچای   ایستگاه پل یزدکان   تاریخ   82/02/30

اشل cm	دبی m^3/s	شماره نمونه	وزن کاغذ g	حجم cm^3	وزن کاغذ + رسوب	وزن خالص رسوب	غلظت mg/l	متوسط غلظت	دبی رسوب ton/day
157	12.802	1	1.3093	370	2.7066	1.3973	3776	3795	4197.62
		2	1.3467	370	2.5095	1.1628	3143		
		3	1.3449	395	3.1085	1.7636	4465		

تاریخ تهیه   کنترل کننده

۱۷

(۲۶۴)

۲-۲-۲- روشهای اندازه‌گیری بار کف

اندازه‌گیری رسوبات حمل شده در نزدیکی بستر به دلیل دشواری درنمونه‌برداری، تأثیر عوامل مختلف هیدرولیکی و مرفولوژیک بستر یکی از مسایل پیچیده در مهندسی رودخانه و هیدرومتری محسوب می‌شود.

۲-۲-۲-۱- انواع نمونه‌بردارها

نمونه‌بردارها را به دو گروه می‌توان تقسیم کرد:

- نمونه‌بردارهای ثابت یا پیوسته
- نمونه‌بردارهای متحرک

نمونه‌بردارهای ثابت یا پیوسته

برای ایجاد این نوع نمونه‌بردارها، ترانشه یا گودالی در کف رودخانه حفر می‌شود و تجهیزات اندازه‌گیری در داخل آن جای می‌گیرد. این نوع نمونه‌بردارها میزان بار کف را بطور پیوسته اندازه‌گیری کرده و بسهولت می توان نوسانات زمانی بار کف را بررسی نمود [۲۸].

این نوع نمونه‌بردارها معمولاً به دلیل هزینه بالا، کاربری عمومی نداشته و تنها در شرایط خاص و تحقیقاتی استفاده می‌شوند.

نمونه‌بردارهای متحرک

اولین نوع این نمونه‌بردارها، نمونه‌بردار Arnhem می‌باشد. که امروزه فرم اصلاح شده آن با عنوان (Helley-Smith) بصورت (Bed Load Sampler) در مقیاس وسیع جهانی کاربرد دارد. این وسیله توسط سازمان نقشه برداری و زمین شناسی آمریکا ساخته شده است [۱۹].

مشخصات و شکل دستگاه در ضمیمه (۲-۲)، ارائه شده است.

۲-۲-۲-۲- انتخاب محل نمونه‌برداری

جریانهای رودخانه‌ای حداکثر بار رسوبی (بار کف و بار معلق) را در مواقع سیلابی بهمراه دارند. با توجه به ابعاد و وزن دستگاه و سرعت و عمق بالای جریان، نمونه‌برداری بایستی در ایستگاه‌های هیدرومتری دارای پل تلفریک انجام شود.

- در انتخاب محل ایستگاه نمونه‌برداری، بایستی ارزیابی اولیه از نقاط قوت و ضعف ایستگاه منتخب در مقایسه با سایر ایستگاه‌ها صورت پذیرد. بطور مثال، انتخاب ایستگاه‌های نمونه‌برداری رسوب در مکانهایی که در پایین دست آن سازه‌های آبی قرار داشته یا در حال احداث می‌باشند در ارجحیت می‌باشند.
- پروفیل عرضی در محل ایستگاه تهیه گردد.
- مشخصات مواد بستری از قبیل اندازه مواد، شکل، ترکیب و نوع مواد بستری مورد بررسی قرار گیرد [۷].

۲-۲-۲-۳- روش های نمونه‌برداری

نمونه‌برداری بار کف با استفاده از دستگاه هلی اسمیت به چهار روش انجام می شود:

الف – روش تقسیم‌بندی مقطع به اجزاء مساوی و با یک بار نمونه‌برداری رفت و برگشتی از مقطع (SEWI).

۶/۱۲

ب - روش تقسیم‌بندی مقطع به اجزاء مساوی و با چندین بار نمونه‌برداری رفت وبرگشتی از مقطع (MEWI).
پ - روش تقسیم بندی مقطع به اجزاء غیر مساوی (UWI).
ج - روش متداول سازمان آب در ایران.

الف - نمونه‌برداری به روش (SEWI)

۱)- مقطع عرضی با توجه به عرض رودخانه به فواصل مساوی تقسیم می‌شود بطوریکه حداقل دارای ۲۰ قسمت مساوی باشد، لیکن فواصل دو نقطه متوالی نبایستی بیشتر از ۱۵ متر و کمتر از ۳۰ سانتیمتر باشد.

۲)- نمونه‌برداری از وسط هر جزء تقسیم انجام می‌شود.

۳)- نمونه‌برداری از یک طرف ساحل شروع و پس از اتمام عملیات، مجدداً از ساحل اولیه نمونه‌برداری تکرار می‌شود.

٤)- زمان نمونه‌برداری (زمان توقف دستگاه نمونه‌بردار در بستر) می بایست برای همه اندازه‌گیریها در یک مقطع عرضی یکسان باشد.

٥)- نمونه‌های برداشت شده از محورهای عمودی می‌توانند با یکدیگر ترکیب شوند ولی به منظور شناخت تغییرات بار رسوبی در عرض بهتر است نمونه‌ها هر کدام بصورت جداگانه آنالیز شوند.

٦)- زمان نمونه‌برداری، تاریخ، محل، نام متصدی، شماره، عرض مقطع، جزء مقطع، تعداد کل نمونه‌ها و دیگر مشخصات لازم جهت محاسبات بار کف یادداشت گردد [۷].

ب - نمونه‌برداری به روش (MEWI)

۱) - مقطع عرضی رودخانه به ٤ یا ٥ قسمت مساوی تقسیم می‌شود.

۲)- نمونه‌برداری از یک طرف ساحل شروع و پس از اتمام عملیات، مجدداً از ساحل اولیه نمونه‌برداری تکرارمی‌شود. این عمل بین ۸ تا ۱۰ بار تکرار شده تا در مجموع ٤۰ نمونه برداشت شود.

۳)- نمونه‌برداری از وسط هر جزء تقسیم انجام می‌شود.

٤)- در این روش چنانچه از نمونه‌های ترکیبی استفاده شود، لازم است زمان نمونه‌برداری در هر محور عمودی با هم برابر باشد، ولی چنانچه نمونه‌های برداشت شده در هر محور بطور جداگانه ثبت و وزن گردند، لازم نیست زمان نمونه‌برداری یکسان باشد.

٥)- زمان نمونه‌برداری، تاریخ، محل، نام متصدی، شماره، عرض مقطع، تعداد کل نمونه‌ها و دیگر مشخصات لازم جهت محاسبات بار کف یادداشت می‌گردد [۷].

پ)- نمونه‌برداری به روش (UWI)

۱)- مقطع عرضی رودخانه حداقل به چهار قسمت تقسیم می‌شود به نحوی که هر قسمت تقریباً دارای بار رسوبی یکسان باشد.

۲)- نمونه‌برداری از یک طرف ساحل شروع و پس از اتمام عملیات، مجدداً از ساحل اولیه نمونه‌برداری تکرار می گردد. نمونه برداری، تا تهیه حداقل ٤۰ نمونه ادامه پیدا می کند.

۷/۱۲

۳)- انتخاب محل نمونه‌برداری اختیاری می‌باشد، در وسط مقاطع جزیی یا در انتهای هریک از مقاطع جزیی.

٤)- در این روش چنانچه از نمونه‌های ترکیبی استفاده شود، لازم است زمان نمونه‌برداری در محورهای عمودی با هم برابر باشند ولی چنانچه نمونه‌های برداشت شده در هر محور بطور جداگانه ثبت و وزن شود، لازم نیست زمان نمونه‌برداری یکسان باشد.

٥)- زمان نمونه‌برداری، تاریخ ، محل، نام متصدی، شماره، عرض مقطع، تعداد کل نمونه‌ها و دیگر مشخصات لازم جهت محاسبات بار کف یادداشت میگردد [۷].

ج)- روش متداول سازمان آب در ایران

پس از اتمام عملیات هیدرومتری، با استقرار دستگاه هلی‌اسمیت در مقاطع مختلف رودخانه‌ای، نمونه‌برداری از مواد بستری آغاز می‌شود.

در دبی‌های کم تعیین محل مقاطعی که در آن بار کف یا حرکت مواد بستری وجود دارد، نیازمند تجربه عملی و مهارت کاربر دستگاه هلی اسمیت می‌باشد. در غیر این‌صورت دستگاه باید در هریک از مقاطع جزیی قرار گیرد. قرارگیری دستگاه در تمامی مقاطع جزیی در مواقع سیلابی الزامی می‌باشد. محل استقرار دستگاه هلی اسمیت باید در کف رودخانه باشد، از قرار دادن دستگاه بر روی عوارض رودخانه‌ای (تخته سنگ ها و گودی ها) ممانعت شود. مدت زمان استقرار دستگاه بصورت دقیق اندازه‌گیری می‌شود. زمان استقرار دستگاه در بستر جریان بستگی به شدت انتقال مواد بستری دارد. در جریانهای سیلابی و دبی‌های بالا، مدت زمان استقرار دستگاه کوتاه بوده و در دبیهای کم و جریانهای کم عمق، مدت زمان قرارگیری دستگاه طولانی‌تر خواهد بود. توجه به این نکته ضروری می‌باشد که نبایستی بیش از ٪٦۰ کیسه نمونه‌بردار پر شود [۳۲،۷،۲۹].

پس از خروج دستگاه از آب، بایستی وزن خشک نمونه مشخص گردد. چنانچه تعداد نمونه‌ها زیاد نباشد و امکان حمل نمونه‌ها ممکن باشد. نمونه‌ها به آزمایشگاه رسوب انتقال می‌یابد و در این آزمایشگاه وزن خشک ذرات رسوبی تعیین می‌شود. ولی چنانچه امکان انتقال نمونه‌ها به آزمایشگاه نباشد، وزن مستغرق نمونه‌ها در محل تعیین می‌شود و سپس توسط رابطه زیر به وزن خشک تبدیل می‌شود.

$$W_{dr} = \frac{G_S}{G_S - 1} W_{SS} \qquad (5-2)$$

G_s = چگالی ذرات رسوبی؛ W_{ss}= وزن مستغرق رسوبات (مرطوب)؛ W_{dr}= وزن خشک رسوبات

برای تکرار نمونه‌برداری کیسه کاملاً شسته شده و دستگاه دوباره جایگذاری می‌شود، جایگذاری دستگاه باید سریع انجام شود. نمونه‌برداری در هر مقطع حداقل در سه تکرار انجام می‌شود و در صورت اختلاف بیشتر از ٪۱۵ بین تکرارها، تعداد تکرارها افزایش می یابد.

دستگاه مورد استفاده سازمان آب، در بازه‌های مورد مطالعه دارای دهانه 3in*3in می‌باشد. این دستگاه بدلیل محدودیت دهانه ورودی در مواقع سیلابی فاقد کارایی لازم است. بنابراین در مواقع سیلابی بایستی از دستگاه با دهانه 6in*6in استفاده شود، که کاربرد این دستگاه بدلیل نامناسب بودن پل تلفریک و ایستگاه های هیدرومتری مورد استفاده قرار نمی گیرد.

۸/۱۲

- **نکات کاربردی در نمونه‌برداری بار کف**

چنین بنظر می رسد که، با استفاده از نمونه‌برداری به سادگی می‌توان میزان بار کف را محاسبه نمود، لیکن با توجه به عوامل محدودکننده شامل شکل و ترکیب و نوع مواد بستری، تغییرات و نوسانات بار کف نسبت به زمان و مکان، سبب ایجاد ابهامات و پیچیدگیهای زیادی در محاسبه بار کف گردیده‌است. رعایت موارد زیر در نمونه‌برداری صحیح ودقیق می‌تواند موثر واقع شود.

۱- در یک مقطع عرضی مشخص، تغییرات بار کف در عرض رودخانه با استفاده از روش (SEWI) و تغییرات زمانی بار کف با روشهای (UWI) و (MEWI) مشخص گردد و سپس نمونه‌برداری نهایی انجام شود.

۲- انجام عملیات نمونه‌برداری بار کف، بار معلق و هیدرومتری نیازمند پرسنل دقیق و با تجربه و آشنا با علم هیدرولیک می‌باشد و عامل انسانی در صحت عملیاتهای هیدرومتری نقش تعیین کننده‌ای دارد.

۳- لغزش و حرکت دستگاه هلی اسمیت و یا قرارگیری کاربر در کنار دستگاه - بویژه در رودخانه‌های ماسه‌ای و ناپایدار— سبب آبشستگی می‌شود که از وقوع آنها باید اجتناب شود.

٤- فرم بستری و موقعیت دستگاه نمونه‌برداری نقش مهمی در میزان بار کف ورودی به دستگاه هلی اسمیت دارد [۷،۳۲].

۲-۲-۲-٤- محاسبه بار کف

پس از اتمام نمونه‌برداری میزان بار کف در هریک از مقاطع جزیی محاسبه می‌گردد. میزان بار کف در هرمقطع جزیی از رابطه (۲-٦) محاسبه می‌شود:

$$q_{bi} = \frac{km_i}{t} \qquad (۲-٦)$$

$$Q_b = \sum_{i=1}^{n} q_{bi} \qquad (۲-۷)$$

q_{bi}= دبی بار کف در هر مقطع جزیی iام (ton/day)؛ m_i= وزن متوسط خشک نمونه‌ها (gr)؛ t_i = زمان نمونه‌برداری (sec)؛ K= ضریب ثابت دستگاه های هلی اسمیت برای دهانه‌های ۳ و ٦ اینچ درمقیاس SI بترتیب ۱/۱۳٤ و ۰/٥٦ ؛ Q_b = میزان کل بار کف عبوری از مقطع عرضی جریان (ton/day).

جدول (۲-۳)، نمونه محاسبات بار کف را نمایش می‌دهد.

جدول (۲-۳): نمونه محاسبات بار کف در ایستگاه های هیدرومتری

(برگ اندازه گیری بار کف)

حوزه ابریز مدارم رودخانه لخور ایستگاه پل بزرگان تاریخ اندازه گیری 82/2/30
اشل 157 دما 16 ساعت 14

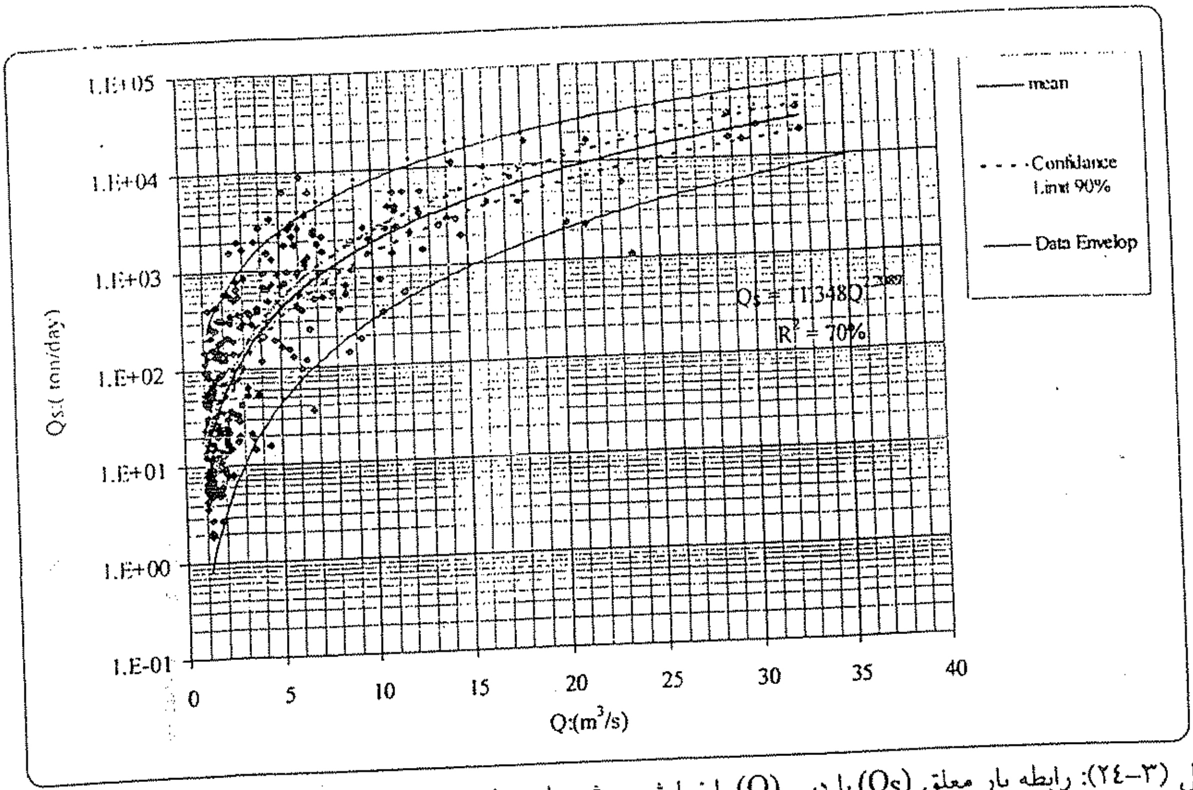
شماره نقطه	فاصله مبدا	وزن نمونه گرم	وزن نمونه (تصحیح شده)	زمان ثانیه	وزن نمونه گرم در ثانیه	متوسط نمونه‌ها در دهانه دستگاه	متوسط نمونه‌ها در یک متر	عرض مقطع X	وزن g
1	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00		
2	7.00	2700.00	2727.00	30	90.90	83.63	1100.39	7.00	3351.37
		2250.00	2250.00	30	75.00				
		2550.00	2550.00	30	85.00				
3	11.00	3250.00	3477.50	30	115.92	103.33	1359.61	4.00	4920.00
		2650.00	2650.00	30	88.33				
		3050.00	3172.00	30	105.73				
4	16.00	5000.00	7000.00	30	233.33	153.35	2017.76	5.00	8443.43
		1950.00	1950.00	35	55.71				
		4500.00	5985.00	35	171.00				
5	22.00	3150.00	3307.50	45	73.50	100.62	1323.95	6.00	10025.1
		2500.00	2500.00	45	55.56				
		5400.00	7776.00	45	172.80				
6	28.00	4950.00	6880.50	60	114.68	76.00	1000.00	6.00	6971.85
		1800.00	1800.00	30	60.00				
		2400.00	2400.00	45	53.33				
7	36.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	8.00	4000.00

مقدار رسوب بار کف برحسب گرم در ثانیه 38211.750
مقدار رسوب معلق برحسب تن در روز 4197.62
مقدار دبی آب برحسب مترمکعب در ثانیه 12.802

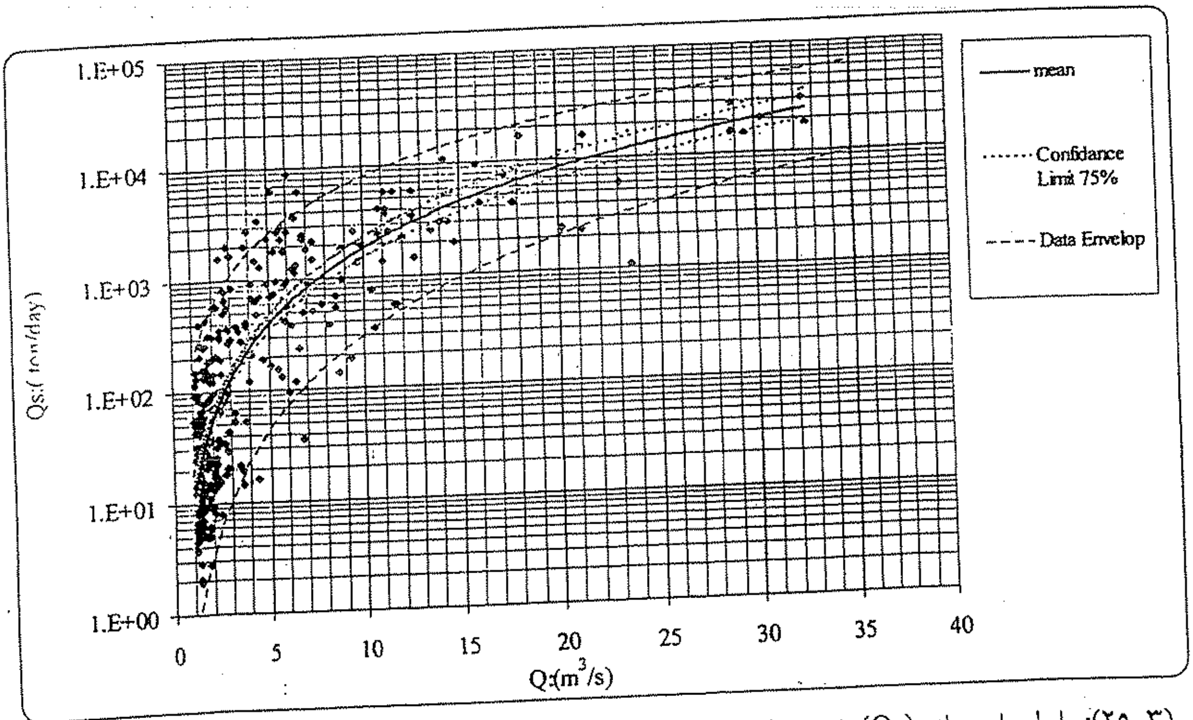
داده اندام کننده: آز - رسوب تهیه کننده امیره تاریخ تهیه 82/4/3 کنترل کننده ملمانیان

برنامه رایانه‌ای محاسبه: اکبرامیره

(معاونت مطالعات پایه منابع آب آذربایجان غربی)

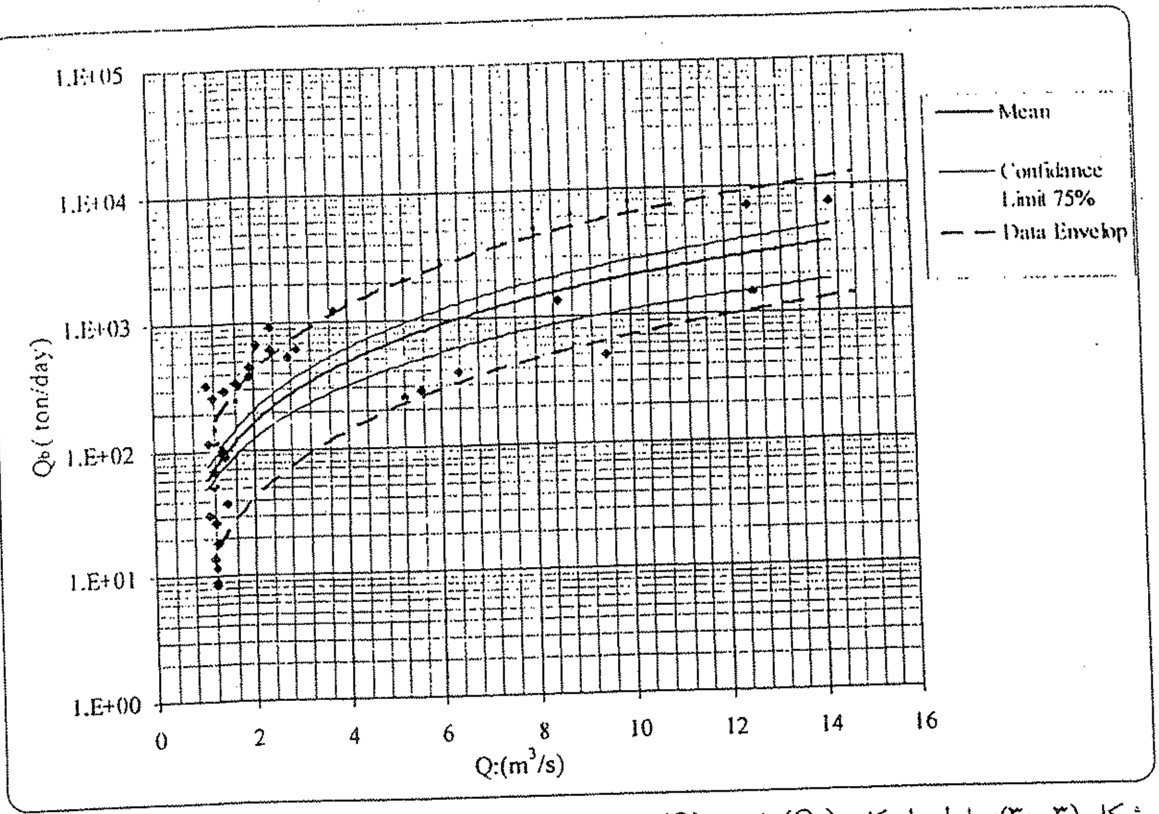


شکل (۳–۲٤): رابطه بار معلق (Qs) با دبی (Q) با نمایش پوش داده ها و محدوده اطمینان ٪۹۰ در بازه بدلان



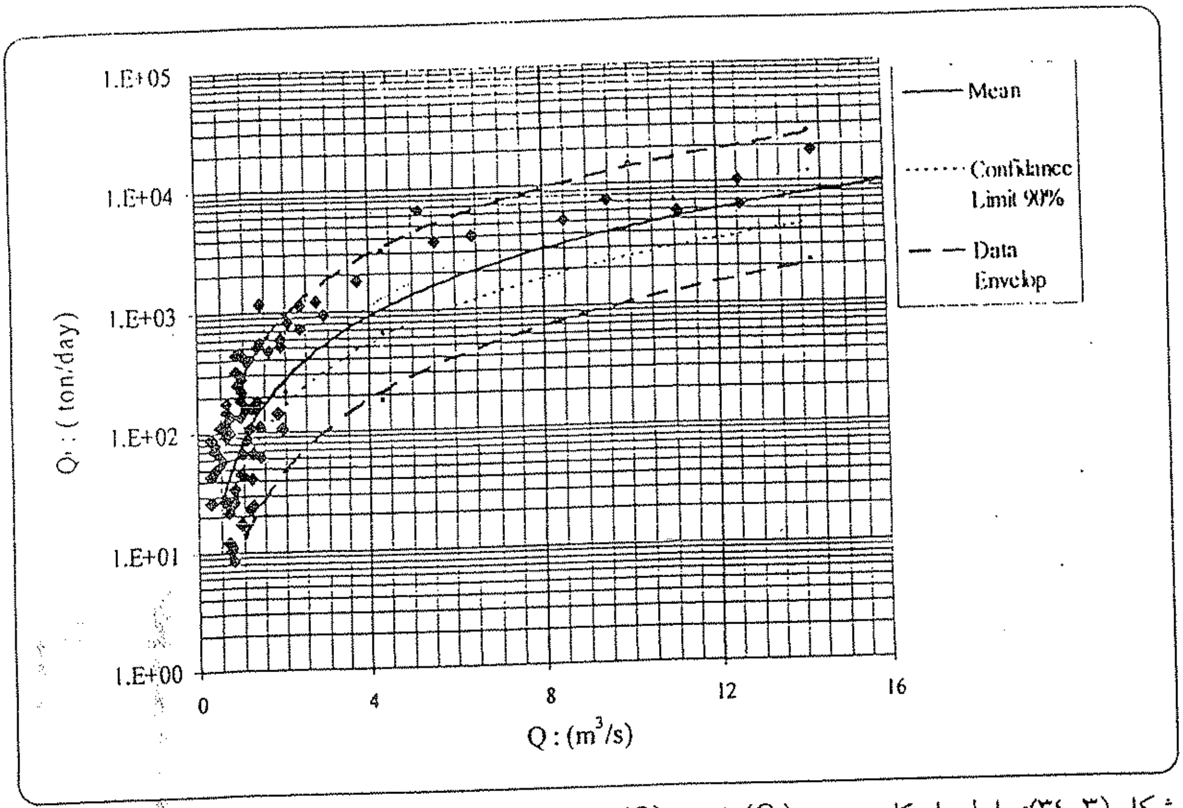
شکل (۳–۲۵): رابطه بار معلق (Qs) با دبی (Q) با نمایش پوش داده ها و محدوده اطمینان ٪۷۵ در بازه بدلان

11/12

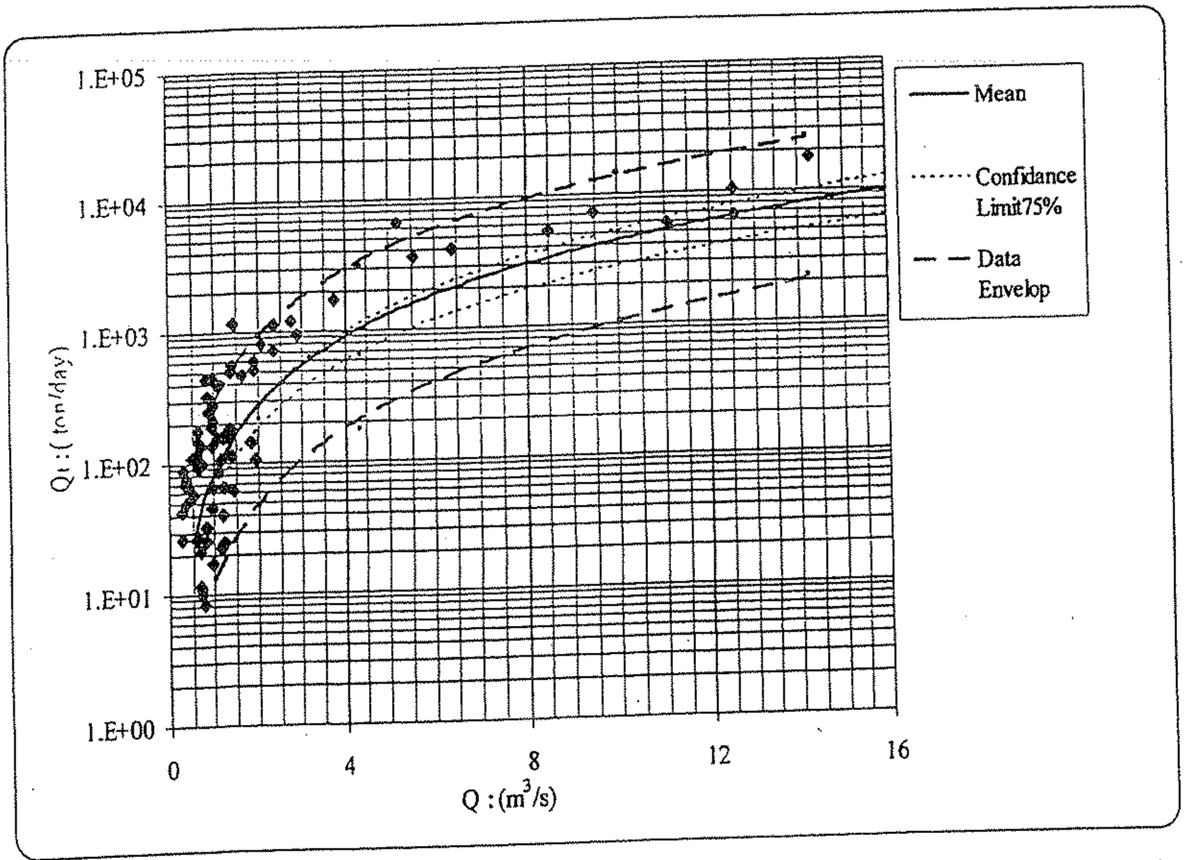


شکل (۳-۳۰): رابطه بار کف (Q_b) با دبی (Q) با نمایش پوش داده ها و محدوده اطمینان ٪۷۵ در بازه بدلان

۱۲/۱(



شکل (۳-۳٤): رابطه بار کل رسوبی (Q_t) با دبی (Q) با نمایش پوش داده‌ها و محدوده اطمینان ٪۹۰ در بازه بدلان



شکل (۳-۳۵): رابطه بار کل رسوبی (Q_t) با دبی (Q) با نمایش پوش داده‌ها و محدوده اطمینان ٪۷۵ در بازه بدلان

روش های هیدرولیکی

برآورد

بار رسوب

در

رودخانه ها

۸

برآورد بار رسوبی به روش هیدرولیکی

روابط بار رسوبی کف (یا بار بستر): (Bed Load Relationships)

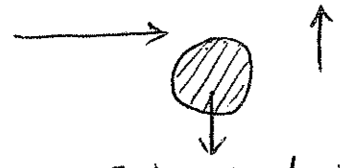
مواد رسوبی که در لایه بستر با ضخامت a بصورت { Sliding / Rolling / Saltating } حرکت می‌کنند.

اساس:

۱) مواد غیر چسبنده و درشت دانه

۲) از نظر تحلیلی

Fluid Shear Force (انرژی جریان)



Lift Force
نیروی برشی (Drag) در راستای عمود و به سمت بالا

$$\text{Submerged weight} = (F_g - F_B)\downarrow > 0$$

(شامل $\downarrow F_g$ و نیروی شناوری $\uparrow$)

$$Q = A \cdot V$$

دبی رسوب کف (Bed Load) :

$$Q_b = F\Big[\underbrace{(Q, B, Y)}_{\text{of flow}},\ \underbrace{(\nu, \rho)}_{\text{of fluid}},\ \underbrace{(\rho_s, D, \sigma_g, \omega_s, g)}_{\text{of Sediment}}\Big]$$

خصوصیات جریان — خصوصیات سیال — خصوصیات مواد رسوبی

← مبنای بسیاری از آنالیزهای ابعادی

روشهای مختلف Different Approaches :

① Shear stress / Discharge / Velocity Approach
(Duboys (1879) Types)

① شرایط آستانه حرکت مواد بستر

* براساس آستانه حرکت مواد رسوبی: (τ_c یا V_{cr} , q_c)

تنش برشی بحرانی — سرعت آستانه — دبی آستانه حرکت

مثال $q_b \propto (\tau - \tau_c)$ for $\tau < \tau_c \Rightarrow q_b = 0$

(2) Regime Type Relationships :

در حالت Regime رودخانه ظرفیت انتقال رسوب معنی دارد.
(رابطه بین عمق و عرض و شیب و دبی با بار رسوبی کف)

براساس شرایط جریان که رودخانه از حالت Regime خارج باشد.
(اگر عمق و عرض و شیب در حالت رژیم خارج شود سبب بار رسوبی کف تغییر می‌کند)

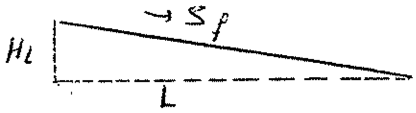
(3) Energy Slope (S_f) Approach :

قدرت جریان با S_f است : $(\tau \propto S_f)$

مثال : Meyer-Peter and Muler (1948)

$$q_b = f(S_f)$$

$S_f = \frac{H_L}{L}$ = مقدار افت انرژی (اتلاف انرژی) در واحد طول رودخانه



افت انرژی صرف جابجایی و انتقال مواد بستر می‌شود.

(4) Bed Form Approach

تغییر فرم بستر سبب تغییر بار بستر

(Exner 1931)

ارائه معادله پیوستگی بار رسوبی کف :

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{1-P} \cdot \frac{\partial q_b}{\partial x} = 0$$

$1-P \rightarrow$ تخلخل مواد بستر

تغییر کف نسبت به زمان $\frac{\partial y}{\partial t} \approx \frac{\partial z}{\partial t}$

حل $\hookrightarrow q_b = —$

P : Porosity

Yang(1996) P.99 (۲۷۷) مراجعه شود. ?

⑤ Probabilistic Approach

روش احتمالات :

براساس خصوصیات تلاطم جریان و پارامترهای آماری :

مثال : Einstein (1942-1950)

Einstein – Brown (1950)

متوسط سرعت و تنش ، عامل مهمی برای حرکت بستر نیست بلکه تلاطم و نوسانات این پارامترها دخالت دارند. مثلاً در جریان گردابی.

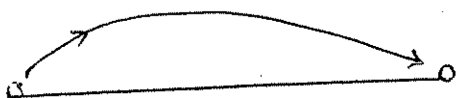
⑥ Stochastic Approach

براساس تحلیل فیزیکی حرکت مواد بستر (براساس مکانیزم حرکت)

Yang and Sayer (1971) :

حرکت مواد بستری به صورت سری پرش است. (چون غلتیدن و سر خوردن معادلات پیچیده خواهد داشت.)

تابع حرکت مواد را تعیین کرده‌اند.



t rest Period (زمان ایستایی ذره) ← Displacement (جابجایی)

$$q_b = (1-f)\, V_s \, \frac{A}{Z}$$

where $V_s = \frac{d\bar{x}}{dt}$ ← Displacement

سرعت جابجایی ذرات

Einstein: $d\bar{x} = 100\, D$

(7) Regression Approach:

براساس آنالیز ابعادی و نتایج تجربی

معادلات Regression چندمتغیره

مثال: Rottner (1959)

(8) Equal mobility Approach

براساس قابلیت یکسان حرکت مواد در رودخانه های بستر شنی (Gravel Bed)

به صورت تابعی از خصوصیات جریان و مواد بستری

مثال: Parker (1990)

(12)

بار رسوبی کف :

معادلات اساسی بار رسوبی کف :

a) DuBoy's Formula (1879)

براساس : Critical Shear Stress

$$q_b = K \cdot \tau \cdot (\tau - \tau_c) \qquad (ES)$$

(واحد سیستم انگلیسی)

$$\begin{cases} K = \dfrac{0.173}{D_{50}^{3/4}} \quad ft^6/lb^2 \cdot s \\ D_{50} : mm \end{cases}$$

* اگر $\tau_c = \tau$ باشد بار بستر صفر می‌شود یعنی در حد آستانه است.

روابط مشابه آینده، جبر اصلاح K است.

b) Shilds Function (1936)

براساس : Critical shear stress

$$\frac{q_b \cdot \gamma_s}{q \cdot \gamma_w \cdot S} = 10 \; \frac{(\tau - \tau_c)}{(\gamma_s - \gamma_w) D_{50}}$$

$\tau = \gamma y S$

q : دبی واحد عرض جریان

q_b : دبی واحد عرض رسوب کف

(۱۳)

c) Smart (1984)

$$q_b = 4.2(\theta - \theta_c) D_{50} \cdot U \cdot S_f^{0.5}$$

where $\theta = \dfrac{u_*^2}{g D_{50}(S_g - 1)}$: Shilds' Function

براساس : S_f و τ_c

U: سرعت متوسط

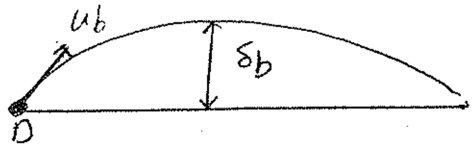
θ_c : مربوط به شرایط بحرانی است

d) van Rijn (1984-1993)

اساس: معادله حرکت Equation of motion

برای یک ذره در حالت saltation

(فرض: فرم غالب حرکت سوارکف)



وانکه:

u_b : particle velocity

δ_b : saltation height

C_b : bed Load concentration

$$q_b = u_b \cdot \delta_b \cdot C_b$$

غلظت

- با داده‌های فلوم و صحرایی ارزیابی شده.

- کاربرد برای روبفانه‌های (lower flow Regime bed form, Small scale bed form) یا plane bed و بستر‌ها سرای

- D_{50}: 0.2 – 2 mm و عمق $h > 100$ mm ، $Fr < 0.9$

۱۴

روش تحلیلی :

۱) روش Determinstic : براساس متوسط زمانی پارامترهای جریان q_b را می‌دهد.

۲) Stochastic : براساس نوسانات آماری تاثیر خصوصیات تلاطم جریان.

* For Determinstic approach q_b را با متوسط تنش برشی حساب می‌کند.

$$(ST \text{ روش}) : \quad q_b = 0.053\sqrt{g(s_g-1)}\, D_{50}^{1.5}\, \frac{T_s^{2.1}}{D_{gr}^{0.3}} \qquad if \quad T_s < 3$$

$$q_b = 0.1\sqrt{g(s_g-1)}\, D_{50}^{1.5}\, \frac{T_s^{1.5}}{D_{gr}^{0.3}} \qquad if \quad T_s \geq 3$$

where q_b : $m^3/s/m$ دبی حجمی رسوب کف در واحد عرض

Sediment particle paramete : $D_{gr} = D_{50}\left[\frac{g(s_g-1)}{\nu^2}\right]^{1/3}$

Transport stage parameter : $T_s = \dfrac{\tau_b' - \tau_c}{\tau_c}$

Van Rijn (1984) :

$$\tau_c = \rho\left[\theta_c (s_g-1)\, g\, D_{50}\right]$$

$$\theta_c = f(D_{gr}) \qquad \begin{cases} \theta_c = 0.24\, D_*^{-1} & 1 \leq D_* \leq 4 \\ \theta_c = 0.14\, D_*^{-0.64} & 4 < D_* \leq 10 \\ \theta_c = 0.04\, D_*^{-0.1} & 10 < D_* \leq 20 \\ \theta_c = 0.013\, D_*^{0.29} & 20 < D_* \leq 150 \\ \theta_c = 0.056 & D_* > 150 \end{cases}$$

قبلاً ارائه شده است

$(D_* = D_{gr})$

τ_b' = Efective bed shear stress : N/m^2

(for the efect of bed form)

$$\tau_b' = \mu\, \tau_b$$

$$\tau_b = \rho \left(\frac{g}{c^2} \right) V^2$$ بر اساس معادله Chezy

(از نظر تحلیل ابعادی)

$$\mu = \left(\frac{c}{c'} \right)^2$$

τ_b : تنش برشی کل بستر

τ_b' : تنش برشی ناشی از زبری بستر

c و c' : ضرایب شزی در سیستم متریک ($m^{1/2}/s$)

$\tau = \tau' + \tau''$ ⇐ عملاً تأثیر Bed Form را در نظر دارد ولی τ_b'' را براحتی نتوانسته وارد کند.

For Hydraulically Rough flow:

$$c = 18 \log \left(\frac{12h}{D_{50}} \right)$$

h: عمق آب برحسب متر

$$c' = 18 \log \left(\frac{12h}{3D_{90}} \right)$$

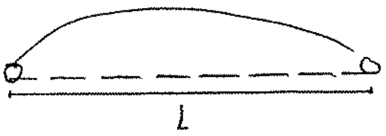
e) Bed Load function of Einstein (1942 - 1950)

و

Einstein - Brown (1950)

(۱۶)

اساس: حرکت ذرات بستر به صورت Saltation (مانند روش van Rijn)



$L \propto D$

، $L \approx 100D$

← حرکت ذره در اثر برآیند نیروهای حرکتی (در جریان متلاطم)

بستگی به احتمال وقوع (P) دارد ← خصوصیات آماری جریان متلاطم

کاربرد: D: 0.78 – 28.6 mm

رابطه Einstein (1942-50) در کتاب هیدرولیک رسوب ص 224-225

" Einstein-Brown (1950) در کتاب ضمیمه. (بار رسوبی کف ← Yang (1966) pp.106-107)

f) Meyer-Peter and Muler (1948)

اساس: Grain Roughness عامل موثر در مقاومت جریان و در نتیجه q_b ← از n برای stricler استفاده نمودند

کاربرد: رودخانه‌های بستر شنی (Gravel bed): $D > 3mm$

- بدون فرم بستر (Plane bed) - عامل مقاومت جریان زبری بستر. $n \propto aD^{1/6}$

رابطه در کتاب ضمیمه: بار رسوبی کف ← Yang (1966) pp. 96-97

g) Parker et.al (1982)
و Parker (1990)

- برای رودخانه های طبیعی با بستر شنی درشت دانه :

$D = (0.6 - 1.2)\,mm \longrightarrow (76 - 102)\,mm$

شرایط مطلوب : $D_{50} = 18\,mm - 28\,mm$

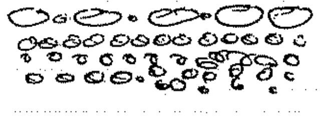
- براساس Field Data . (رودخانه)

- اساس : بر فرضیه Equal Mobility Hypothesis
یا قابلیت حرکت یکسان برای مواد لایه زیرسطحی
یا شانس یکسان حرکت برای هر محدوده ذرات در لایه زیرسطحی
(وقتی بارکف صورت می گیرد که لایه سطحی بستر کنار رود و لایه زیرسطحی در معرض جریان قرار گیرد)
Paving

- در رودخانه های با مواد بستر درشت دانه
← مسئله Paving (Bed Armoring) در لایه سطحی بستر (Surface Layer)

- قابلیت حرکت در اثر اعمال نیروهای جریان روی بستر

- وقتی که لایه سطحی حرکت بکند، ذرات زیرسطحی کلاً در معرض حرکت قرار خواهند گرفت.
(نیروی برشی جریان اگر قادر به حرکت لایه سطحی باشد، لایه زیرسطحی کاملاً در معرض قرار می گیرد و به حرکت در می آید) ← جریان بر آن غالب است


→ Surface Layer $D_{50} = 80\,mm$
→ Sub layer $D_{50} = 40\,mm$
} مثال

* شاخص اندازه مواد لایه زیرسطحی مهم نیست، مثلاً می توان D_{50} یا D_{65} را گرفت.
- بار رسوبی در اثر حرکت و انتقال مواد لایه زیرسطحی است.

وقتی که لایه سطحی بستر (درشت دانه تر) تحت آشفتگی قرار گیرد ← لایه زیرسطحی در معرض جریان قرار می‌گیرد.
(ریزدانه - یکنواخت تر ~~عمیق~~)

← قابلیت حرکت همزمان و یکسان برای مواد زیرسطحی ⇐ q_b

($q \propto D$ لایه زیرسطحی)

زیرا بار بستر توسط حرکت لایه زیرسطحی مقدار پیدا می‌کند.

q_b : تابع دانه‌بندی لایه زیرسطحی نیست (مثلاً تابعی از D_{70} یا D_{90} نیست)

q_b حساسیت به اندازه‌ها ندارد

معیار: D_{50} لایه زیرسطحی

معادلات ترکیبی ضمیمه Yang(1996) ← PP. 118-119

رابطه دبی جریان (Q) با دبی رسوب بار کف (Q_b):

$$\underset{ton/s}{Q_b} = C_b \, \underbrace{\left(\underset{ton/m^3}{\gamma_w} \cdot \underset{m^3/s}{Q} \right)}_{\text{دبی وزنی آب}}$$

Q_b: دبی وزنی رسوب کف

C_b: غلظت بار رسوبی کف
PPM by weight

از اندازه‌گیری

Q	C_b
⋮	⋮

← به صفحه ۲۰ پایان نامه آقای حمزه پور مراجعه شود.

بار رسوبی معلق : Suspended Load Transport

عوامل Suspension :

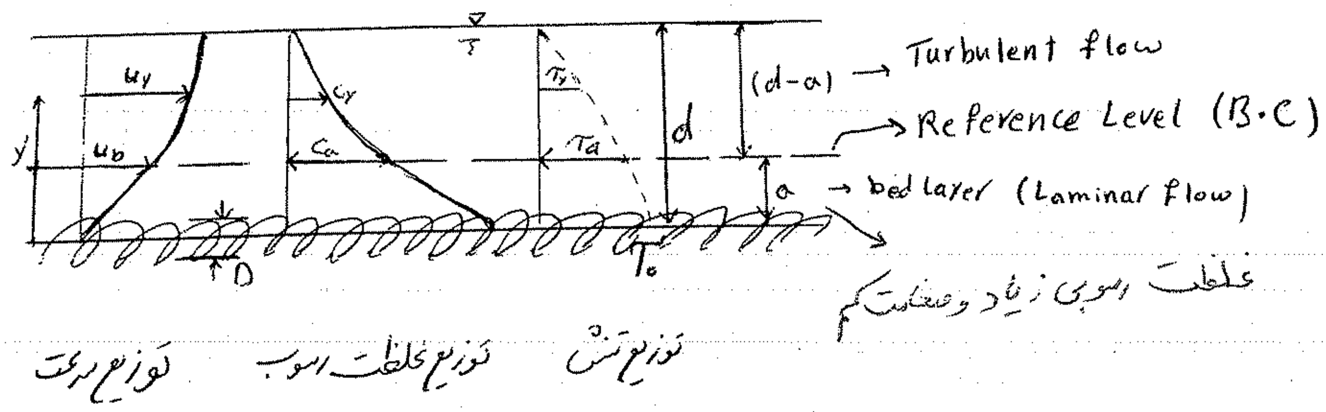
۱) Turbulence ⇐ در اثر مولفه قائم رو به بالای جریان ـ که در آب صاف نیز داریم.

۲) Momentum Exchange : ذرات با (m.v) به جاهای مختلف می روند.
در اثر اختلاط غلظت رسوبی (یا دانسیته مخلوط آب و رسوب) در لایه های آب ـ که روی توزیع سرعت و غلظت رسوب تاثیر می گذارد. (سرعت باعث برخورد ذرات و جابجایی در عمق می شود)

۳) Eddy : در اثر هندسه نامنظم مقاطع و وجود موانع. (ناهمواری در مسیر جریان)

در رودخانه های طبیعی با بستر ماسه ای براساس Yang (1996) :
سهم BedLoad از کل بار رسوبی 25 - 5 % ـ اهمیت از نظر تغییرات رودخانه ای
، suspended Load از کل بار رسوبی 95 - 75 % ـ اهمیت از نظر مقدار بار رسوبی

در رودخانه های بستر شنی و درشت تر، سهم Bed Load خیلی بیشتر از حد فوق است.



suspension ← Turbulent flow : $(d-a)$

Near bed velocity : u_b

غلظت رسوب مرزی بین لایه کف و لایه جریان متلاطم : C_a

at depth $a \simeq 2D$ (Refrence Level) $\begin{cases} \text{غلظت} : C_a \\ \text{سرعت} : u_b \rightarrow \text{Near Bed velosity} \\ \text{تنش} : T_a \end{cases}$

B.C برای لایه جریان متلاطم

* امتیاز بار معلق : آب با رسوب همراه است (سرعت یکسان دارند)

نکته مهم :

در Bed layer ، به خاطر تاثیر Gravity ، غلظت رسوبی (وزن در واحد حجم) زیاد است و اندازه رسوبات درشت . ولی عمق لایه کم است ($a \approx 2D_{65}$) و نیز سرعت در این لایه کم است ← Bed Load کمتر خواهد بود.

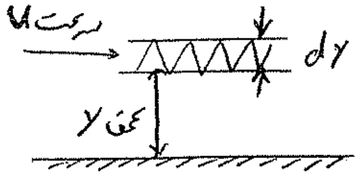
At any depth y from the bed ($y|_a^d$) $\begin{cases} C_y \\ u_y \\ T_y \end{cases}$

فرضیه : ذرات رسوب معلق با خصوصیات جریان عکس العمل نشان می دهند ← تئوری وجود دارد.

← تابع توزیع سرعت و غلظت رسوبی در عمق آب (در لایه متلاطم)

← طبق تعریف، ذرات قابل ته نشینی هستند

بار رسوبی معلق در واحد عرض :



در هر مقطعی (dy×1) که به فاصله y از کف قرار دارد، سرعت متوسط u و غلظت c داریم.

$$\text{بار رسوبی معلق در واحد عرض} = \int_a^d (u\cdot c)\,dy = \underset{\text{(در فاصله عمق a تا سطح آب)}}{\text{انتگرال بار رسوبی معلق}} = \underset{V.A}{\text{دبی جریان در عمق (d-a) متلاطم}} \times \underset{C}{\text{غلظت بار معلق}}$$

رابطه حجمی : $q_{sv} = \int_a^d (u.c)\,dy$

رابطه وزنی : $q_{sw} = \gamma_s \int_a^d (u.c)\,dy \quad ton/m^3 \times m^3/s = ton/s$

u و c : سرعت و غلظت رسوب (حجمی) در عمق y ($y\,|_a^d$)

* مشکل تعیین روابط $u = f(y)$ و $c = g(y)$ می باشد.

الف) معادله توزیع u در عمق y : $u = f(y)$

روابط مختلف داریم. مثال:

① Einstein Eq.

$$\frac{u}{u_*} = 5.75 \log\left(\frac{30.2\,y}{D_{65}}\,x\right)$$

② Prandtl - von Karman. معادله توزیع سرعت

$$\frac{du}{dy} = \frac{u_*}{k.y} \qquad (k = 0.4 \text{ for clear water})$$

ب) معادله توزیع غلظت مواد رسوبی معلق c در عمق y : $c = f(y)$

از نظر فیزیکی :

- هرچه مواد رسوبی درشت دانه تر باشند، نیروی ثقل غالب است :

$c \propto \left(\frac{1}{y}\right) \Rightarrow y \uparrow \Rightarrow c \downarrow$ y: فاصله از کف بستر

غلظت رسوبی با افزایش فاصله از کف کم می شود

- هرچه مواد رسوبی ریزدانه تر، Turbulence غالب است.

$\frac{dc}{dy} = 0$ یا $c = Const.$ توزیع یکنواخت c در عمق

مثلاً Vane یا ... در رودخانه یا ایجاد Eddy باعث یکنواختی توزیع رسوب می‌شود.

رابطه عمومی $C = f(y)$:

توزیع غلظت رسوبی (C) در عمق y :

رابطه اصلاح شده

Rouse(1937)

از رابطه Rouse (1937) بدست آمده است ← $\frac{C_y}{C_a} = \left[\frac{(d-y)}{y} \cdot \frac{a}{(d-a)} \right]^{Z_1}$

اثبات کنید : where $Z = \frac{W_s}{K u_*}$ و $Z_1 = \frac{Z}{\beta} = \frac{W_s}{(\beta K) u_*}$ (بدون بعد)

β : ضریبی است مربوط به عامل وجود رسوبات در آب (برای آب بدون رسوب $\beta = 1$)

W_s : Settling Velocity

u_* : Shear 〃

K : ثابت تلاطم Von Karman const. (برای آب خالص $K = 0.4$)

(βK) در واقع تصحیح عامل رسوب در آب است.

هم ← عامل رسوب روی توزیع سرعت تأثیر دارد

β: ضریب تناسب - بستگی به بافت رسوبات معلق دارد.

حل عمومی ۱) برای مقدار رسوب معلق ریز دانه ← $\beta = 1$ (یکنواختی در رسوب در عمق داریم) تأثیر

مثل اینکه ذرات رسوب با ذرات آب همسان عمل می‌کنند و Intraction ندارند.

هرچه اندازه کوچک رسوبات معلق ← بشود $\downarrow W_s$ ← $\downarrow Z = \frac{W_s}{K u_*}$ $\xleftarrow[\text{از رابطه Rouse}]{Z \to 0}$ $\frac{C_y}{C_a} = 1$

(عامل Turbulence غالب و Gravity ناچیز)

یعنی یکنواختی نسبی توزیع رسوبات معلق.

C = const. over the depth $(d-a)$

K تابعی از چه خواصی است و چگونه روی توزیع سرعت تأثیر می‌گذارد؟

if clear water : $K = 0.4$, (رسوبات بسیار ریزدانه : $\beta = 1$)

Then : $$\frac{C_y}{C_a} = \left[\frac{(d-y)}{y} \cdot \frac{a}{(d-a)} \right]^{z}$$ → اثبات شود

where $$z = \frac{W_s}{K u_*} = \frac{W_s}{0.4\, u_*}$$ Rouse (1937)

۲) برای مواد رسوبی درشت دانه و برای این توزیع نیمه لگاریتمی سرعت : $u = f(\log y)$
(رسوبات معلق، درشت دانه و قابل ملاحظه باشند)

$\beta < 1 \iff K < 0.4$

$K = 2.30\, u_* \cdot J$ where $J = \dfrac{d(\log y)}{du}$ شیب برون‌یابی سرعت (با توزیع نیمه لگاریتمی)

به مرجع pp (122-128) - Yang (1996) مراجعه شود.
~~P.128 Fig 5.5~~

وجود رسوبات در آب باعث کاهش K می‌شود که با ضریب تصحیح $\beta < 1$ نمایش داده می‌شود.

Chein (1954):
$$\beta = e^{-L^2 z^2/\pi} + \left(\frac{2}{\pi}\right)^{1/2} L.z \int_0^{\left(\frac{2}{\pi}\right)^{1/2} L.z} e^{-x^2/2}\, dx$$

where $X = \ln y$, $L = 1 + KR = 1.3$
$1 + 0.3$

مثالهای (6.5) تا (6.7) کتاب هیدرولیک رسوب ص ۲۳۶-۲۳۲ مطالعه شود.

محاسبه بار رسوبی معلق :

رابطه عمومی :

$$\begin{cases} q_s = \int_a^d (u.c)\, dy \\ \begin{cases} u = f(y) \\ c = g(y) \end{cases} \end{cases}$$

$a \approx 2D_{\text{Ref. level}}$

← مشکل تعیین a ؟

← مشکل تعیین C_a ؟

نتیجه : روابط تحلیلی تجربی مختلفی وجود دارد :

a) Einstein Approach (1950)

رابطه حجمی بار رسوب معلق $\quad q_s = \int_a^d (u.c)\, dy$

فرض $\begin{cases} \beta = 1 \quad \text{و} \quad K = 0.4 \\ u_* \rightarrow u'_* \quad \text{shear velocity due to grain roughness} \end{cases}$ ← قبل از تصحیح β مطرح شده است

تأثیر Bed Form نباشد (plane bed)

که از معادله توزیع سرعت plane bed بتوان استفاده نمود.

$$Z = \frac{W_s}{0.4\, u'_*}$$

$$\begin{cases} u = 5.75\, u'_* \log\left(\dfrac{30.2\, x d}{D_{65}}\right) & \leftarrow \text{که از گراف انیشتین بدست می‌آید} \\ c = C_a \left(\dfrac{(d-y)}{y} \cdot \dfrac{a}{(d-a)}\right)^Z & \leftarrow \text{رابطه اولیه Rouse(1937) است} \end{cases}$$

$a \approx 2D_{65}$

بار رسوبی وزنی معلق در واحد عرض : $q_{sw} = \int_a^d (u \cdot c)\, dy$

c : غلظت وزنی $PPm (mg/l)$

با انتگرال گیری $q_{sw} = 11.6 u_* \cdot C_a \cdot a \left[2.303 \log\left(\frac{30.2 X d}{D_{65}} \right) I_1 + I_2 \right]$

معادله 5-25 از کتاب Yang

$$I_1 , I_2 = f \begin{cases} A = \dfrac{a}{d} = \dfrac{2 D_{65}}{d} \\ Z = \dfrac{w_s}{0.4 u_*} \end{cases}$$

تکیه ضمیمه (Yang, 1996)

حل گرافیک در Yang آمده است

آقای بهروز یعقوبی حل عددی کرده است

تعیین C_a :

فرض: مواد رسوبی معلق از نوع مواد بستری است که به تعلیق در آمده. (رسوبات معلق = قابل ته نشینی)

نتیجه: از روابط Bed Load ⟸ $\underbrace{\text{غلظت مواد بستر در عمق } a}_{\text{Bed load by weight}}$ ⟸ C_a

غلظت وزنی بار کف در عمق a :

اثبات شود :

$$C_a = \frac{1}{11.6} \cdot \frac{i_{bw} \cdot q_{bw}}{a u_*}$$

(رابطه 5.28 کتاب Yang)

→ Yang 1996

برای جزئیات به تکیه ضمیمه و کتاب هیدرولیک رسوب مراجعه شود (مثال ۸-۶)

صفحه ۲۲۰

صفحه ۳۴۰ هیدرولیک رسوب

Eq. (5.1)
P. 137

b) Van Rijn (1984)

برای بستر ماسه ای

فرضیه : دبی رسوب = دبی آب × غلظت متوسط

٢٦

$\bar{u}\, d = q$ دبی واحد عرض

رابطه حجمی $q_s = \int_a^d (c \cdot u)\, dy = F\left[(\bar{u} d)\, C_a\right] = (\bar{u} \cdot d)\,(F \cdot C_a)$

غلظت متوسط   دبی واحد عرض

له سرعت متوسط

له عمق

وزنی $q_{sw} = \underbrace{(F \cdot C_a)}_{\text{له غلظت متوسط رسوبات معلق}} \underset{u \cdot d}{\underset{\downarrow}{q}} \cdot S_g \times 10^6$

غلظت بار رسوبی حجمی

در سطح مبنا (a) :

$$C_a = 1.5 \times 10^{-5} \times \frac{D_{50}}{a} \times \frac{T_s^{1.5}}{D_{gr}^{0.3}}$$

$$\begin{cases} a = 0.00692\, d \left[\dfrac{D_{50}}{d}\right]^{0.3} \left[1 - e^{-0.5 T_s}\right](25 - T_s) \\ \text{و} \\ a \geq 0.01\, \underset{\text{عمق آب}}{\underset{\downarrow}{d}} \end{cases}$$

حداقل $a \leftarrow$

$$\begin{cases} T_s = \dfrac{T_b' - T_c}{T_c} \\ D_{gr}' \end{cases} \longrightarrow$$

از روابط خودشان بدست می آیند

قبلاً تعریف شده اند (Van Rijn 1984)

ضریب بار معلق $F = \dfrac{\left[\frac{a}{d}\right]^{Z_y'} - \left[\frac{a}{d}\right]^{1.2}}{\left(1 - \frac{a}{d}\right)^{Z_y'} \left[1.2 - Z_y'\right]}$

where $\quad Z_y' = Z_y + \Phi$

و

$$Z_y = \frac{w_s}{K \beta U_*} = \frac{w_s}{0.4 \beta U_*} \qquad K = 0/4$$

w_s : سرعت سقوط ذرات با اندازه D_s با رابطه زیر:

$$* \quad D_s = [1 + 0.0011(\sigma_g - 1)(T_s - 25)]\, D_{50}$$

w_s از روابط ارائه شده در بخش (۲) جزوه محاسبه می‌شود.

$$\sigma_g = \sqrt{\frac{D_{84}}{D_{16}}}$$

$$u_* = \sqrt{gRS}$$

$$\begin{cases} \beta = 1 + 2\left(\frac{w_s}{u_*}\right)^2 & \text{if} \quad \frac{w_s}{u_*} < 1 \\ \beta = 3 & \text{if} \quad \frac{w_s}{u_*} \geq 1 \end{cases}$$

$$\Phi = 2.5\left[\frac{w_s}{u_*}\right]^{0.8}\left[\frac{C_a}{0.65}\right]^{0.4}$$

روش محاسبه:

- T_s را محاسبه می‌کنیم.
- a و C_a " "
- w_s از فرمولهای تجربی (Van Rijn)
- Φ و β و u_*
- Z_y و Z_y'
- F
- وزنی $q_{sw} = F.C_a.q.S_g \times 10^{6}$

روابط دیگر از کتاب ضمیمه Yang (1996) و کتاب هیدرولیک رسوب معلوم می‌باشند.

نکته مهم :

روابط فوق ومعادله اصلی $q = \int (c.u) dy$ براساس همبستگی فیزیکی بین غلظت (c) وسرعت (u) درعمق y از کف است. این فرضیه برای مواد رسوبی معلق قابل ته‌نشینی برقرار می‌باشد

برای wash load این همبستگی بین c و u درعمق y بصورت معنی‌داری وجود ندارد.

سهم wash load چقدر است؟

بار رسوبی کل : TOTAL Sediment Load

دو روش :

① تفکیکی

$$q_t = q_b + q_s$$

wash load قطعاً را شامل نمی‌شود

مثال :

روش اینشتین Einstein (1950)

" " van Rijn (1984)

⋮

به طور نمونه رابطه van Rijn (1984) آورده شده است:

$$X_{VR} = (n_b + n_s) \cdot S_g \times 10^6$$

n_b : غلظت رسوبی بار کف ppm by volume

n_s : غلظت رسوبی معلق ppm by volume

غلظت بار رسوبی کل ppm by weight

دبی بار رسوبی $Q_s = Q \times X_{VR}$

مهم : از نظر محاسباتی ، روش هایی که ارائه شده :

بار رسوبی کل = بار کف + بار معلق

(در واقع Bed material load است بدون wash load

از نظر اندازه گیری میدانی : بار رسوبی کل شامل wash load نیز می شود.

۲) روشهای مستقیم محاسبه q_t

کننده های روابط محاسبه q_t بطور مستقیم :

مثال : a) Ackers and white (1973 - 1990)

- براساس اصول فیزیکی رابطه بین Stream Power با حرکت مواد رسوبی ،
هرچه Stream Power ↑ حرکت مواد رسوبی ↑ (افزایش شیب ، سرعت ، تنش)

- بار کف : رابطه بین حرکت مواد بستری با تنش برشی روی ذرات برقرار است .

- برای بار معلق که ریزدانه هستند رابطه بین حرکت مواد بستری با تنش برشی روی ذرات قابل ملاحظه نیست . بلکه رابطه با کل تنش برشی جریان دارد. ~~که~~ شامل wash load ها نخواهد بود.
(Flow shear stress)

- با استفاده از تحلیل ابعادی - عوامل هیدرولیکی که روی حرکت مواد رسوبی کف و معلق موثر هستند
- براساس ~~(more then 1000 flume data)~~

* شرایط و محدوده کاربرد :

1) sand bed channels

2) $0.04\ mm < D_{50} < 2.5\ mm$

(of nearly uniform size)

$C_u < 4$ توزیع دانه بندی ها یکنواخت است

3) روابط و نتایج حساس به Bed form نیست. برای Dune ، Plan و Ripple کاربرد دارد

در بستر ماسه ای، فرم بستر داریم و در اطلاعات خلوص نیز داشته است ولی ایشان رابطه‌های تفکیک شده است

4) $Fr < 0.8$

نمونه های روابط محاسبه q_t به طور مستقیم:

$$q_t = X q = \frac{x}{S_g} \cdot q$$

یا

$$q_t = \left[\frac{G_{gr} \cdot d_{35}}{D} \left(\frac{U}{U_*} \right)^n \right] q$$

q_t : دبی حجمی رسوب $(m^3/s/m)$

q : دبی جریان در واحد عرض $(m^3/s/m)$

U : سرعت متوسط (m/s)

$U_* = \sqrt{gRS}$: سرعت برشی (m/s)

D : عمق آب (m)

X : غلظت بار رسوبی کل (By volume) - خروجی را با رسوب کف و معلق اندازه‌گیری کرده است

x : ~~(By weight)~~

d_{35} : اندازه ۳۵٪ مواد بستر (m)

(۳۰)

* پارامترهای دیگر در حل معادله ایکر ضمیمه (Yang 1996 - PP.154) می باشند (Ggr و n) و بقیه

سؤال: شرط حمل رسوب در معادله ایکر چیست؟
براساس تئوری تنش برشی

* براساس آنالیز ابعادی

b) Brownlie (1981)   کتاب Fisher(1995) - PP.17-18

Field - Flume Data

از نظر کاربرد:

- برای مصالح بستری غیر یکنواخت قابل استفاده است (σ_g ، D_{50})

- برای شرایط Flume Data و Field (River data) قابل تفکیک است.

رابطه عمومی:

Sediment concentration (PPm by weight)

$$* \quad C_{br} = 727.6 \; C_F \left(F_g - (F_g)_{cr}\right)^{1.978} \cdot S^{0.6601} \cdot \left(\frac{R}{D_{50}}\right)^{-0.3301} \quad mg/Litr$$

غلظت بار رسوبی کل

آنالیز ابعادی (پارامترهای بدون بعد)

R = شعاع هیدرولیکی ، S = شیب کف

$$F_g = \frac{u}{\left[(S_g-1)\, g\, D_{50}\right]^{0.5}} \quad : \text{grain Frude number} \quad : F_g$$

$(F_g)_{cr} = ?$

$(F_g)_{cr} = ?$ $\quad R_g = \dfrac{(g D_{50}^3)^{0.5}}{31620\, \nu}$ Grain Roughness No. بدون بعد

$\gamma = \left(\sqrt{S_g - 1}\;\; R_g\right)^{-0.6}$ بدون بعد

تنش برشی بدون بعد (بحرانی) : $\tau_{ci} = 0.22\gamma + 0.06\,(10)^{-7.7\gamma}$

$\sigma_g = \sqrt{D_{84}/D_{16}}$

$(F_g)_{cr} = 4.596\;\tau_{ci}^{0.5293}\;S^{-0.1405}\;\sigma_g^{-0.1606}$

$$\begin{cases} C_F = 1 & \text{For Lab. flume} \\ C_F = 1.268 & \text{〃 Field (River)} \end{cases}$$

if $\underbrace{F_g \leqslant (F_g)_{cr}}_{\text{شرط حمل رسوب}} \Rightarrow x_{br} = 0 \Rightarrow q_t = 0$ clear water flow

مهم: * اطلاعات رودخانه‌ای نشانگر افزایش بار رسوبی به میزان حدود 30% نسبت به اطلاعات فلوم است

c) Englund and Hansen (1967)

براساس آزمایش روی Sand bed و Dune bed form

توصیه کاربردی :

① Upper flow Regime

② Dune bed form

③ $2\,mm \geqslant D_{50} > 0.15\,mm \longrightarrow 0.15_{mm} < D_{50} \leqslant 2\,mm$

④ sand bed

روش حل معادله England and Hansen :

روش حل:

۱- محاسبه τ

۲- « θ

۳- « f'

۴- « ϕ

۵- « q_t

$$\theta = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) d} \qquad \text{I}$$

$$f' = \frac{2gSD}{V^2} \qquad \text{II}$$

$$f' \phi = 0.7\, \theta^{5/2} \qquad \text{III}$$

$$\phi = q_t \left[\gamma_s \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) g d^3 \right]^{-1/2} \Rightarrow q_t \qquad \text{IV}$$

$S = S_f$ Energy slope

q_t : Total sediment discharge by weight per unit with

d : Median particle diameter (D_{50})

$\tau = \gamma R S$

d) Yang (1972-73) approach :

براساس : تحلیل ابعادی و آزمایشات تجربی Flume

از عوامل موثر : stream power ، w_s ، u_* ، ν

به کپی ضمیمه Yang (1996) ← PP. 156 و هیدرولیک رسوب ص ۲۵۰-۲۵۲ مراجعه شود.

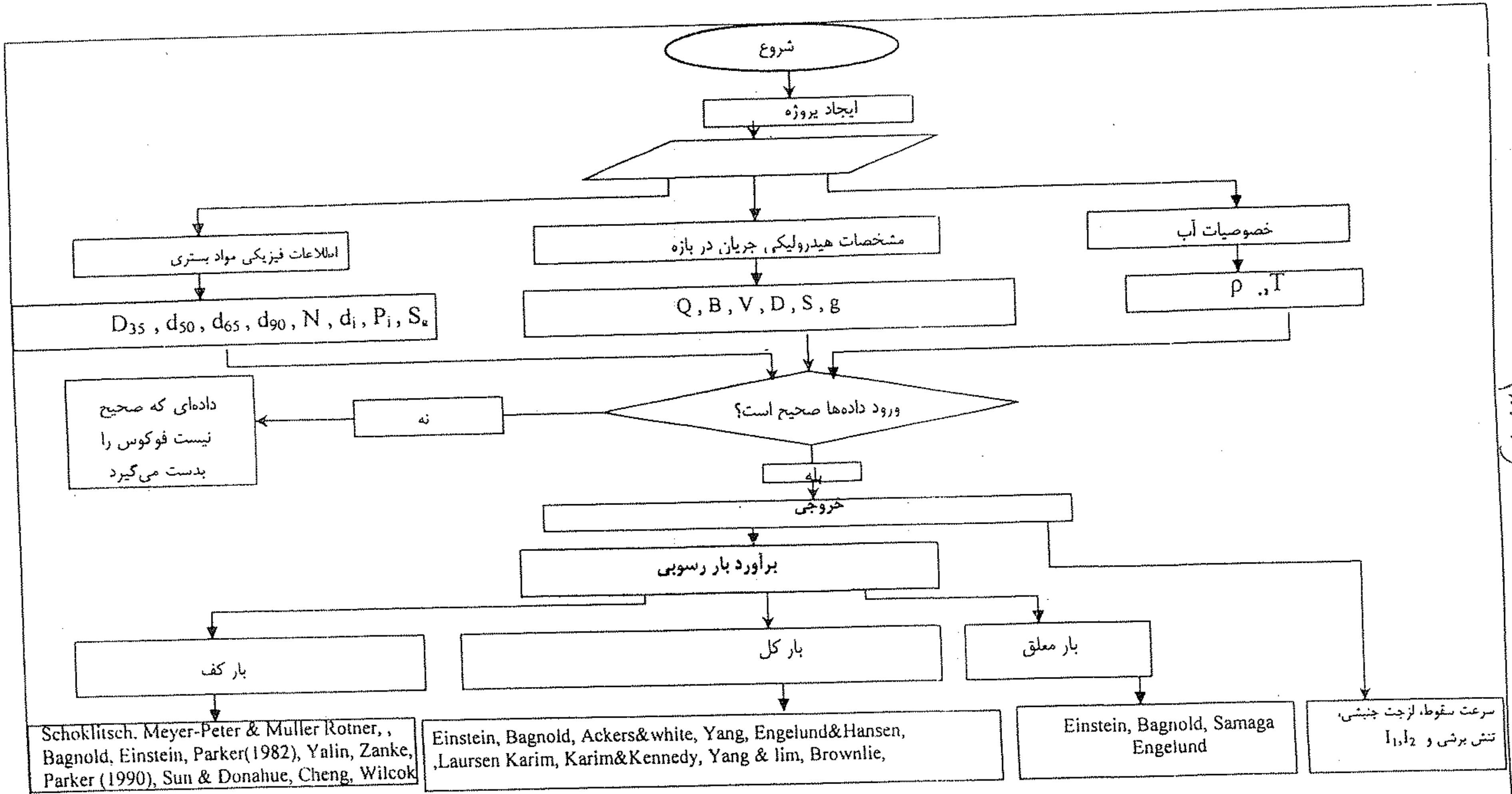
معادله اصلی (1973) برای سنگریزه ها برای $D \nless 2mm$ بدست آمده است بعداً برای شن $2mm < D < 10mm$

روابط اصلاحی ارائه شده است ← کتاب هیدرولیک رسوب ص ۲۵۰-۲۵۲

جدول(۳-۲۸): روشهای برآورد بار رسوبی در مدل توسعه یافته STM-CBR

روش	محاسبهٔ بار رسوبی			توصیه‌های کاربردی
	بارکف	بارمعلق	بارکل	
Schoklitsch (1934)	*			در رودخانه‌های با مواد بستری درشت‌دانه، اندازه ذرات رسوبی $D=(۰/۲-۵)mm$
Schoklitsch (1943)	*			در رودخانه‌های با مواد بستری درشت‌دانه، اندازه ذرات $D=(۰/۲-۵)mm$
Meyer-Peter & Muller (1948)	*			در رودخانه‌های با مواد بستری درشت‌دانه و برای، اندازه ذرات رسوبی: $D=(۰/۴-۳۰)mm$
Rottner (1959)	*			بر اساس همبستگی آماری و نتایج آزمایشگاهی و با کاربرد وسیع
Parker, et.al.(1982)	*			برای رودخانه‌های بستر شنی با لایه سطحی محافظ
Bagnold (1966)	*	*	*	برای رودخانه‌های که دارای فرم بستر می‌باشند
Einstein (1950)	*	*	*	برای رودخانه‌های بستر شنی و ماسهٔ غیریکنواخت ، رودخانه‌هایی که بار معلق دارند و رودخانه‌هایی با فرم بستر.
Engelund (1965)		*		در رودخانه‌های مختلف و بر اساس دبی‌های مختلف بدست آمده است.
Samaga (1985)		*		برای رودخانه‌ها با فرم بسترهای مختلف، برای حالات مختلف جریان و اندازه‌های مختلف رسوبات
Ackers & White (1990)			*	برای انواع فرم بستر و جریان زیر بحرانی
Yang (1982)			*	در رودخانه‌های با مواد بستری درشت دانه، برای فرم بسترهای مختلف و برای حالات مختلف جریان
Engelund & Hansen (1967)			*	برای رودخانه‌هایی که دارای فرم بستر دیون می‌باشند.
Karim & Kennedy (1990)			*	برای رودخانه‌های مختلف
Laursen (1958)			*	برای داده‌های آزمایشگاهی با اندازه مواد بستری (۴/۰۸-۰/۰۱۱)
Yalin (1977)+	*			در رودخانه های ماسه ا ی وشنی با جریان کامل متلاطم
Zanke (1987)+	*			کاربرد در رودخانه های با مواد بستر ی درشت دانه
Parker (1990)+	*			برای رودخانه‌های بستر شنی با لایه سطحی محافظ
Sun & Donahue (2000)+	*			برای رودخانه های با مواد بستری درشت دانه و برای ذرات (۲/۰ تا ۱۰ میلیمتر)
Cheng (2002)+	*			برای شرایط مختلف انتقال بار رسوبی و قابل کاربرد برای رودخانه های با مواد بستری درشت دانه
Wilcock & Crowe, (2003)+	*			رودخانه‌های با مواد بستری درشت دانه و شامل دانه بندی‌های مختلف مواد رسوبی در محدوده ۸۲ الی ۰/۵ میلیمتر
Brownlie (1981)+			*	براساس محدوده وسیعی از داده های صحرایی و آزمایشگاهی
Karim (1998)+			*	برای رودخانه های مختلف بدون لایه سپری در بستر
Yang & Lim (2003) +			*	برای رودخانه های آبرفتی در محدوده اندازه مواد رسوبی ۳/۲ الی ۰/۸۲

((+)) روابط جدید که در توسعه مدل بکار رفته است.



شکل (۳-۴۸): ساختار عمومی مدل کامپیوتری انتقال رسوب (STM-CBR)

۳۵

شخص آلبرت انشتین (1904-1973) : پدر هیدرولیک و انتقال رسوب در مجاری روباز
اولین پسر از اولین زن "آلبرت انشتین" (1879-1955) .

Hans A. Einstein's Contributions in Sedimentation

By Hsieh W. Shen,[1] M. ASCE

→ مشارکت "انشتین پسر" در علم انتقال رسوب ←

Introduction

Hans Albert Einstein (Fig. 1) died on July 26, 1973 in the Falmouth Hospital, just 4 weeks after his heart attack while at the Woods Hole Oceanographic Institute in Massachusetts. He was in a coma for the entire 4 weeks, and was buried at Woods Hole. His contributions in the field of sedimentation were enormous. His death, at just about the time he was planning to record some of his experiences, is a great loss to our profession.

The main purpose of this paper is to examine some aspects of his influence on the field of sedimentation. The emphasis is on presenting the writer's personal views on some of Einstein's contributions and there is no attempt to even briefly summarize his works. It is hoped that this paper can stimulate active conversations among researchers and practical engineers. For a list of his major contributions, the reader is referred to Ref. 58.

FIG. 1.—Hans A. Einstein (1904–1973)

(۷ + 13) مورد مشخص در مشارکت پسر در علم هیدرولیک

This paper examines some of Einstein's major contributions to the field of sedimentation. Einstein was the first (together with his colleagues) to: (1) Establish the separation of wash load and bed material load; (2) separate alluvial bed roughness into form resistance and grain resistance; (3) determine the variation of form resistance with flow; (4) establish experimentally the continuous exchange of bed load particles in motion and the particles on bed layer; (5) apply stochastic analysis to sediment transport analysis; (6) formulate a stochastic model for sediment bed load transport; (7) introduce the importance of instantaneous lift force on particles and conduct experiments to determine its values; (8) relate the probability of particle motion to flow parameter; (9) relate the probability of particle motion to sediment transport rate; (10) introduce hiding factors for lift force correction in sediment mixture (nonuniform sizes); (11) recommend a comprehensive procedure to calculate sediment transport rate of each size fraction range and then to sum them up as total transport rate; (12) relate bed load rate to the integration of suspended load (13) present a graphical solution and integrate the total suspended load. Although not covered in this paper, Einstein also made significant contributions on secondary currents, erosion and deposition of cohesive material, flow fluctuation in viscours sublayer, transport of bed particles due to oscillating flow motion, vorticity, deposition of suspended particles in a gravel bed, sediment transport in pipes, and many others. His influence in sedimentation cannot be overstated.

(۳۰۴)

Yang(1966)

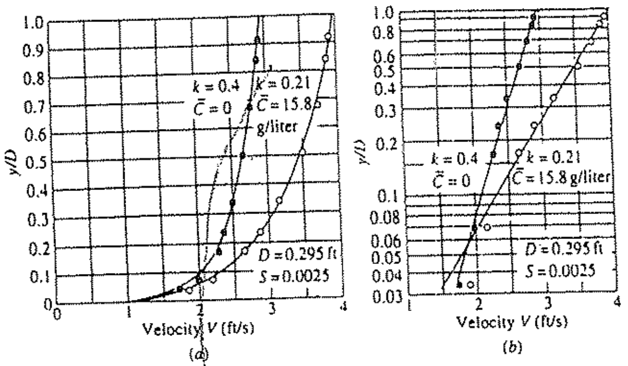


FIGURE 5.5
Velocity profiles for clear water and sediment-laden flow (Vanoni and Nomicos, 1960).

changing k on the vertical velocity distribution is shown in Fig. 5.5. A summary of the effect of suspended load on the k value and the velocity distribution is given by Graf (1971).

5.4 SUSPENDED LOAD FORMULAS

بار رسوبی معلق

5.4.1 Lane and Kalinske's Approach

Lane and Kalinske (1941) assumed that $\varepsilon_s = \varepsilon_m$ and $\beta = 1$, for which Eq. (5.10) becomes

$$\varepsilon_s = kU_* \frac{y}{D}(D - y) \tag{5.15}$$

The average value of ε_s along a vertical is

$$\bar{\varepsilon}_s = \frac{\int_0^D \varepsilon_s \, dy}{D} = \frac{kU_*}{D^2}\int_0^D (yD - y^2)\, dy \tag{5.16}$$

For $k = 0.4$,

$$\bar{\varepsilon}_s = \tfrac{1}{15} U_* D \tag{5.17}$$

Introducing Eq. (5.17) into Eq. (5.6) yields

$$C = C_a \exp\left[-\frac{15\omega}{U_*}\left(\frac{y-a}{D}\right)\right] \tag{5.18}$$

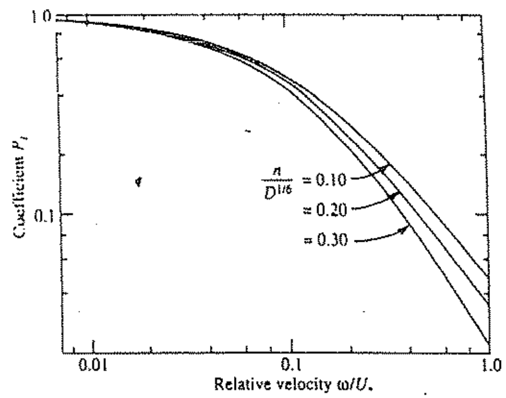


FIGURE 5.6
Relationship between P_L and ω/U_* (after Lane and Kalinske, 1941).

where C and C_a = suspended sediment concentrations at distances y and a above the bed, respectively, and

ω = fall velocity corresponding to d_{50}.

Equation (5.18) can be integrated through the depth of flow to obtain the average suspended concentration, provided that the concentration at $y = a$ is known.

We define P_L as

$$P_L = \bar{C}/C_a \tag{5.19}$$

where $\bar{C}$ = depth-integrated average sediment concentration. Then the suspended sediment load by weight can be computed as

$$q_{sw} = qC_aP_L \exp\left(\frac{15\omega a}{U_* D}\right) \tag{5.20}$$

The relationship between P_L and the relative fall velocity ω/U_*, in Imperial (English) units is shown in Fig. 5.6. In Eq. (5.20), C_a is the concentration in dry weight. When the concentration is expressed as a percentage, it must be multiplied by the unit weight of water (62.4 lb/ft^3) to give the concentration in dry weight.

5.4.2 Einstein's Approach

Einstein (1950) assumed that $\beta = 1$ and $k = 0.4$. Replacing U_* with U'_*, the shear velocity due to grain roughness, then gives

$$Z_1 = Z = \frac{\omega}{0.4U'_*} \tag{5.21}$$

The velocity can be expressed as

$$\frac{u}{U'_*} = 5.75 \log\left(30.2\frac{y}{\Delta}\right) \tag{5.22}$$

Substituting Eqs. (5.12) and (5.22) into (5.1a) and expressing C_a in terms of concentration by weight yields

$$q_{sw} = \int_a^D C_a\left(\frac{D-y}{y}\frac{a}{D-a}\right)^Z 5.75U'_* \log\left(\frac{30.2y}{\Delta}\right) dy \tag{5.23}$$

where $\Delta = k_s/x = d_{65}/x$
and x = a correction factor given in Fig. 3.9.
Replacing a with $E = a/D$ and y with $y' = y/D$,

$$\begin{aligned} q_{sw} &= \int_E^1 uCD\,dy' \\ &= U'_* C_a\left(\frac{E}{1-E}\right)^Z D5.75 \int_E^1 \left(\frac{1-y}{y}\right)^Z \log\left(\frac{30.2}{\Delta/D}\right) dy \\ &= 5.75C_aU'_*D\left(\frac{E}{1-E}\right)^Z\left[\log\left(\frac{30.2D}{\Delta}\right)\int_E^1\left(\frac{1-y}{y}\right)^Z dy \right. \\ &\quad \left. + 0.434\int_E^1\left(\frac{1-y}{y}\right)^Z \ln y\,dy\right] \end{aligned} \tag{5.24}$$

Because it was not possible to integrate Eq. (5.24) analytically, Einstein (1950) rewrote it as

$$q_{sw} = 11.6U'_*C_a a\left[2.303\log\left(\frac{30.2D}{\Delta}\right)I_1 + I_2\right] \tag{5.25}$$

and numerically integrated the terms I_1 and I_2 for various E and Z values, , where

$$\left.\begin{aligned} I_1 &= 0.216\frac{E^{Z-1}}{(1-E)^Z}\int_E^1\left(\frac{1-y}{y}\right)^Z dy \\ I_2 &= 0.216\frac{E^{Z-1}}{(1-E)^Z}\int_E^1\left(\frac{1-y}{y}\right)^Z \ln y\,dy \end{aligned}\right\} \tag{5.26}$$

The values of I_1 and I_2 in terms of A for values of Z can be obtained from Figs. 5.7 and 5.8, respectively.

Einstein (1950) assumed that $a = 2d$, where d is the representative grain size of bed material, and the concentration at $y = a$ is

$$C_a = \frac{A_S i_{BW} q_{bw}}{aU_B} \tag{5.27}$$

where $i_{BW}q_{bw}$ = bed-load transport rate by weight of size i_{BW},
U_B = average bed-load velocity, which was assumed by Einstein to be proportional to U'_*, and
A_S = a correction factor (= 1/11.6).

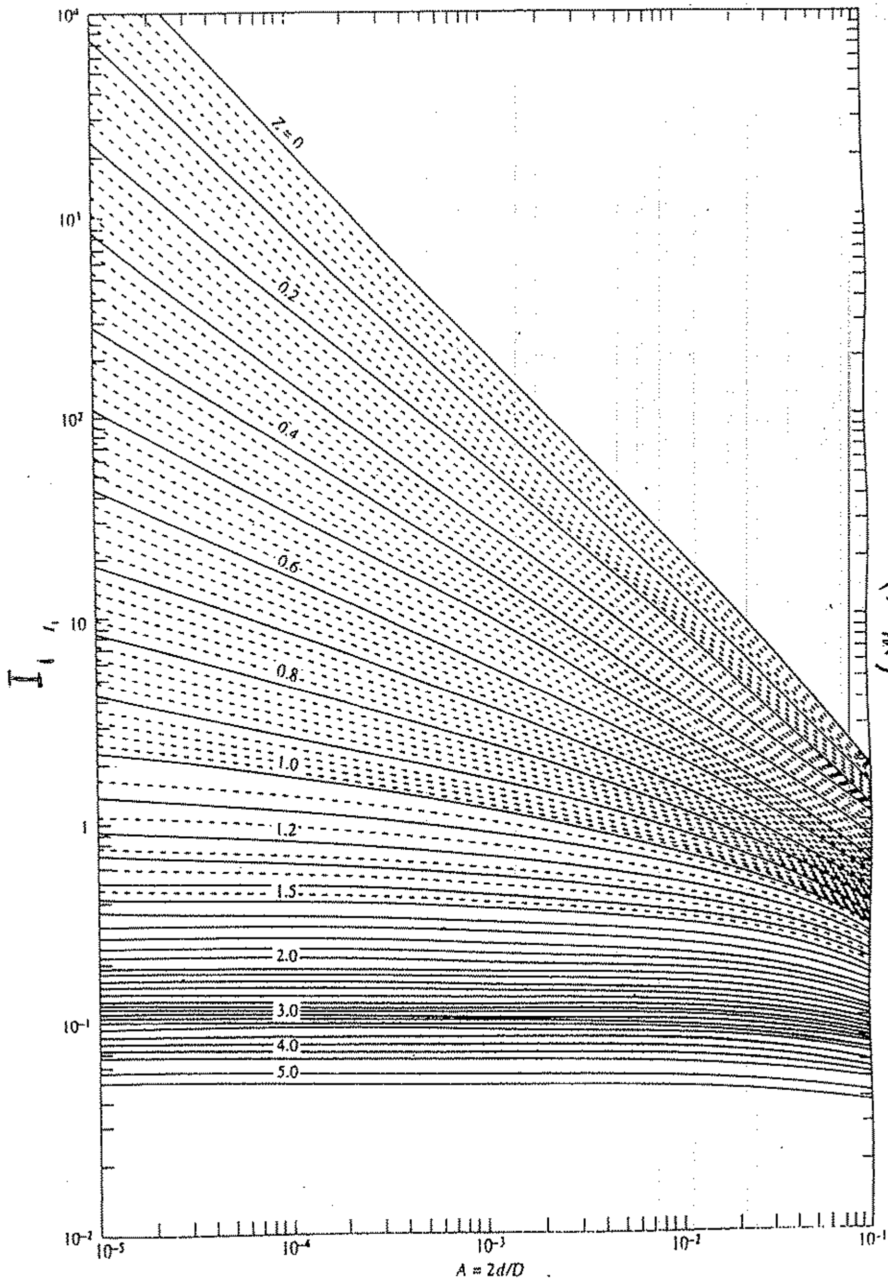


FIGURE 5.7
The function I_1 in terms of A for different values of Z (Einstein, 1950).

(٣٠٧)

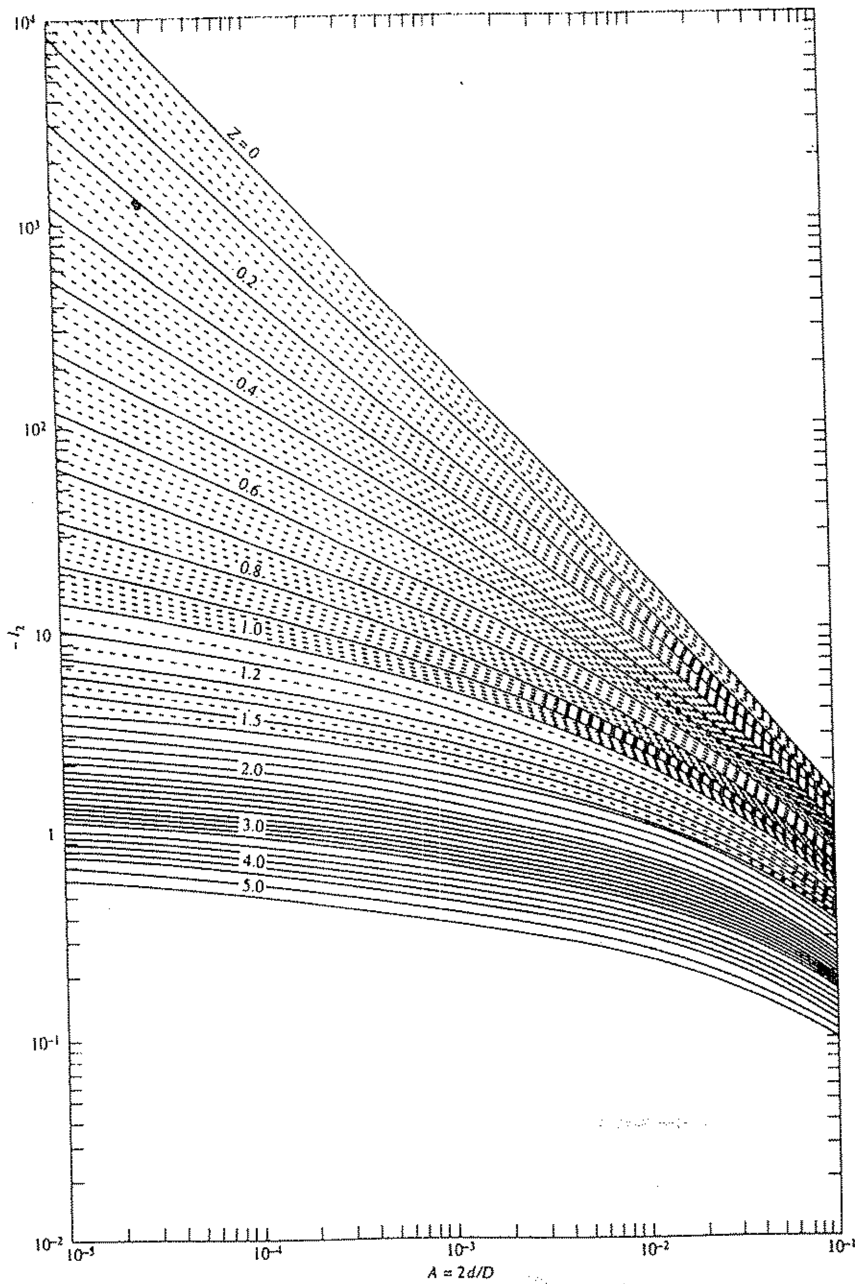


FIGURE 5.8
The function I_2 in terms of A for different values of Z (Einstein, 1950).

With these assumptions, Eq. (5.27) becomes

$$C_a = \frac{1}{11.6}\frac{i_{Bw}q_{bw}}{aU'_*} \tag{5.28}$$

The equation for suspended load discharge for each fraction $i_{sw}q_{sw}$ can be derived from Eqs. (5.25) and (5.28), i.e.,

$$i_{sw}q_{sw} = i_{Bw}q_{bw}\left[2.303\log\left(\frac{30.2D}{\Delta}\right)I_1 + I_2\right]$$

$$= i_{Bw}q_{bw}(P_E I_1 + I_2) \tag{5.29a}$$

or

$$q_{sw} = 11.6U'_* C_a a\left\{\left[2.303\log\frac{30.2D}{\Delta}\right]I_1 + I_2\right\} \tag{5.29b}$$

where

$$P_E = 2.303\log\frac{30.2D}{\Delta} \tag{5.30}$$

where C_a = concentration by dry weight at $y = a$.
Equation (5.29a) relates the bed-load transport to suspended load transport for all size fractions for which the bed-load function exists.

Equation (5.30) is dimensionally homogeneous, and may be solved using any consistent system of units. The unit of q_{sw} is weight per unit time and width.

5.4.3 Brooks' Approach

Brooks (1963) assumed that the logarithmic velocity distribution is applicable and the vertical sediment concentration follows Eq. (5.13), giving a relationship similar to that of Einstein (1950):

$$q_{sw} = C_{md}q\left[1 + \frac{U_*}{kV}\int_E^1\left(\frac{1-y}{y}\right)^{Z_1}dy + \frac{U_*}{kV}\int_E^1\left(\frac{1-y}{y}\right)^{Z_1}\ln y\,dy\right] \tag{5.31}$$

where q = water discharge per unit width and

C_{md} = reference sediment concentration at $y = \frac{1}{2}D$.

Equation (5.31) can also be expressed in terms of a transport function T_B:

$$\frac{q_{sw}}{C_{md}q} = T_B\left(k\frac{V}{U_*}, Z_1, E\right) \tag{5.32}$$

Taking a lower limit of integration at $u = 0$, and

$$E = e^{-(kV/U_*)-1} \tag{5.33}$$

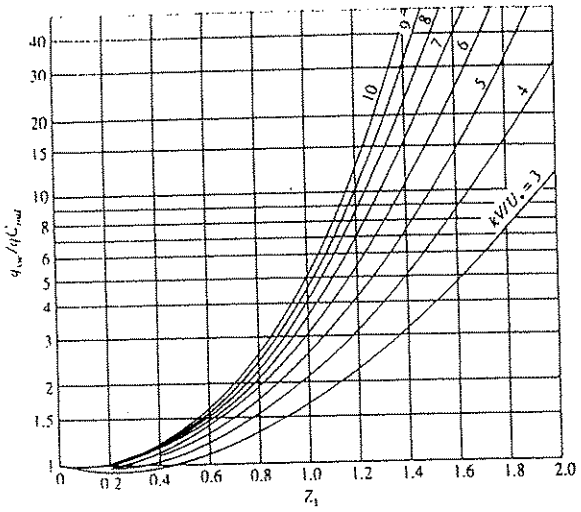


FIGURE 5.9
Brook's suspended load transport function (Brooks, 1963).

Eq. (5.32) reduces to

$$\frac{q_{sw}}{qC_{md}} = T_B\left(k\frac{V}{U_*}, Z_1\right) \tag{5.34}$$

where q_{sw} = sediment weight per unit time and width.
The application of this relation is illustrated by Fig. 5.9.

5.4.4 Chang, Simons, and Richardson's Approach

Chang, Simons, and Richardson (1965) assumed that Eq. (5.15) is valid and rewrote it as

$$\varepsilon_s = \beta k D \xi U_*(1-\xi)^{1/2} \tag{5.35}$$

where $\xi = y/D$ and
$U_* = (gDS)^{1/2}$.
Substituting Eq. (5.35) into Eq. (5.6) yields

$$\frac{C}{C_a} = A_1\left[\frac{\xi_a^{1/2}}{1-(1-\xi_a)^{1/2}}\right]^{Z_1} \tag{5.36}$$

with

$$A_1 = \left[\frac{1-(1-\xi_a)^{1/2}}{(\xi_a)^{1/2}}\right]^{Z_1}, \quad Z_2 = \frac{2\omega}{\beta U_* k}, \quad \xi_a = \frac{a}{D}$$

Then the expression for the suspended load becomes

$$q_{sw} = \int_a^D Cu\,dy$$
$$= DC_a\left(VI_1 - \frac{2U_*}{k}I_2\right) \tag{5.37a}$$

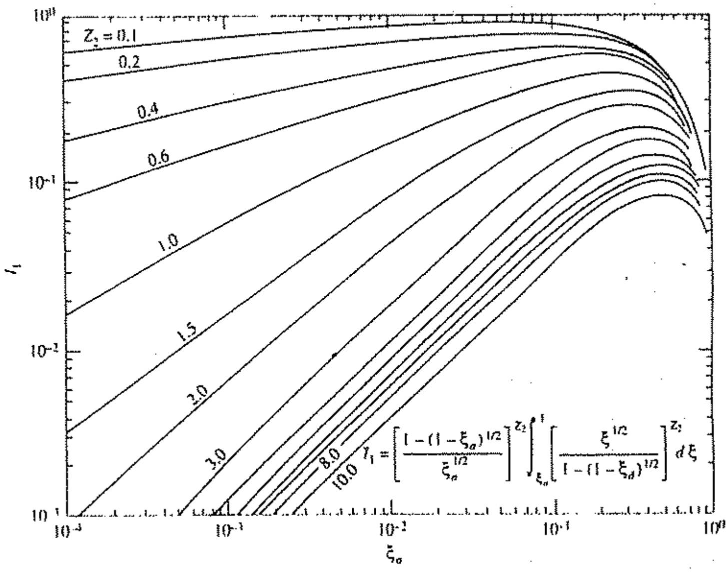


FIGURE 5.10
The function I_1 in terms of relative contact bed material layer thickness ξ_a for various values of the exponent Z_2 (Chang *et al.*, 1965).

where I_1 and I_2 = integrals that can be obtained from Figs. 5.10 and 5.11, respectively.
The transport rate q_{sw} in Eq. (5.37*a*) is measured in weight per unit volume of water–sediment mixture.

If q_{sw} is expressed in weight per second per unit channel width and C_a is concentration by weight then

$$q_{sw} = \gamma DC_a\left(VI_1 - \frac{2U_*}{k}I_2\right) \tag{5.37b}$$

Similarly to Einstein's approach, Eq. (5.37*a*) can be reduced to

$$q_{sw} = R_s q_{bw} \tag{5.38}$$

by assuming that the velocity of bed sediment $u_b = 0.8V$, where

$$R_s = \frac{D}{0.8aV}\left(VI_1 - \frac{2U_*}{k}I_2\right) \tag{5.39}$$

and that the thickness of bed layer is based on DuBoys' (1879) assumption, i.e.,

$$a = j\frac{\tau - \tau_c}{(1-\lambda)(\gamma_s - \gamma)\tan\phi} \tag{5.40}$$

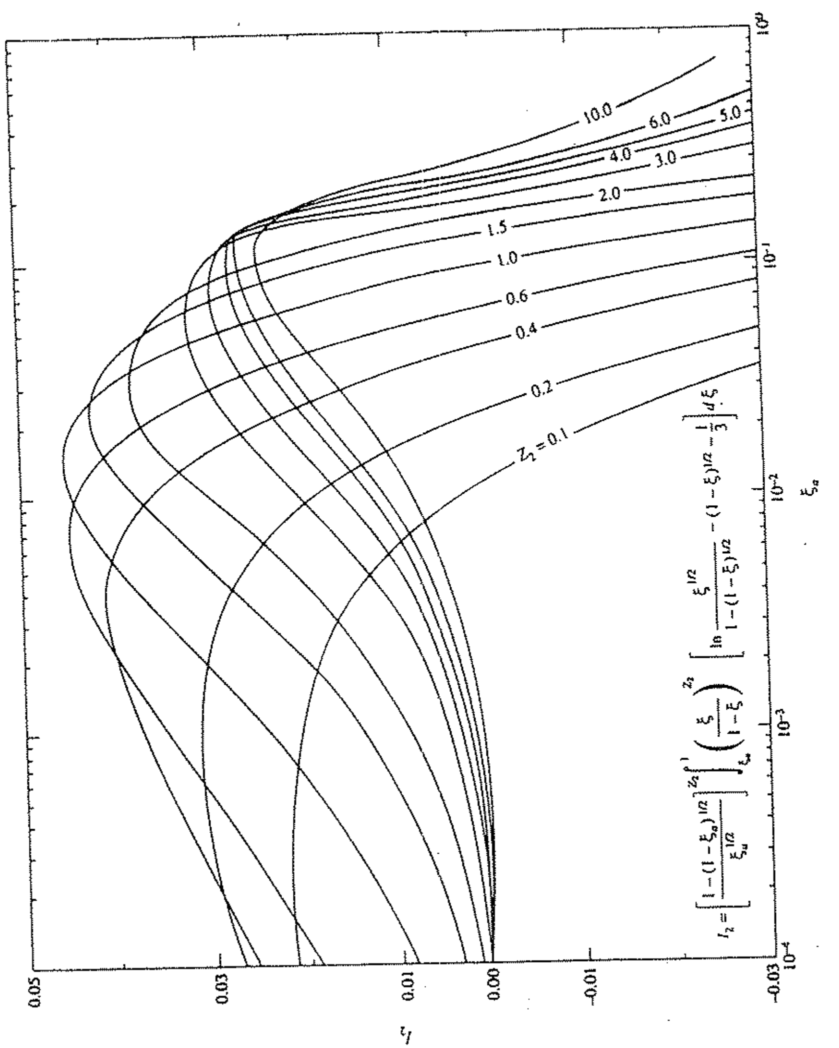


FIGURE 5.11
The function I_2 in terms of relative contact bed material layer thickness ξ_a for various values of exponent Z_2 (Chang *et al.*, 1965).

where τ and τ_c = the shear stress on the bed and the critical shear stress, respectively,
j = experimental constant (= 10),
λ = porosity of bed material, and
ϕ = angle of repose of the submerged bed material.

Example 5.1. Given the following data, compute the suspended load using Lane and Kalinske's method, Einstein's method, Brooks' method, and Chang, Simons, and Richardson's method:

$q = 5\ (\text{m}^3/\text{s})/\text{m} = 53.8\ (\text{ft}^3/\text{s})/\text{ft}$, $\omega = 0.07\ \text{m/s} = 2.75\ \text{in./s}$,
$R = R' = D = 5\ \text{m} = 196.8\ \text{in.}$, $a = 0.25\ \text{m} = 9.84\ \text{in.}$,
$C_a = 0.0001$ by dry weight, $n = 0.02$, $S = 0.0001$,
$g = 9.81\ \text{m/s}^2 = 386.22\ \text{in./s}^2$, $\nu = 0.000\,001\ \text{m}^2/\text{s} = 0.001\,55\ \text{in.}^2/\text{s}$,
$d_{65} = 0.0006\ \text{m} = 0.0236\ \text{in.}$, $\gamma = 62.4\ \text{lb/ft}^3$.

Solution

Lane and Kalinske's method. From Eq. (5.20),

$$q_{sw} = qC_aP_L \exp\left(\frac{15\omega a}{U_* D}\right)$$

$$U_* = (gDS)^{1/2} = [(386.22)(196.8)(0.0001)]^{1/2} = 2.75\ \text{in./s}$$

$$\exp\left(\frac{15\omega a}{U_* D}\right) = \exp\left[\frac{(15)(2.75)(9.84)}{(2.75)(196.8)}\right] = 2.117$$

$$\frac{n}{D^{1/6}} = \frac{0.02}{(196.8)^{1/6}} = 0.008, \qquad \frac{\omega}{U_*} = 1.0$$

From Fig. 5.6, $P_L = 0.065$

$$q_{sw} = (53.8\ \text{ft}^2/\text{s})(62.4\ \text{lb/ft}^3)(0.0001)(0.065)(2.117) = 0.046\ (\text{lb/s})/\text{ft}$$

Einstein's method. From Eq. (5.29*b*),

$$q_{sw} = 11.6U'_*C_a a\left[\left(2.303 \log \frac{30.2D}{\Delta}\right)I_1 + I_2\right]$$

$$a = 2d_{65} = 0.0472\ \text{in.} = 0.003\,937\ \text{ft}$$

$$U'_* = U_* = 2.75\ \text{in./s} = 0.229\ \text{ft/s}$$

$$\frac{k_s}{\delta'} = \frac{U'_* d_{65}}{11.6\nu} = \frac{(2.75)(0.0236)}{(11.6)(0.001\,55)} = 3.61$$

From Fig. 3.9, $x = 1.15$,

$$\Delta = \frac{k_s}{x} = \frac{d_{65}}{x} = \left(\frac{0.0236}{1.15}\right) = 0.021\ \text{in.}$$

Assuming $d = d_{65}$,

$$A = \frac{2d}{D} = \frac{0.0472}{196.8} = 2.4 \times 10^{-4}$$

From Eq. (5.21),

$$Z = \frac{\omega}{0.4U'_*} = \frac{2.75}{(0.4)(2.75)} = 2.5$$

From Fig. 5.7 with $Z = 2.5$, $A = 2.4 \times 10^{-4}$,

$$I_1 = 0.16$$

From Fig. 5.8,

$$I_2 = -1.2$$

From Eq. (5.25),

$$q_{sw} = (11.6)(0.229\ \text{ft/s})(10^{-4})(62.4\ \text{lb/ft}^3)(0.003\,937\ \text{ft}) \times \left\{\left[2.303 \log \frac{(30.2)(16.404\ \text{ft})}{0.00171\ \text{ft}}\right](0.16) - 1.2\right\}$$

$$= 5.3 \times 10^{-5}\ (\text{lb/s})/\text{ft}$$

Brooks' method. We have

$$Z = \frac{\omega}{kU_*} = \frac{2.75}{(0.4)(2.75)} = 2.5$$

From Fig. 5.3,

$$Z_1 = 2.2 = Z/\beta, \quad \beta = 1.14$$

$$y = 2.5$$

$$\frac{C_{md}}{C_a} = \left(\frac{D-y}{y}\frac{0.25}{5-0.25}\right)^{2.2}$$

$$= 0.001\,537$$

$$C_{md} = (0.0001)(0.001\,537) = 1.537 \times 10^{-7}$$

$$k\frac{V}{U_*} = 0.4\frac{(5/5)}{(2.75)(0.0254)} = 5.73$$

Extending the curves in Fig. 5.9 to $Z_1 = 2.2$,

$$\frac{q_{sw}}{qC_{md}} = 280$$

$$q_{sw} = (280)[53.8\ (\text{ft}^3/\text{s})/\text{ft}](62.4\ \text{lb/ft}^3)(1.537 \times 10^{-7})$$

$$= 0.144\ (\text{lb/s})/\text{ft}$$

Chang, Simons, and Richardson's method. From Eq. (5.37*b*),

$$q_{sw} = \gamma D C_a\left(VI_1 - \frac{2U_*}{k}I_2\right)$$

$$\xi_a = \frac{a}{D} = \frac{0.25}{5} = 0.05$$

$$Z_2 = \frac{2\omega}{\beta U_* k} = \frac{2(0.07)}{(1.14)(0.07)(0.4)} = 4.38$$

From Fig. 5.10,

$$I_1 = 0.04$$

From Fig. 5.11,

$$I_2 = 0.025$$

$$q_{sw} = (1\ \text{metric ton/m}^3)(5\ \text{m})(0.0001)\left[(1\ \text{m/s})(0.04) - \frac{2(0.07\ \text{m/s})(0.025)}{0.4}\right]$$

$$= 0.000\,015\,6\ (\text{metric ton/s})/\text{m}$$

$$= (0.000\,015\,6\ (\text{metric ton/s/m})(2204.62\ \text{lb/metric ton})\left(\frac{1\ \text{m}}{3.28\ \text{ft}}\right)$$

$$= 0.0105\ (\text{lb/s})/\text{ft}$$

PROBLEMS

5.1. The Rouse equation is one of the basic equations used by researchers for the determination of vertical suspended sediment concentration distribution in a given cross-section. What is the fundamental principle used in developing the Rouse equation?

5.2. Explain, on the basis of Eq. (5.2), why suspended sediment particles will not eventually all settle to the bottom of a turbulent open-channel flow.

5.3. The following suspended bed-material concentration and associated sediment and hydraulic parameters were measured from the Mississippi River at St. Louis: median bed-material particle diameter $d_{50} = 0.25$ mm, average flow velocity $V = 5.11$ ft/s, water surface slope $S = 0.000\,072$, measured suspended bed-material concentration $C_m = 147.8$ ppm by weight, water temperature $T = 1.7°$C, average flow depth $D = 34$ ft, river width $W = 1672$ ft. Assume that the bed materials are fairly uniform in size. Compute the suspended sediment concentration using Lane and Kalinske's method, Einstein's method, Brooks' method, and Chang, Simons and Richardson's method. Compare the computed results with the measured result. Assume that the C_a and a values in Ex. 5.1 are applicable.

5.4. Compute the suspended sediment concentration using Einstein's method based on the data given in Problem 4.2.

REFERENCES

Brooks, N. H. (1963). "Calculation of Suspended Load Discharge from Velocity Concentration Parameters," *Proceedings of Federal Interagency Sedimentation Conference*, U.S. Department of Agriculture, Miscellaneous Publication no. 970.

Chang, F. M., D. B. Simons, and E. V. Richardson (1965). "Total Bed-Material Discharge in Alluvial Channels," U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1498-I.

Chien, N. (1954). "The Present Status of Research on Sediment Transport," *Proceedings of the ASCE*, vol. 80, pp. 565-1–565-33.

DuBoys, M. P. (1879). "Etudes du Regime et l'Action Exercée par les Eaux sur un Lit á Fond de Graviers Indefiniment Affouilable," *Annales de Ponts et Chaussés*, ser. 5, vol. 18, pp. 141–195.

Einstein, H. A. (1950). "The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows," U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Technical Bulletin no. 1026.

Yang (1966)

بار رسوبی کف

where q_b = bed-load [in (kg/s)/m],
q = water discharge [in (kg/s)/m],
S = slope, and
d = particle size (in m).

The constants 17 and 0.4 are valid only for sand with a specific gravity of 2.65. Meyer-Peter's formula can be applied only to coarse material with particle size greater than 3 mm. For mixtures of nonuniform material, d should be replaced by d_{35}, where 35% of the mixture is finer than d_{35}. Comparisons between Eq. (4.14) and data are shown in Fig. 4.5(a).

4.3.2 Meyer-Peter and Müller's Approach

After 14 years of research and analysis, Meyer-Peter and Müller (1948) transformed the Meyer-Peter formula (4.14) into the Meyer-Peter and Müller formula

$$\gamma\left(\frac{K_s}{K_r}\right)^{3/2} RS = 0.047(\gamma_s - \gamma)d + 0.25\rho^{1/3}q_b^{2/3} \tag{4.15a}$$

where γ and γ_s = specific weights of water and sediment, (in metric tons/m³), respectively,
R = hydraulic radius (in m),
S = energy slope,
d = mean particle diameter (in m),
ρ = specific mass of water (in metric ton-s/m⁴),
q_b = bedload rate in underwater weight per unit time and width [in (metric ton/s)/m], and
$(K_s/K_r)^{3/2}S$ = the kind of slope, which is adjusted such that only a portion of the total energy loss, namely, that due to the grain resistance S_r, is responsible for the bed-load motion.

Equation (4.15a) can also be expressed in dimensionless form as

$$\left[\frac{q_s(\gamma_s - \gamma)}{\gamma_s}\right]^{2/3}\left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3}\frac{0.25}{(\gamma_s - \gamma)d} = \frac{(K_s/K_r)^{3/2}\gamma RS}{(\gamma_s - \gamma)d} - 0.047 \tag{4.15b}$$

The energy slope can be obtained from Strickler's formula

Manning's

$K = \frac{1}{n}$

$$S = \frac{V^2}{K_s^2 R^{4/3}} \tag{4.16}$$

If the energy loss due to grain resistance can also be calculated from Strickler's formula

$$S_r = \frac{V^2}{K_r^2 R^{4/3}} \tag{4.17}$$

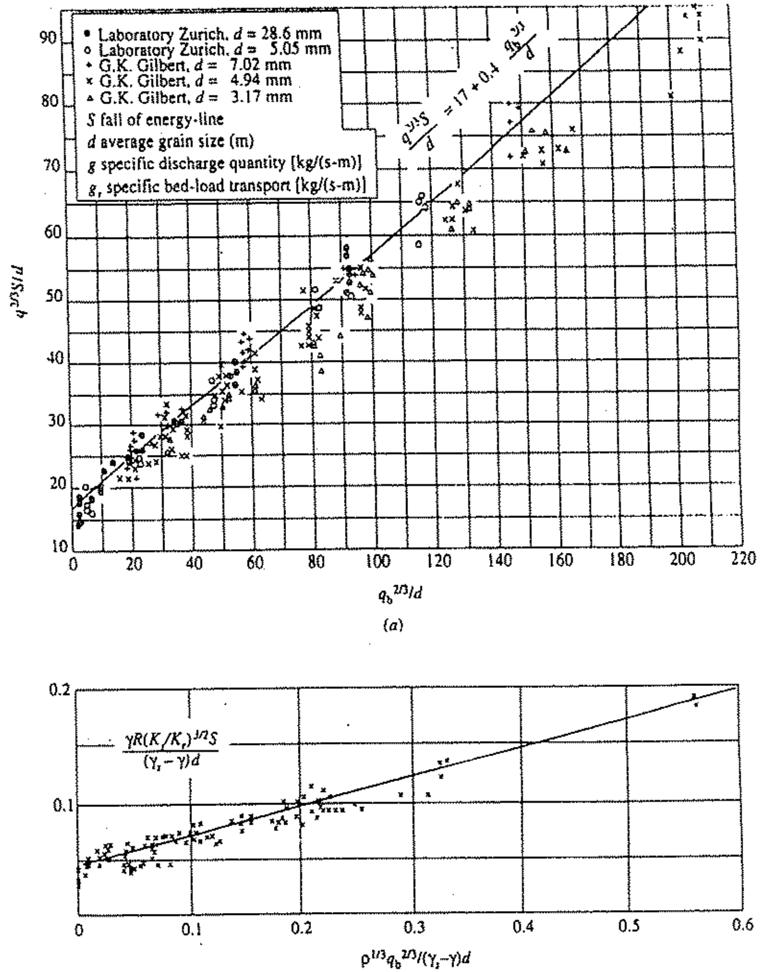


FIGURE 4.5
Meyer-Peter (1934) and Meyer-Peter and Müller transport functions: (a) Meyer-Peter *et al.* (1934); (b) Meyer-Peter and Müller (1948).

then

$$\frac{K_s}{K_r} = \left(\frac{S_r}{S}\right)^{1/2} \tag{4.18}$$

However, test results showed the relationship to be of the form

$$\left(\frac{K_s}{K_r}\right)^{3/2} = \frac{S_r}{S} \tag{4.19}$$

(۳۱۲)

which is used in Eq. (4.15). The coefficient K_r was determined by Müller as

$$K_r = \frac{26}{d_{90}^{1/6}} \tag{4.20}$$

where d_{90} = the size of sediment for which 90% of the material is finer.
From Eqs. (4.15*a*), (4.17), (4.19), and (4.20), the rate of bed-load can be calculated. The Meyer-Peter and Müller formula enjoys great popularity in Central Europe.

برای آستانه حرکت از دبی بحرانی استفاده کرده است.

4.4 DISCHARGE APPROACH

Schoklitsch pioneered the use of water discharge for the determination of bed load. There are two Schoklitsch formulas: the first was published in 1934 and the second in 1943. The 1934 Schoklitsch formula in metric units is

$$q_b = 7000\frac{S^{3/2}}{d^{1/2}}(q - q_c) \tag{4.21}$$

where q_b = bed load [in (kg/s)/m],
d = particle size (in mm), and
q and q_c = water discharge and critical discharge at incipient motion, respectively [in (m³/s)/m].

The critical water discharge in Eq. (4.21) for sediments with specific gravity 2.65 is given by

$$q_c = \frac{0.000\,019\,44d}{S^{4/3}} \tag{4.22}$$

Equation (4.22) was determined by plotting, for given flow and grain diameter, a curve of bed-load as ordinate against slope as abscissa; and then extrapolating the curve to zero bed-load to obtain the intercept with the abscissa. This intercept is the critical slope for a given water discharge and particle size.

The 1943 Schoklitsch formula in metric units is

$$q_b = 2500S^{3/2}(q - q_c) \tag{4.23}$$

For sediments with specific gravity 2.65, the critical discharge in Eq. (4.23) is

$$q_c = \frac{0.6d^{3/2}}{S^{7/6}} \tag{4.24}$$

where d = the particle size (in m).

4.5 VELOCITY APPROACH

The basic DuBoys formula (4.5), can be rewritten as

$$\begin{aligned} q_b &= K(\gamma SD)(\gamma SD - \gamma SD_c) \\ &= K(\gamma S)^2(D)(D - D_c) \end{aligned} \tag{4.25}$$

where D and D_c = normal and critical water depths at incipient motion, respectively.

Donate (1929) assumed that Chezy's equation can be used and that Chezy's C value remains the same for D and D_c. Equation (4.25) can then be changed to

$$q_b = \frac{K}{C^4}\gamma^2V^2(V^2 - V_c^2) \tag{4.26}$$

where C = Chezy's roughness coefficient,
γ = specific weight of water, and
V and V_c = average and critical velocities at incipient motion, respectively.

The K value can be obtained from Fig. 4.2.

4.6 BED FORM APPROACH

The bed-load can be computed directly from the bed form movement. Consider the case shown in Fig. 3.3; the continuity equation of the sand wave is

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{(1-p)}\frac{\partial q_b}{\partial x} = 0 \tag{4.27}$$

where p = porosity of sand bed.
Let

$$\delta = x - V_s t \tag{4.28}$$

where V_s = velocity of sand wave.
Then

$$\frac{\partial y}{\partial t} = \frac{\partial y}{\partial \delta}\frac{\partial \delta}{\partial t} = -V_s\frac{dy}{d\delta} \tag{4.29}$$

$$\frac{\partial q_b}{\partial x} = \frac{\partial q_b}{\partial \delta}\frac{\partial \delta}{\partial x} = \frac{\partial q_b}{d\delta} \tag{4.30}$$

Equation (4.27) becomes

$$-V_s\frac{dy}{d\delta} + \frac{1}{1-p}\frac{dq_b}{d\delta} = 0 \tag{4.31}$$

Integration of Eq. (4.31) yields

$$\begin{aligned} q_b &= (1-p)V_sY_v \\ &= (1-p)V_s\frac{A}{2} \end{aligned} \tag{4.32}$$

where Y_v = volume of sediment moved per unit width = $A/2$ and
A = average amplitude of triangular sand wave.

Equation (4.32) can be used to determine bed-load movement if the size of the bed form is measured.

Step 3: bed-load by weight per unit width of a given size $i_{Bw}q_{bw}$ can be computed from Eq. (4.41), i.e.,

$$\phi_* = \frac{i_{Bw}q_{bw}}{i_{bw}\rho_s g}\left[\frac{\rho}{(\rho_s-\rho)gd^3}\right]^{1/2} \tag{4.41'}$$

Step 4: the total bed-load can be obtained by following the preceding steps for each size fraction and summing the results over the size range of bed material.

Step 5: for mixtures with small size spread, the total bed material of the mixture can be determined directly using d_{35} as the effective diameter.

It is laborious to solve the resistance-to-flow problem using the Einstein procedure explained in Chapter 3. Vanoni and Brooks (1957) simplified the solution of the problem by using two parameters V^3/gvs and $V/(gk_sS)^{1/2}$, where $k_s = d_{65}$, as shown in Fig. 4.8(*a*). This figure was extended to higher values of V^3/gvS as shown in Fig. 4.8(*b*) (Simons and Sentürk, 1976). Figures 4.8(*a, b*) can be used in conjunction with the procedure described above to determine the bedload transport rate.

4.7.2 The Einstein–Brown approach

Brown (1950) developed a bed-load transport function based on Einstein's (1942) formula, i.e.,

$$\phi = f\left(\frac{1}{\psi}\right) \tag{4.58}$$

where

$$\phi = \frac{q_{bv}}{\gamma_s K[g(\gamma_s/\gamma - 1)d^3]^{1/2}} \tag{4.59}$$

حجمي

$$\frac{1}{\psi} = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)d} \tag{4.60}$$

$$K = \left[\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{gd^3(\gamma_s/\gamma - 1)}\right]^{1/2} - \left[\frac{36\nu^2}{gd^3(\gamma_s/\gamma - 1)}\right]^{1/2} \tag{4.61}$$

The bed-load discharge q_{bv} in Eq. (4.59) is given as volume per unit time. Equation (4.59) can also be written as

$$\phi = \frac{q_{bw}}{K[g(\gamma_s - \gamma)d^3]^{1/2}} \tag{4.62}$$

وزني

where q_{bv} and q_{bw} = bed-load discharges by volume and weight, respectively. Equation (4.60) is identical to the Shields parameter shown in Fig. 2.2. The d_{50}

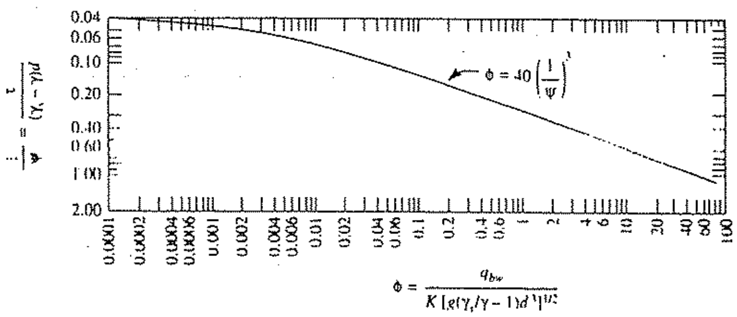


FIGURE 4.9
$\phi = f(1/\psi)$ for the Einstein–Brown formula (Brown, 1950).

value should be used for d in the Einstein–Brown formula. The functional relationship given by Eq. (4.58) is shown in Fig. 4.9. When $1/\psi$ is greater than 0.09, the Einstein–Brown formula can be expressed as

$$\phi = 40\left(\frac{1}{\psi}\right)^3 \tag{4.63}$$

4.8 STOCHASTIC APPROACH

The concept of describing the bed-load movements of a single particle by step length and rest period was introduced by Einstein (1937). This concept can be used directly in conjunction with the analysis of bed form profile for the determination of bed-load transport rate.

A general one-dimensional stochastic model was developed by Yang and Sayre (1971) to simulate the movement of a single sediment particle along an alluvial bed. A particle may roll along the bed or may be entrained temporarily in the flow and then rest on the bed, where it will remain, usually becoming covered by other particles until it is re-exposed and can take another step. Thus, the movement of a particle can be described as a stochastic process consisting of alternating sequence of steps and rest periods.

Let $\{X_i : i = 1, 2, 3, \ldots\}$ be a set of random variables describing step lengths that are independently and identically distributed according to a probability density function $f_x(x)$, and let $\{T_i : i = 1, 2, 3, \ldots\}$ be a set of random variables describing rest period durations that are independently and identically distributed according to a probability density function $f_T(t)$. If the initial condition is that the process starts with a rest period then the total displacement for a particle after n steps from the origin is

$$x(n) = \sum_{i=0}^{n} X_i = \sum_{i=1}^{n} X_i \tag{4.64}$$

4.10 EQUAL MOBILITY APPROACH

The hypothesis of equal mobility was proposed by Parker (1990) and Parker *et al.* (1982) for the development of a bed-load or gravel transport formula. They assumed that bed-load transport in gravel bed rivers is accomplished by means of the mobilization of grains exposed on the bed surface. This mobilization results from the action of fluid forces on the exposed grains. Substrate particles can participate in the bed-load movement only to the extent that local or global scour results in their exposure on the surface. The coarser surface layer with bed-load movement is referred as the pavement, which is different from the immobile armor layer. A consequence of the equal mobility hypothesis is that the bed-load size distribution is approximated by that of the substrate for all flows capable of mobilizing most available gravel sizes.

This approximation allowed Parker *et al.* (1982) to develop an empirical gravel transport relationship based solely on field data. By choosing appropriate parameters, the relationship between a dimensionless bed-load transport function W_i^* and a dimensionless shear stress parameter ϕ_i is shown in Fig. 4.10. These parameters are defined as

$$W_i^* = \frac{(\gamma_s/\gamma - 1)q_{bi}}{p_i(gDS)^{1/2}DS} \tag{4.79}$$

$$\phi_i = \frac{DS}{(\gamma_s/\gamma - 1)d_i\tau_{ri}^*} \tag{4.80}$$

The value of τ_{ri}^* based on d_{50} is 0.0875, i.e.,

$$\tau_{ri}^* = 0.0875 d_{50}/d_i \tag{4.81}$$

where q_{bi} = bed-load per unit channel width in size fraction d_i and
p_i = fraction by weight in size d_i.

Because of equal mobility of all sizes, only one grain size, namely, the subpavement size d_{50}, is used to characterize bed-load discharge as a function of the dimensionless shear stress, i.e., $d_i = d_{50}$

$$W^* = 0.0025 \exp[14.2(\phi_{50} - 1) - 9.28(\phi_{50} - 1)^2], \quad 0.95 < \phi_{50} < 1.65 \tag{4.82}$$

or

$$W^* = 11.2\left(1 - \frac{0.822}{\phi_{50}}\right)^{4.5}, \quad \phi_{50} > 1.65 \tag{4.83}$$

In Eqs. (4.82) and (4.83), ϕ_{50} is based on the subpavement size d_{50}. These two

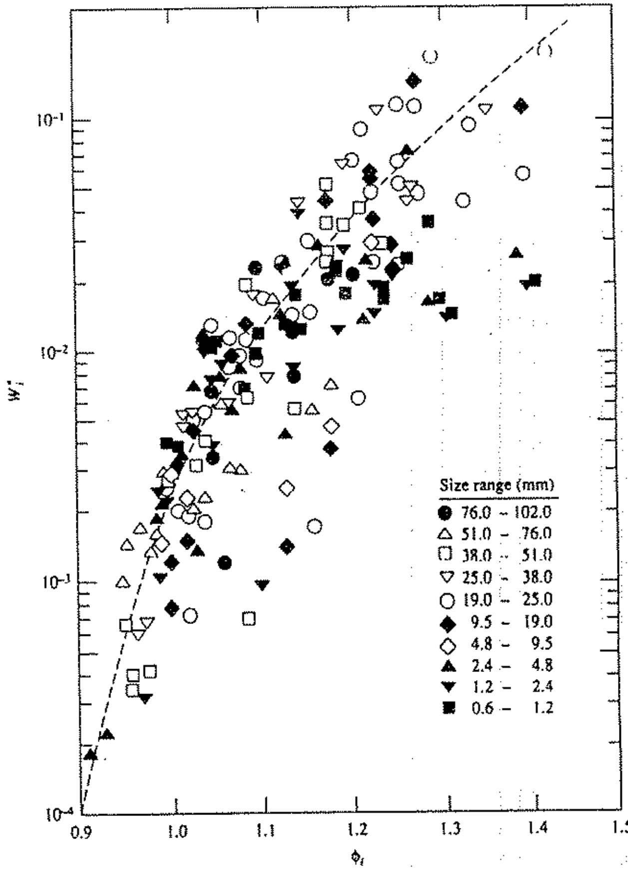


FIGURE 4.10
Similarity plot of W_i^* with indicated size ranges (Parker *et al.*, 1982).

equations were empirically fitted using field data from several gravel-bed streams with grain sizes ranging from 18 to 28 mm.

PROBLEMS

4.1. It has been assumed in this chapter that the bed-load transport rate could be expressed as a function of shear stress, slope, or velocity. Show that these assumptions are actually interchangeable. In order to make them interchangeable, what basic assumption must be made, and what is its weakness?

4.2. The following data were measured by the U.S. Bureau of Reclamation from a river station: water discharge $Q = 7000\ \text{ft}^3/\text{s}$, average depth $D = 9.8$ ft, slope $S = 0.000\,44$, width $W = 200$ ft, Manning's roughness coefficient $n = 0.04$, particle size $d_{90} = 0.46$ mm, and water temperature $T = 10°\text{C}$. The bed-material size distribution

Yang (1966)

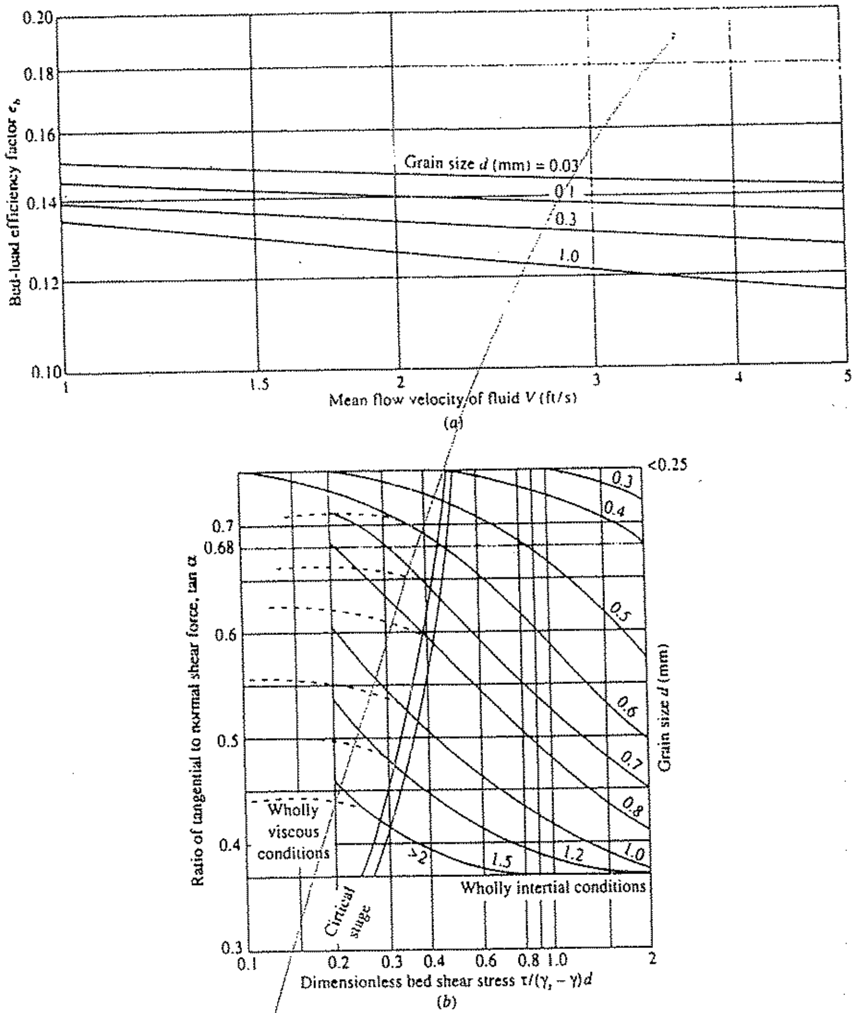


FIGURE 6.5
Variation of e_b and $\tan\alpha$ in Bagnold's bed-load transport function (Bagnold, 1966).

In Eq. (6.38), τV is the stream power or the power per unit area acting along the bed. The values of e_b and $\tan\alpha$ as given by Bagnold are shown in Fig. 6.5.

The rate of work needed in transporting the suspended load is

$$\phi_s = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} q_{sw} \frac{\omega}{\bar{u}_s} \tag{6.39}$$

بار رسوبی کل

where q_{sw} = suspended load discharge in dry weight per unit time and width,
$\bar{u}_s$ = mean transport velocity of suspended load, and
ω = fall velocity of suspended sediment.

The rate of energy available for transporting the suspended load is

$$\phi_s' = \tau V(1 - e_b) \tag{6.40}$$

Based on general physics, the rate of work being done should be related to the power available times the efficiency of the system, i.e.,

$$\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} q_{sw} \frac{\omega}{\bar{u}_s} = \tau V(1 - e_b) e_s \tag{6.41}$$

where e_s = suspended load transport efficiency coefficient.
Equation (6.41) can be rearranged as

$$\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} q_{sw} = (1 - e_b) e_s \frac{\bar{u}_s}{\omega} \tau V \tag{6.42}$$

Assuming $\bar{u}_s = V$, Bagnold found $(1 - e_b)e_s = 0.01$ from flume data. Thus, the suspended load can be computed by

$$\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} q_{sw} = 0.01 \tau V^2/\omega \tag{6.43}$$

The total load in dry weight per unit time and unit width is the sum of bed-load and suspended load, i.e., from Eqs. (6.38) and (6.43),

$$q_t = q_{bw} + q_{sw} = \frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \tau V \left(\frac{e_b}{\tan\alpha} + 0.01 \frac{V}{\omega} \right) \tag{6.44}$$

where q_t = total load [in (lb/s)/ft].

بار رسوبی کل ؟

6.3.2.2 ENGELUND AND HANSEN'S APPROACH. Engelund and Hansen (1972) applied Bagnold's stream power concept and the similarity principle to obtain a sediment transport function

1967

$$f'\phi = 0.1\theta^{5/2} \tag{6.45}$$

with

$$f' = \frac{2gSD}{V^2} \tag{6.46}$$

$$\phi = q_t \left[\gamma_s \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) g d^3 \right]^{-1/2} \tag{6.47}$$

$$\theta = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) d} \tag{6.48}$$

where g = gravitational acceleration,
S = energy slope,
V = average flow velocity,
q_t = total sediment discharge by weight per unit width,
γ_s and γ = specific weights of sediment and water, respectively,
d = median particle diameter, and
τ = shear stress along the bed.

Strictly speaking, Eq. (6.45) should be applied to those flows with dune beds in accordance with the similarity principle. However, Engelund and Hansen found that it can be applied to the dune bed and the upper flow regime with particle size greater than 0.15 mm without serious deviation from the theory.

6.3.2.3 ACKERS AND WHITE'S APPROACH. Based on Bagnold's stream power concept, Ackers and White (1973) applied dimensional analysis to express the mobility and transport rate of sediment in terms of some dimensionless parameters. They postulated that only part of the shear stress on the channel bed is effective in causing the movement of coarse sediment; while in the case of fine sediment, suspended load movement predominates, and the total shear stress is effective in causing the movement of sediment. Their mobility number for sediment is

$$F_{gr} = U_*^n\left[gd\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right)\right]^{-1/2}\left[\frac{V}{\sqrt{32}\log(\alpha D/d)}\right]^{1-n} \tag{6.49}$$

where U_* = shear velocity,
n = transition exponent, depending on sediment size,
α = coefficient in rough turbulent equation (= 10),
d = sediment particle size, and , $d = d_{35}$
D = water depth.

They also expressed the sediment size by a dimensionless grain diameter

$$d_{gr} = d\left[\frac{g(\gamma_s/\gamma - 1)}{\nu^2}\right]^{1/3} \tag{6.50}$$

where ν = kinematic viscosity.
A general dimensionless sediment transport function can then be expressed as

$$G_{gr} = f(F_{gr}, d_{gr}) \tag{6.51}$$

with

$$G_{gr} = \frac{XD}{d\gamma_s/\gamma}\left(\frac{U_*}{V}\right)^n \tag{6.52}$$

where X = rate of sediment transport in terms of mass flow per unit mass flow rate, i.e., concentration by weight of fluid flux.

The generalized dimensionless sediment transport function can also be expressed as

$$G_{gr} = C\left(\frac{F_{gr}}{A} - 1\right)^m \tag{6.53}$$

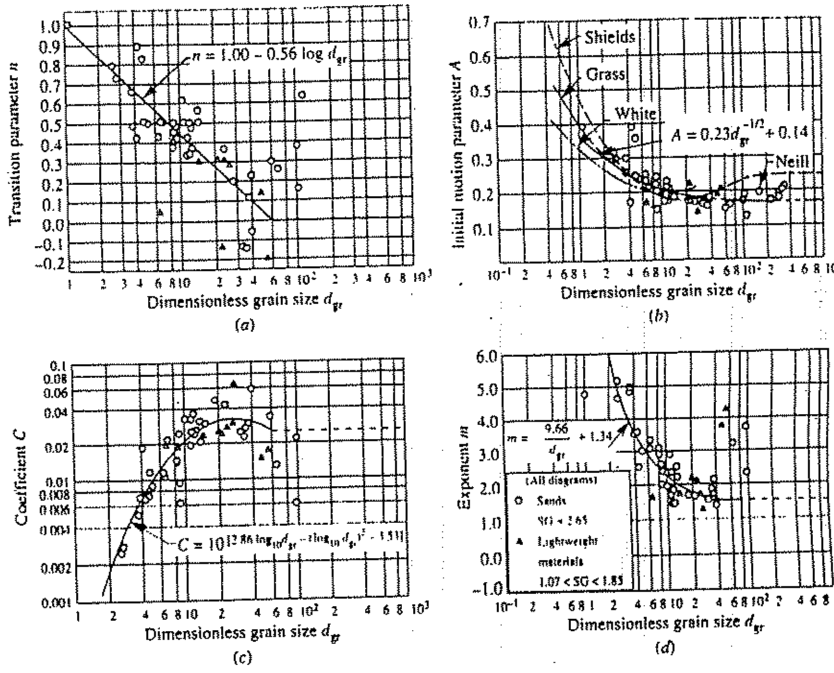


FIGURE 6.6
Coefficients in Ackers and White's sediment transport function (Ackers and White, 1973).

The values of A, C, m, and n were determined by Ackers and White (1973), (1990) based on best-fit curves of laboratory data with sediment size greater than 0.04 mm and Froude number less than 0.8, ~~as shown in Fig. 6.6.~~

The procedures to use the best-fit relationships shown in Fig. 6.6 are summarized below.

→ For the transition zone with $1 < d_{gr} \leq 60$

$$m = \frac{6.83}{d_{gr}} + 1.67 \qquad n = 1.00 - 0.56 \log d_{gr} \tag{6.54}$$

$$A = 0.23 d_{gr}^{-1/2} + 0.14 \tag{6.55}$$

$$\log C = 2.79 \log(d_{gr}) - 0.98 [\log d_{gr}]^2 - 3.46$$

→ For coarse sediments, $d_{gr} > 60$,

$$n = 0.00 \tag{6.56}$$

$$A = 0.17 \tag{6.57}$$

$$m = \cancel{1.50}\ 1.78 \tag{6.58}$$

$$C = 0.025 \tag{6.59}$$

(۳۱۷)

Next, values of n and A were inserted using Eqs. (6.54)–(6.57), and resultant best-fit values of C and m were determined and plotted against d_{gr}. Of the two graphs, the variation of m with d_{gr} shown in Fig. 6.6(d) has the following relationships. For the transition zone,

$$m = \cancel{\frac{9.66}{d_{gr}} + 1.34} \approx \frac{6.83}{d_{gr}} + 1.67 \qquad (6.60)$$

In the final stage of optimization, best-fit values of C were obtained using the values of n, A, and m defined by the preceding equations. The results are shown in Fig. 6.6(c). Thus, for the transition zone,

$$\log C = \overset{2.79}{\cancel{2.86}} \log d_{gr} - \overset{0.98}{}(\log d_{gr})^2 - \overset{3.46}{\cancel{3.53}} \qquad (6.61)$$

The procedures for the computation of sediment transport rate using Ackers and White's approach are summarized as follows.

1. Determine the value of d_{gr} from known values of d, g, γ_s/γ, and ν in Eq. (6.50).
2. Determine values of n, A, m, and C associated with the derived d_{gr} value from Eqs. (6.54)–(6.61).
3. Compute the value of the particle mobility F_{gr} from Eq. (6.49).
4. Determine the value of G_{gr} from Eq. (6.53), which represents a graphical version of the new sediment transport function.
5. Convert G_{gr} to sediment flux X, in ppm by weight of fluid flux, using Eq. (6.52).

6.3.2.4 YANG'S APPROACH. Yang (1972) reviewed the basic assumptions used in the derivation of conventional sediment transport equations. He concluded that the assumption that sediment transport rate could be determined from water discharge, average flow velocity, energy slope, or shear stress is questionable. Consequently, the generality and applicability of any equation derived from one of these assumptions is also questionable. The rate of energy per unit weight of water available for transporting water and sediment in an open channel with reach length x and total drop of Y is

$$\frac{dY}{dt} = \frac{dx}{dt}\frac{dY}{dx} = VS \qquad (6.62)$$

Yang (1972) defines the unit stream power as the velocity–slope product. The rate of work being done by a unit weight of water in transporting sediment must be directly related to the rate of work available to a unit weight of water.

Thus, total sediment concentration or total bed-material load must be directly related to unit stream power. While Bagnold (1966) emphasized the power applies to a unit bed area, Yang (1972, 1973) emphasized the power available per unit weight of fluid to transport sediments.

To determine total sediment concentration, Yang (1973) considered a relation between the relevant variables of the form

$$\phi(C_t, VS, U_*, \nu, \omega, d) = 0 \qquad (6.63)$$

where C_t = total sediment concentration, with wash load excluded (in ppm by weight),
VS = unit stream power,
U_* = shear velocity,
ν = kinematic viscosity,
ω = fall velocity of sediment, and
d = median particle diameter.

Using Buckingham's π theorem, C_t in Eq. (6.63) can be expressed in the following dimensionless form:

$$C_t = \phi'\left(\frac{VS}{\omega}, \frac{U_*}{\omega}, \frac{\omega d}{\nu}\right) \qquad (6.64)$$

Because a critical unit stream power $V_{cr}S$ is required at incipient motion, Eq. (6.64) is modified to

$$C_t = \phi''\left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr}S}{\omega}, \frac{U_*}{\omega}, \frac{\omega d}{\nu}\right) \qquad (6.65)$$

From the analysis of laboratory flume data, Yang (1973) found the best form of Eq. (6.65) to be

$$\log C_t = I + J \log\left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr}S}{\omega}\right) \qquad (6.66)$$

I and J in Eq. (6.65) are dimensionless parameters reflecting the flow and sediment characteristics. Based on Eq. (6.65) and analysis of flume data,

$$I = a_1 + a_2 \log\frac{\omega d}{\nu} + a_3 \log\frac{U_*}{\omega} \qquad (6.67)$$

$$J = b_1 + b_2 \log\frac{\omega d}{\nu} + b_3 \log\frac{U_*}{\omega} \qquad (6.68)$$

where a_1, a_2, a_3, b_1, b_2, b_3 = coefficients.
The coefficients in Eq. (6.67) and (6.68) were determined by considering $\log C_t$ as the dependent variable, and $\log(\omega d/\nu)$, $\log(U_*/\omega)$, $\log(VS/\omega - V_{cr}S/\omega)$.

۱۰۶ بار رسوب کل ۲

۳-۴-۶- روش انگلوند - هانسن (۱)

رابطه انگلوند برای محاسبهٔ بار مواد بستر به صورت زیر می‌باشد:

$$f' \varphi = 0.1 \, (T_*)^{5/2} \qquad (۶-۱۰۶)$$

که در آن :

$$\varphi = \frac{q_t}{\gamma_s [(\gamma_s / \gamma - 1) g D_m^{\,3}]^{1/2}} \qquad (۶-۱۰۷)$$

و f' ضریب زبری از دیاگرام مودی یا رابطه دارسی و ایسباخ محاسبه می‌شود :

$$f' = \frac{2 g R S}{V^2} \qquad (۶-۱۰۸)$$

$$T_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) D_m} \qquad D_m = \text{قطر میانهٔ سقوط} \qquad (۶-۱۰۹)$$

پس از معرفی سه پارامتر بالا در رابطهٔ (۶-۱۰۶) این رابطه را می‌توان به صورت زیر نوشت:

و یا :

$$q_t = 0.05 \, \gamma_s V^2 \sqrt{\frac{D_{50}}{g (G_s - 1)}} \left[\frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} \right]^{3/2}$$

1 - Engelund - Hansen Formula

(۳۲۰)

و یا :

$$\frac{Q_t}{Q} = 0.05 \left(\frac{G_s}{G_s - 1} \right) \frac{V S}{[(G_s - 1) g D_m]^{1/2}} \; \frac{R S}{(G_s - 1) D_m}$$

(۶-۱۱۰)

که در آن Q_t عبارت است از دبی کل رسوب و Q عبارت است از دبی جریان و G_s چگالی ذرات رسوب و سایر ترمها قبلاً تعریف شده‌اند.

۴-۴-۶- روش آیکر - وایت (۱)

رابطهٔ آیکر - وایت برای محاسبهٔ بار مواد بستر به صورت زیر است:

$$\frac{Q_t}{Q} = C \, \frac{D_m}{R} \left(\frac{V}{u_*} \right)^n \left(\frac{F_g}{A} - 1 \right)^m \qquad (۶-۱۱۱)$$

که مقادیر ضرائب n ، C ، A و m در جدول ۴-۶ قید گردیده است.

در این روابط D_g پارامتر بی‌بعد قطر ذره می‌باشد که به صورت زیر تعریف می‌شود :

$$D_g = D_m \left[\frac{g (\rho_s / \rho - 1)}{\nu^2} \right]^{1/3} \qquad (۶-۱۱۲)$$ یا

ν = لزوجت کینماتیک و F_g = عدد حرکت می‌باشد که به صورت زیر تعریف می‌شود :

1 - Ackers & White, (1973)

۶/۱۷

جدول ۴-۶:ضرائب مربوط به معادلهٔ آیکر – وایت.

ضریب	$D_g > 60$	$1 < D_g \le 60$
C	0.025	$Log\ C = 2.86\ Log\ D_g - (Log\ D_g)^2 - 3.53$
n	0.00	$1 - 0.56\ Log\ D_g$
A	0.17	$\frac{0.23}{\sqrt{D_g}} + 0.14$
m	1.5	$\frac{9.66}{D_g} + 1.34$

$$F_g = \frac{u_*^{\,n}}{[g D_m (\rho_s/\rho - 1)]^{1/2}} \left[\frac{V}{\sqrt{32\ Log(10 R / D_m)}} \right]^{1-n} \qquad (۶-۱۱۳)$$

روش آیکر – وایت بر مبنای جمع‌آوری هزار دادهٔ آزمایشگاهی با ذرات بیش از ۰/۴ میلیمتر و عدد فرود کمتر از ۰/۸ استوار می‌باشد.

۵-۴-۶- روش یانگ [1]

یانگ میزان بار مواد بستر را به میزان استهلاک انرژی جریان ربط داد و رابطه‌ای برای برآورد میزان بار مواد بستر پیشنهاد کرد.

یانگ اظهار می‌دارد که در جریان ماندگار یکنواخت، تغییر انرژی جنبشی وجود ندارد

1 - Young, 1972

(۳۲۱)

و میزان استهلاک انرژی به دلیل تغییر در انرژی پتانسیل می‌باشد. این میزان تغییر انرژی در واحد وزن آب ودر طول xبرابر است با:

$$\frac{dz}{dt} = \frac{dx}{dt}\frac{dz}{dx} = VS \qquad (۶-۱۱۴)$$

در اینجا حاصل ضرب سرعت در شیب کانال را قدرت‌یکه جریان [1] می‌نامند. از آنجا که رسوب صرفاً" بخاطر شرایط جریانهای درهم منتقل می‌شود، میزان کل رسوب باید به قدرت‌یکه جریان مستقیماً" وابسته باشد. یانگ و مولیناس [2] با استفاده از اصول اولیهٔ حاکم بر جریانهای درهم نشان دادند که رابطهٔ زیر باید بین میزان کل رسوب و قدرت‌یکه جریان برقرار باشد:

$$Log\ C_T = M + N\ Log \frac{VS}{\omega_s} \qquad (۶-۱۱۵)$$

که در آن M و N پارامترهای بی‌بعدی هستند که به خصوصیات جریان و رسوب بستگی دارند، ω_s عبارت است از سرعت سقوط ذرات رسوب، ضرائب M و N با استفاده اطلاعات آزمایشگاهی و بر اساس رگراسیون بدست آمده و در نتیجهٔ رابطهٔ یانگ (۱۹۷۳) برای رودخانه باmواد بستر ماسه‌ای ($D_s \le 2\ mm$) به صورت زیر ارائه گردید (به نقل از Chang, 1988):

$$Log\ C_T = 5.435 - 0.286\ Log \frac{\omega_s D_s}{\nu} - 0.457\ Log \frac{u_*}{\omega_s} + \left(1.799 - 0.409\ Log \frac{\omega_s D_s}{\nu} - 0.314\ Log \frac{u_*}{\omega_s}\right) Log \left(\frac{VS}{\omega_s} - \frac{V_c S}{\omega_s}\right) \qquad (۶-۱۱۶)$$

1 - Unit Stream Power 2 - Yang and Molinas, (1982)

۲/۶

که در آن C_T عبارت است کل رسوب منتقل شده بر حسب قسمت در میلیون (وزنی).
در سال ۱۹۸۴، یانگ رابطهٔ دیگری را برای رودخانه‌های با بستر شنی $2\ mm < D_S < 10mm$ به صورت زیر ارائه کرد (به نقل از Chang, 1988)

$$Log\, C_T = 6.681 - 0.633\, Log \frac{\omega_s D_s}{\nu} - 4.816\, Log \frac{u_*}{\omega_s} + \left(2.784 - 0.305\, Log \frac{\omega_s D_s}{\nu} - 0.282\, Log \frac{u_*}{\omega_s} \right) Log \left(\frac{VS}{\omega_s} - \frac{V_c S}{\omega_s} \right) \quad (۶-۱۱۷)$$

در روابط فوق V_c عبارت است سرعت متوسط جریان در آستانهٔ حرکت و یا سرعت بحرانی. یانگ روابط زیر را برای محاسبهٔ V_c ارائه کرد:

الف) برای کانال با بستر نرم و منطقهٔ بینابین یعنی وقتی عدد رینولدز مرزی بین ۱/۲ تا ۷۰ باشد

$$\frac{V_c}{\omega_s} = \frac{2.5}{Log\,(u_* D_s / \nu) - 0.06} + 0.66 \quad (۶-۱۱۸)$$

ب) برای کانال با بستر زبر یعنی وقتی عدد رینولدز مرزی بیش از ۷۰ باشد.

$$\frac{V_c}{\omega_s} = 2.05 \quad (۶-۱۱۹)$$

مثال ۹-۶:

ظرفیت مخزن پشت سدی برابر با $20 \times 10^6\ m^3$ می‌باشد. رودخانه‌ای که وارد مخزن می‌شود دارای مشخصات زیر است:

عرض ده متر، شیب کف ۱ به ۳۰۰۰، دبی ۸۷ متر مکعب در ثانیه، عمق ۵ متر

(۳۲۲)

D_{50} مواد بستر برابر ۰/۳ میلیمتر و $\rho_1 = 2650\ kg / m^3$

مطلوب است مدت زمانی که نصف حجم مخزن پر از رسوب شده باشد. مخزن را به صورت مستطیل فرض کنید.

$$\nu = 1.1 \times 10^{-6}\ m^2 / sec$$

$$V = \frac{87}{5 \times 10} = 1.74\ m/sec$$

$$R = \frac{A}{p} = \frac{10 \times 5}{10 + 2 \times 5} = 2.5\ m$$

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} = \sqrt{g R S} = \sqrt{9.81 \times 2.5 \times 1 / 3000} = 0.0904\ m^3 / sec$$

$$D_g = D_{50} \left[\frac{g(\rho_g / \rho - 1)}{\nu^2} \right]^{1/3} = 0.3 \times 10^{-3} \left[\frac{9.81(2.650 / 1.0 - 1)}{(1.1 \times 10^{-6})^2} \right]^{1/3}$$

$$D_g = 7.12$$

چون $1 < D_g < 60$ بنابراین:

$$n = 1 - 0.56\, Log\, D_g = 1 - 0.56\, Log\,(7.12) = 0.5226$$

$$m = 1.34 + \frac{9.66}{D_g} = 1.34 + \frac{9.66}{7.12} = 2.697$$

$$A = 0.14 + \frac{0.23}{\sqrt{D_g}} = 0.14 + \frac{0.23}{\sqrt{7.12}} = 0.2262$$

$$Log\, C = 2.86\, Log\, D_g - (Log\, D_g)^2 - 3.53$$

9/14

۸ مثال های بار رسوب معلق ۵

$$\omega C + \beta k u_* \frac{y}{d}(d-y)\frac{dC}{dy} = 0 \qquad (۶-۸۵)$$

و از آنجا:

$$\frac{dC}{C} = \frac{-\omega\, dy}{\beta k u_* (1-y/d)\, Y} = -Z\frac{dy}{(1-y/d)\, y} \qquad (۶-۸۶)$$

که در آن $Z = \dfrac{\omega}{\beta k u_*}$ می‌باشد.

با انتگرال‌گیری از رابطهٔ (۸۶-۶):

$$\left[Ln\, C \right]_a^d = \left[Ln \left(\frac{d-y}{y} \right)^z \right]_a^d \qquad (۶-۸۷)$$

که پس از ساده کردن:

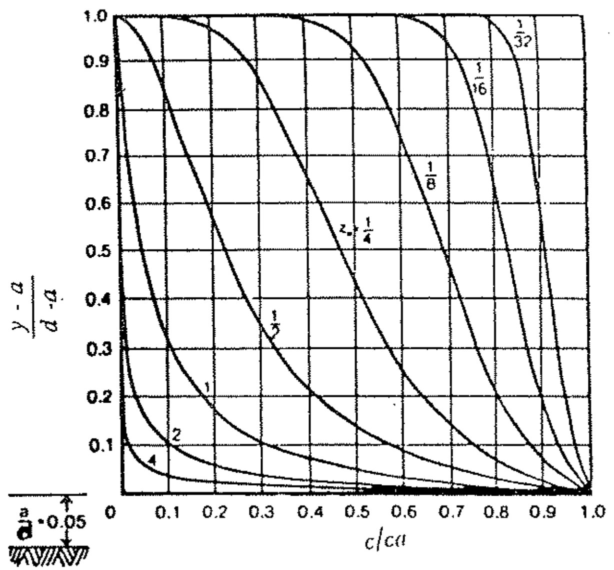
$$\frac{C}{C_a} = \left(\frac{d-y}{y} \quad \frac{a}{d-a} \right)^Z \qquad (۶-۸۸)$$

که C_a عبارت است از میزان غلظت مواد معلق در عمق a از بستر رودخانه. معادلهٔ اخیر، که توزیع غلظت مواد معلق را در اعماق مختلف نشان می‌دهد، به معادلهٔ راس معروف است. شکل (۵-۶) توزیع غلظت را بر حسب مقادیر مختلف Z نشان می‌دهد. مطابق این شکل ملاحظه می‌شود که هر چه مقدار Z کوچکتر شود و یا اندازهٔ ذرات ریزتر شوند پروفیل غلظت این ذرات در عمق کانال یکنواخت‌تر خواهد بود.

(۳۲۲)

مثال ۵-۶: بار رسوب معلق ۲

اگر غلظت مواد معلق رودخانه‌ای در ارتفاع ۱۰ و ۳۰ سانتی متری بالای بستر



شکل (~~۵~~-۶): نمایش ترسیمی توزیع غلظت مواد معلق برای $\frac{a}{d} = 0.05$ و مقادیر مختلف Z (نقل *Vannoni, 1975*).

رودخانه به ترتیب ۴۰۰۰ ppm و ۱۰۰۰ ppm باشد، (مطلوب است رسم پروفیل C در مقابل y از ارتفاع ده سانتی‌متری به بالا. عمق آب ۲ متر است.

طریقهٔ حل :

استفاده از معادلهٔ راس

$$\frac{C}{C_a} = \left[\frac{a}{y} \times \frac{d-y}{d-a} \right]^Z$$

$$\frac{1000}{4000} = \left[\frac{0.1}{0.3} \times \frac{2-0.3}{2-0.1} \right]^Z \Rightarrow Z = 1.146$$

در نتیجه معادلهٔ پروفیل C در مقابل y برابر خواهد بود با:

$$\frac{C}{4000} = \left[\frac{0.1}{y} \; \frac{2-y}{2-0.1} \right]^{1.146}$$

ویا:

y(متر،بالای کف کانال)	0.5	0.7	0.9	1.2	1.5	2.0
C (ppm)	483	279	172	86	39	0

مثال ۶-۶: بار رسوبی معلق

(۳۲۴)

اگر غلظت مواد معلق رودخانه‌ای در ارتفاع یک و دو فوتی بالای بستر رودخانه‌ای به ترتیب ۲۰۰۰ ppm و ۵۰۰ ppm باشد مطلوب است غلظت مواد معلق در ارتفاع چهار فوتی ازبستر رودخانه در حالی که عمق رودخانه ده فوت باشد.

حل: از فرمول راس استفاده می‌شود:

$$\frac{500}{2000} = \left[\frac{10-2}{10-1} \cdot \frac{1}{2} \right]^{Z}$$

$$\frac{C}{2000} = \left[\frac{10-4}{10-1} \; \frac{1}{4} \right]^{1.71} \Rightarrow C = 93 \quad ppm$$

با فرض $C_a = 2000 \;\; ppm$ و $a = 1'$ ابتدا با داشتن غلظت در دو عمق، مقدار Z محاسبه شود، سپس با داشتن Z مقدار C در عمق چهار فوتی محاسبه می‌شود.

ص ۵/۲

مثال ۷-۶: بار رسوبی معلق

مصالح بستر رودخانه‌ای شامل اندازه‌های ۰/۱۲۵، ۰/۲۵، ۰/۵۰ میلیمتر می‌باشد، عرض رودخانه ۲۵ فوت و عمق آن ۸ فوت است. شیب رودخانه ۰/۰۰۰۲۲ می‌باشد مطلوب است رسم منحنی $\frac{C}{C_a}$، هر یک از اندازه‌های فوق از ارتفاع یک فوتی تا سطح آب $K = 0.4$ و $\beta = 1$ درجه حرارت ۲۰ ℃ باشد.

$$\frac{C}{C_a} = \left[\frac{d-y}{d-a} \; \frac{a}{y} \right]^{Z}$$

$$Z = \frac{\omega}{\beta k u_*}$$

ω سرعت سقوط ذرات که از شکل (۸-۳) با فرض $S.F = 0.7$ می‌توان بدست آورد.

برای $0.125 \;\; mm$

$$\omega = 1 \; cm/sec = 0.033 \; fps$$

برای $0.25 \; mm$

$$\omega = 3 \; cm/sec = 0.098 \; fps$$

برای $0.5 \; mm$

$$\omega = 8 \; cm/sec = 0.262 \; fps$$

$$u_* = \sqrt{g R S} = \text{با فرض کانال پهن} = \sqrt{g d s} = \sqrt{32.2 \times 8 \times 0.00022}$$

$$u_* = 0.238 \quad ft/sec$$

درنتیجه Z برای هر یک از اندازه‌های فوق به شرح زیر است:

برای اندازهٔ $0.125\ mm$

$$Z = \frac{0.033}{1 \times 0.4 \times 0.238} = 0.346$$

برای اندازهٔ $0.25\ mm$

$$Z = \frac{0.098}{1 \times 0.4 \times 0.238} = 1.03$$

برای اندازهٔ $0.5\ mm$

$$Z = \frac{0.262}{1 \times 0.4 \times 0.238} = 2.75$$

۲-۳-۶- معادلهٔ ~~اینشتین برای~~ بار معلق

(۳۲۵)

اینشتین میزان بار معلق را با ترکیب پروفیل توزیع سرعت و پروفیل توزیع غـلظت مواد معلق به صورت زیر بوجود آورد:

$$q_s = \int_a^d C\, v\, dy \qquad (۶-۸۹)$$

با جایگزینی مقدار C از رابطهٔ (۶-۸۸) و مقدار v از رابطه (۱-۷۴) می‌توان نوشت :

$$q_s = \int_a^d C_a \left(\frac{d-y}{y}\frac{a}{d-a}\right)^Z 5.75\, u_*' \,Log\left(\frac{30.2\, x\, d}{D_{65}}\right) dy \qquad (۶-۹۰)$$

پس از انتگرال‌گیری از رابطهٔ (۶-۹۰) :

$$q_s = 11.6\, C_a u_*' a \left[2.303\, Log\left(\frac{30.2\, x\, d}{D_{65}}\right) I_1 + I_2 \right] \qquad (۶-۹۱)$$

که در آن:

$$I_1 = 0.216 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \int_A^1 \left(\frac{1-B}{B}\right)^Z dB \qquad (۶-۹۲)$$

$$I_2 = 0.216 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \int_A^1 \left(\frac{1-B}{B}\right)^Z Ln\, B\, dB \qquad (۶-۹۳)$$

که در آن $A = \frac{a}{d}$ و $B = \frac{y}{d}$ می‌باشد.

مقادیر I_1 و I_2 را می‌توان با استفاده از روشهای عددی محاسبه کرد و یا اینکه از شکل‌های (۶-۶) و (۶-۷) بدست آورد.

چنانچه مقدار C_a اندازه گیری شود ، می‌توان رابطهٔ (۶-۹۱) را برای تعیین بار معلق به کار برد.

اینشتین فرض کرد که مواد معلق متشکل از مواد بستر هستند بنابراین مقدار C_a را برابر بار بستر در عمق $2D_i$ یعنی، در انتهای لبهٔ بالایی لایهٔ بستر، فرض کرد. با این فرضیه مقدار C_a برای هر اندازه‌ای از مواد معلق برابر خواهد بود با:

$$P_i\, q_{bl} \qquad (۶-۹۴)$$

که در آن v_b = سرعت مواد لایهٔ بستر می‌باشد که نامشخص است. اینشتین فرض کرد که v_b برابر است با سرعت جریان در لبهٔ بالایی لایهٔ بستر، یعنی در عمق $y = 2D_i$ که با جایگزین کردن این مقدار در رابطهٔ توزیع لگاریتمی سرعت اینشتین (رابطهٔ ۷۳-۱)، مقدار v_b برابر خواهد بود با:

$$v_b = 11.6\, u_* \qquad (۶-۹۵)$$

در نتیجه با قرار دادن مقدار v_b در رابطهٔ ۹۴-۶ و سپس جایگزین کردن مقدار C_a از رابطهٔ ۹۴-۶ در رابطهٔ ۹۱-۶، می‌توان نوشت:

$$q_s = P_i\, q_b \left[2.303\, Log \left(\frac{30.2\, x\, d}{D_{65}} \right) I_1 + I_2 \right] \qquad (۶-۹۶)$$

رابطهٔ بالا به رابطهٔ بار معلق اینشتین معروف است.

مثال ۸-۶: برآورد بار رسوبی معلق با روش اینشتین.

یک رودخانهٔ آبرفتی عریض دارای عمق ۱۰ فوت و شیب کف ۰/۰۰۰۱ است. مواد بستر بطور کلی شن ریزه با D_{65} برابر با ۰/۰۱ فوت می‌باشد. با فرض اینکه فرم بستر در این رودخانه تشکیل نمی‌شود و درجهٔ حرارت آب ۶۰°F است، مطلوب است:

الف) معادلهٔ پروفیل سرعت نسبت به عمق

ب) بار معلق در واحد عرض کانال.

توزیع غلظت مواد معلق در این رودخانه به صورت تابع زیر می‌باشد:

$$C = 1000 - 10\,y^2$$

که در آن C بر حسب قسمت در میلیون (بر حسب وزن) و y بر حسب فوت است.

۳۲۶

حل:

الف) معادلهٔ پروفیل سرعت به صورت زیر می‌باشد:

$$\frac{v}{u_*} = 5.75\, Log \left(\frac{30.2\, y\, x}{D_{65}} \right)$$

$$\delta = 11.6 \frac{u_*}{\gamma} = 11.6 \frac{\sqrt{g\, d\, s}}{\delta}$$

$$\delta = 11.6 \frac{\sqrt{32.2 \times 10 \times 0.0001}}{1.21 \times 10^{-5}} = 0.00078 \quad \text{فوت}$$

$$\frac{D_{65}}{\delta} = \frac{0.01}{0.00078} = 12.8$$

در نتیجه با استفاده از شکل (۸-۱) مقدار x برابر خواهد بود با:

$$x = 1$$

در نتیجه پروفیل سرعت:

$$v = 5.75 \sqrt{32.2 \times 10 \times 0.0001}\, Log \left(\frac{30.2\, y\, 216}{0.01} \right)$$

$$v = 1.03\, Log\,(3020\, y)$$

ب) مقدار بار معلق برابر خواهد بود با:

$$q_s = \int_a^d C\,v\,dy$$

$$q_s = 10^{-6}\gamma \int (1000 - 10y^2)\,[\,0.447\,Ln\,(3020\,y)\,]\,dy$$

$$q_s = 4.48 \times 10^{-7}\gamma \left\{ \frac{1000}{3020}\Big[\,3020\,(Ln\,3020\,y - 3020\,y)\,\Big]_0^{10} - \frac{10}{3}\Big[\,y^3\,(Ln\,3020\,y - \frac{1}{3})\,\Big]_0^{10} \right\}$$

$$q_s = 1.67\ Lb\,/\,sec\,/\,ft$$

(۳۲۷)

۳-۳-۶- روش ساماگا[1]

در این روش دو پارامتر به صورت زیر معرفی شده است:

$$\phi_s = \frac{q_s}{\gamma_s D_s}\sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma}\ \frac{1}{g D_s}} \qquad (۶-۹۷)$$

وقتی ذرات یکنواخت باشد بجای D_s از D_{50} استفاده می‌شود.

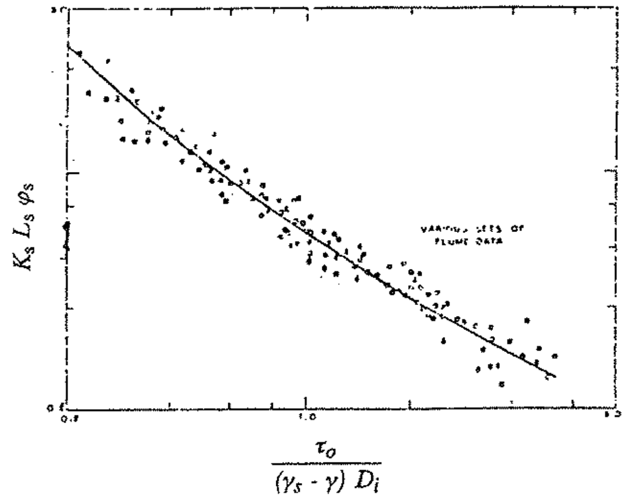
$$T_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)\,D_s}$$

1 - Samaga formula (Garde and Raju, 1985).

براساس این روش و بااستفاده از داده‌های آزمایشگاهی رابطهٔ زیر را می‌توان بدست آورد :

$$k_s L_s \varphi_s = f(T_*) \qquad (۶-۹۸)$$

این رابطه در شکل (۸-۶) نشان داده شده است.



شکل (۸ – ۶) روش ساماگا (Garde and Raju, 1985)

با استفاده از شکل (۸-۶) و با معلوم بودن T_* مقدار $K_s L_s \varphi_s$ بدست می‌آید سپس از جدول (۲-۶) مقدار K_s بازاء مقادیر مختلف $\frac{\tau_o}{\tau_c}$ (که در آن $\tau_o = \gamma R s$ و τ_c تنش برش بحرانی است که از دیاگرام شیلدز حاصل می‌شود) و از جدول (۳-۶) مقدار L_s بازاء مقادیر مختلف K (همان K یعنی ضریب کارمن است که بیشتر آنرا ثابت و مساوی ۰/۴ در نظر می‌گیرند) نتیجه می‌شود. با در دست داشتن مقادیر K_s و L_s که از جدول (۲-۶) و (۳-۶) بدست آمد و مقدار $K_s L_s \varphi_s$ که از شکل (۸-۶) بدست آمد ؛ مقدار φ_s و متعاقب آن بار معلق را می‌توان تعیین کرد.

Fisher (1992)

مثال: کاربرد معادله بار رسوبی Ackers and White - و ارزیابی تغییرات مورفولوژی رودخانه

Appendix A - Example calculations

1 Example of use of regime tables for design of stable alluvial channels

A channel is required to carry a discharge of $10 m^3/s$ at a slope of 0.2×10^{-3}, the D_{35} of the bed material being 0.35mm. What are suitable stable dimensions for the channel?

The appropriate table from the regime tables is reproduced in Figure A1. If one looks down the column corresponding to a discharge of $10 m^3/s$ one can see that the slopes corresponding to sediment concentrations of 10, 20, 40 and 60 ppm are 0.09×10^{-3}, 0.13×10^{-3}, 0.19×10^{-3} and 0.24×10^{-3}.

The slope 0.19×10^{-3} is closest to the required slope of 0.2×10^{-3} corresponding to a sediment concentration of 40 ppm. So an approximation to the required channel characteristics are given by:

velocity = 0.63m/s
depth = 1.32m
surface width = 12.1m
sediment concentration = 40 ppm

Interpolation within the table could be used to refine this estimate

2 Example of sediment transport calculation

Since river works can affect channel morphology it is important that an estimate of the rate of sediment transport is made at the design stage of new channel or when channel improvements are made. Using the Ackers and White sediment transport theory outlined in Section 3.5 an example application is given here.

Example Calculation

2-1 A channel has the following dimensions: width 24m, depth 2m. If the channel comprises sand with a D_{35} of 1mm and a specific gravity of 2.65 what is the sediment transport for a discharge of $48 m^3/s$ with a velocity of 1 m/s and a surface water slope of 0.0004?

خصوصیات جریان

1. $d = 2$ m
   $V = 1$ m/s
   $S = 0.0004$
   $Q = 48 m^3/s$

خصوصیات مواد بستر

2. $D_{35} = 0.001$ m (1 mm)
   $sg = 2.65$

3. $D_{gr} = 0.001\left[\frac{9.81(2.65-1)}{0.00000114^2}\right]^{\frac{1}{3}} = 23$

4. $n = 0.2374$

(۳۲۸)

A = 0.188
m = 1.97
C = 0.0333

5. $v_* = \sqrt{9.81 * 2 * 0.0004} = 0.0886$

6. $F_{gr} = \frac{0.0886^{0.2374}}{\sqrt{(9.81 * 0.001(2.65-1))}} [\frac{1}{\sqrt{32}\log(10 * \frac{2}{0.001})}]^{0.7626} = 0.3877$

7. $G_{gr} = 0.0333(\frac{0.3877}{0.188} - 1)^{1.97} = 0.0375$

8. $X = 0.0375(\frac{2.65 * 0.001}{2})(\frac{1}{0.0886})^{0.2374} = 0.000088 = 88ppm$

9. $q_s = 0.000088 * 48 = 0.00424$ tonnes/s

2-2 →

If the channel dimensions are changed so that the width is increased by 10 m the discharge capacity of the channel will increase from 48 m^3/s to 70 m^3/s. All the other dimensions remain the same.

1. d = 2 m
   V = 1.03 m/s
   S = 0.0004
   Q = 70 m^3/s

2. D_{35} = 0.001 m (1 mm)
   sg = 2.65

3. $D_{gr} = 0.001[\frac{9.81(2.65-1)}{0.00000114^2}]^{\frac{1}{3}} = 23$

4. n = 0.2374
   A = 0.188
   m = 1.97
   C = 0.0333

5. $v_* = \sqrt{9.81 * 2 * 0.0004} = 0.0886$

6. $F_{gr} = \frac{0.0886^{0.2374}}{\sqrt{(9.81 * 0.001(2.65-1))}} [\frac{1.03}{\sqrt{32}\log(10 * \frac{2}{0.001})}]^{0.7626} = 0.3965$

(٣٢٩)

٢/ع

7. $G_{gr}=0.0333(\frac{0.3965}{0.188}-1)^{1.97}=0.0408$

8. $X=0.0408(\frac{2.65*0.001}{2})(\frac{1.03}{0.0886})^{0.2374}=0.000097=97ppm$

9. $q_s=0.000097*70=0.00677 tonnes/s$

2-3 If the depth is increased instead of the width to provide a channel with capacity of 70 m^3/s. The depth would increase from 2m to 2.83m

1. d = 2.83 m
   V = 1.03 m/s
   S = 0.0004
   Q = 70 m^3/s

2. D_{35} = 0.001 m (1 mm)
   sg = 2.65

3. $D_{gr}=0.001[\frac{9.81(2.65-1)}{0.00000114^2}]^{\frac{1}{3}}=23$

4. n = 0.2374
   A = 0.188
   m = 1.97
   C = 0.0333

5. $v_*=\sqrt{9.81*2.83*0.0004}=0.1054$

6. $F_{gr}=\frac{0.1054^{0.2374}}{\sqrt{(9.81*0.001(2.65-1))}}[\frac{1.03}{\sqrt{32}\log(10*2.\frac{83}{0.001})}]^{0.7626}=0.4025$

7. $G_{gr}=0.0333(\frac{0.4025}{0.188}-1)^{1.97}=0.0432$

8. $X=0.0432(\frac{2.65*0.001}{2.83})(\frac{1.03}{0.0886})^{0.2374}=0.0000724=72ppm$

9. $q_s=0.000072*70=0.00507$ tonnes/s

٣/٤ (٣٣٠)

The sediment transport rate increases for both the cases of channel improvement. This indicates that there is more likelihood of deposition as the river is carrying more sediment. However the exact nature of any morphological problems cannot be determined from these simple calculations and it is recommended that a morphological model study be carried out.

Ref. "Open Channel Hydraulics"

مثال محاسبه بار رسوب در رودخانه

Several physically reasonable dimensionless ratios are used with a calibration data set (615 laboratory and field flows), and nonlinear regression analysis is carried out for the dimensionless sediment discharge and velocity. The resulting values of sediment discharge and velocity then are compared with measured values for a control data set and the least significant independent dimensionless variables removed from the analysis. This process is repeated several times until the final relationship is obtained as

$$\log \phi_t = \log \frac{q_t}{\sqrt{(SG-1)gd_{50}^3}} = -2.279 + 2.972 \log\left[\frac{V}{\sqrt{(SG-1)gd_{50}}}\right] + 1.060 \log\left[\frac{V}{\sqrt{(SG-1)gd_{50}}}\right] \log\left[\frac{u_* - u_{*c}}{\sqrt{(SG-1)gd_{50}}}\right] + 0.299 \log\left(\frac{y_0}{d_{50}}\right) \log\left[\frac{u_* - u_{*c}}{\sqrt{(SG-1)gd_{50}}}\right] \quad (10.77)$$

in which q_t = total volumetric sediment discharge per unit width; V = flow velocity; y_0 = flow depth; SG = sediment specific gravity; d_{50} = median sediment grain size; u_* = shear velocity; and u_{*c} = critical shear velocity. The mean normalized error of Equation 10.77, defined as the mean of the ratios formed by the absolute values of the differences between predicted and measured sediment discharges over the measured values, is found to be approximately 43 percent for the control data set and 40 percent for the combined data set. The combined data set includes flow depths from 0.03 to 5.9 m (0.1 to 19 ft), velocities from 0.3 to 2.7 m/s (1.0 to 8.9 ft/s), d_{50} values from 0.08 to 28.6 mm (2.6×10^{-4} ft to 9.4×10^{-2} ft), and total sediment discharge concentrations from 9 to 49,300 ppm by weight.

Karim (1998) proposed a simpler power relationship for the same data sets as employed in the Karim-Kennedy analysis, with the result given by

$$\frac{q_t}{\sqrt{(SG-1)gd_{50}^3}} = 0.00139\left[\frac{V}{\sqrt{(SG-1)gd_{50}}}\right]^{2.97}\left[\frac{u_*}{w_f}\right]^{1.47} \quad (10.78)$$

The mean normalized error for Equation 10.78 is 45 percent for the control data set, which is not significantly different from the performance of Equation 10.77. The mean normalized errors for the Yang formula and the Engelund-Hansen formula for the same control data set are 63 percent and 49 percent, respectively.

Karim applied Equation 10.78 to laboratory and field data having nonuniform sediments by dividing the sediment into size fractions. The sediment discharge is computed in each size fraction by Equation 10.78 multiplied by a partial bed armoring factor and a hiding factor. The partial armoring factor is intended to account for portions of the bed that are armored and unavailable for transport, while the hiding factor takes into account the sheltering effect of larger grains on smaller grains. The sediment discharges in each size fraction then are summed, and the total sediment discharge values found to be comparable to those computed from Equation 10.78 using only the median grain size, d_{50}.

۱۶

Several other total sediment discharge formulas can be found in the literature, including those of Bagnold (1966), Laursen (1958b), Ackers and White (1973), and Brownlie (1981). A more complete review and ranking of various formulas for computation of total sediment discharge can be found in Alonso (1980), ASCE Task Committee (1982), Yang (1996), and Bechteler and Vetter (1989). In the last reference, the Karim-Kennedy formula was "recommended best for common use" while the formulas of Yang and Bagnold, "within the range of validity," were found to "yield the most reliable results."

Sediment transport formulas should be chosen that have a database within which the flow and sediment conditions of interest fit, and several formulas should be used and compared whenever possible. For example, the Engelund-Hansen formula is most appropriate for sand transport in the lower regime, while the Meyer-Peter and Müller formula should be chosen when there is coarse bed material in bed-load transport. On the other hand, the Einstein-Brown formula is not a good choice when appreciable bed material is carried in suspension. Where they exist, gauging stations are useful for developing sediment rating curves between measured sediment discharge and either water discharge or velocity. However, the wash load has to be subtracted from the measured suspended sediment discharge, and the bed load and unmeasured suspended sediment discharge usually have to be calculated and added to the measured suspended sediment discharge to obtain the total bed-material discharge (see Colby and Hembree 1955).

EXAMPLE 10.4. The Niobrara River has a measured flow depth of 1.60 ft (0.49 m) and measured velocity of 3.57 ft/s (1.09 m/s) to give q = 5.71 ft²/s (0.53 m²/s) with an energy slope of 0.0017. The median sediment size d_{50} = 0.27 mm (0.000885 ft), d_{90} = 0.48 mm (0.00157 ft), and σ_g = 1.58. The temperature is 68° F. The mean total sediment concentration for these conditions was measured to be 1890 ppm by weight. Calculate the total sediment discharge using the van Rijn method, Yang method, and Karim-Kennedy method.

۳۲۳

Solution. First, calculate some quantities common to all three methods. For the given temperature, $\nu = 1.08 \times 10^{-5}$ ft²/s (1.0×10^{-6} m²/s) and d_* is obtained from

$$d_* = d_{50}[(SG-1)g/\nu^2]^{1/3} = 0.000885 \times [1.65 \times 32.2/(1.08 \times 10^{-5})^2]^{1/3} = 6.81$$

The fall velocity then is

$$w_f = \frac{8\nu}{d_{50}}[(1 + 0.0139 d_*^3)^{0.5} - 1]$$

$$= \frac{8 \times 1.08 \times 10^{-5}}{0.000885}[(1 + 0.0139 \times 6.81^3)^{0.5} - 1] = 0.129 \text{ ft/s}$$

or 0.0393 m/s, and the critical value of Shields' parameter is τ_{*c} = 0.045 from Figure 10.6. The corresponding value of $u_{*c} = [\tau_{*c}(SG-1)gd_{50}]^{0.5} = [0.045 \times 1.65 \times 32.2 \times 0.000885]^{0.5}$ = 0.046 ft/s (0.014 m/s). The shear velocity is

$$u_* = \sqrt{g y_0 S} = \sqrt{32.2 \times 1.60 \times 0.0017} = 0.296 \text{ ft/s } (0.0902 \text{ m/s})$$

Note that u_*/w_f = 2.3 so that the sediment discharge is mostly suspended load.

1. *Van Rijn's Method.* The value of T is needed, and it depends on u'_*. As in Example 10.3, u'_* is obtained from Keulegan's equation using the measured velocity and $k'_s = 3d_{90}$:

$$u'_* = \frac{V}{5.75 \log \dfrac{12y_0}{3d_{90}}} = \frac{3.57}{5.75 \log \dfrac{12 \times 1.6}{3 \times 0.00157}} = 0.172 \text{ ft/s } (0.0524 \text{ m/s})$$

Then, by definition, $\tau'_* = u'^2_*/[(SG - 1)gd_{50}] = 0.172^2/(1.65 \times 32.2 \times 0.000885) = 0.63$. The resulting value of $T = \tau'_*/\tau_{*c} - 1 = 0.63/0.045 - 1 = 13.0$, and the bed-load discharge from (10.57) becomes

$$q_b = 0.053\sqrt{(SG - 1)gd_{50}^3}\,\frac{T^{2.1}}{d_*^{0.3}}$$

$$= 0.053\sqrt{1.65 \times 32.2 \times 0.000885^3}\,\frac{13.0^{2.1}}{6.8^{0.3}} = 0.00125 \text{ ft}^2/\text{s}$$

or 1.16×10^{-4} m²/s. For the suspended sediment discharge, values of β, $\mathbf{R}_0$, $\Delta\mathbf{R}_0$, a, and C_a are needed. For this example, Equation 10.73 gives a relatively small correction to d_{50} for the effective grain size, so the value of d_{50} is used. The value of β comes from Equation 10.69:

$$\beta = 1 + 2\left[\frac{w_f}{u_*}\right]^2 = 1 + 2\left[\frac{0.129}{0.296}\right]^2 = 1.38$$

and then from the definition of $\mathbf{R}_0$, we have

$$\mathbf{R}_0 = \frac{w_f}{\beta\kappa u_*} = \frac{0.129}{1.38 \times 0.4 \times 0.296} = 0.790$$

The reference concentration, C_a, is calculated from Equation 10.71, in which the reference level is taken as half the dune height from Equation 10.29 to give $a = 0.11$ ft (0.034 m). The value of C_a as a volumetric concentration from (10.71) is

$$C_a = 0.015\,\frac{d_{50}}{a}\,\frac{T^{1.5}}{d_*^{0.3}} = 0.015 \times \frac{0.000885}{0.11} \times \frac{13.0^{1.5}}{6.8^{0.3}} = 0.0032$$

Now the correction to $\mathbf{R}_0$ follows from Equation 10.70:

$$\Delta\mathbf{R}_0 = 2.5\left[\frac{w_f}{u_*}\right]^{0.8}\left[\frac{C_a}{C_0}\right]^{0.4} = 2.5\left[\frac{0.129}{0.296}\right]^{0.8}\left[\frac{0.0032}{0.65}\right]^{0.4} = 0.15$$

so that $\mathbf{R}'_0 = \mathbf{R}_0 + \Delta\mathbf{R}_0 = 0.79 + 0.15 = 0.94$. The integration factor, I_f, to calculate the suspended sediment discharge comes from Equation 10.73b:

$$I_f = \frac{\left[\dfrac{a}{y_0}\right]^{\mathbf{R}'_0} - \left[\dfrac{a}{y_0}\right]^{1.2}}{\left[1 - \dfrac{a}{y_0}\right]^{\mathbf{R}'_0}[1.2 - \mathbf{R}'_0]} = \frac{\left[\dfrac{0.11}{1.6}\right]^{0.94} - \left[\dfrac{0.11}{1.6}\right]^{1.2}}{\left[1 - \dfrac{0.11}{1.6}\right]^{0.94}[1.2 - 0.94]} = 0.166$$

Finally, the suspended sediment discharge is given by

$$q_s = I_f V y_0 C_a = 0.166 \times 3.57 \times 1.6 \times 0.0032$$

$$= 0.00303 \text{ ft}^2/\text{s } (2.82 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s})$$

The total sediment discharge, q_t, is the sum of the bed-load and suspended-load discharges and equal to $(0.00125 + 0.00303) = 0.00428$ ft²/s (3.98×10^{-4} m²/s). Converted to tons/day, $g_t = \gamma_s q_t = 2.65 \times 62.4 \times 0.00428 \times 86{,}400/2000 = 30.6$ tons/day (28,000 kg/day) and $C_t = 10^6\,(\gamma_s/\gamma)(q_t/q) = 10^6 \times 2.65 \times 0.00428/5.71 = 1990$ ppm.

2. *Yang's Method.* First, the critical velocity from Equation 10.76 is needed, since $u_* d_{50}/\nu = 0.296 \times 0.000885/1.08 \times 10^{-5} = 24.3 < 70$, so

$$V_c = w_f\left[\frac{2.5}{\log(u_* d_{50}/\nu) - 0.06} + 0.66\right]$$

$$= 0.129 \times \left[\frac{2.5}{\log(24.3) - 0.06} + 0.66\right] = 0.328 \text{ ft/s } (0.10 \text{ m/s})$$

Then, $VS/w_f = 3.57 \times 0.0017/0.129 = 0.0470$ and $V_c S/w = 0.328 \times 0.0017/0.129 = 0.00432$. The other two independent variables required are $u_*/w_f = 0.296/0.129 = 2.30$ and $w_f d_{50}/\nu = 0.129 \times 0.000885/1.08 \times 10^{-5} = 10.6$. Substituting directly into Equation 10.75, we have

$$\log C_t = 5.435 - 0.286\log(10.6) - 0.457\log(2.30)$$
$$+ [1.799 - 0.409\log(10.6) - 0.314\log(2.30)][\log(0.0470 - 0.00432)]$$
$$= 3.24$$

and then $C_t = 1{,}740$ ppm.

3. *Karim-Kennedy's Method.* Three dimensionless variables are required for the total sediment discharge computation:

$$\frac{V}{\sqrt{(SG - 1)gd_{50}}} = \frac{3.57}{\sqrt{1.65 \times 32.2 \times 0.000885}} = 16.5$$

$$\frac{u_* - u_{*c}}{\sqrt{(SG - 1)gd_{50}}} = \frac{0.296 - 0.046}{\sqrt{1.65 \times 32.2 \times 0.000885}} = 1.15$$

$$\frac{y_0}{d_{50}} = \frac{1.6}{0.000885} = 1808$$

Substituting directly into Equation 10.77, we have

$$\log\frac{q_t}{\sqrt{(SG - 1)gd_{50}^3}} = -2.279 + 2.972\log(16.5) + 1.060\log(16.5)\log(1.15)$$
$$+ 0.299\log(1808)\log(1.15) = 1.477$$

Taking the antilog and solving, we have $q_t = 0.00575$ ft²/s (5.34×10^{-4} m²/s). Converting to concentration, $C_t = 10^6 \times 2.65 \times 0.00575/5.71 = 2{,}670$ ppm. On the other hand, if we use the Karim power formula (Equation 10.78), we have

$$\frac{q_t}{\sqrt{(SG - 1)gd_{50}^3}} = 0.00139 \times (16.5)^{2.97} \times (2.30)^{1.47} = 19.5$$

with the result that $q_t = 0.00374$ ft²/s (3.47×10^{-4} m²/s) and $C_t = 1{,}740$ ppm.

Journal of Hydraulic Research Vol. 43, No. 1 (2005), pp. 12–22

Total Sediment Load (Total Load)

Prediction of total bed material discharge

Prévision de débit solide total

بار کل بستر

SHU-QING YANG, Principal Research Scientist, *Maritime Research Center, Nanyang Technological University, Singapore 639798. E-mail: csqyang@ntu.edu.sg*

ABSTRACT

A new and user-friendly formula for the computation of total bed material load in alluvial channels under equilibrium transport conditions has been developed based on the stream power concept and diffusion theory. The advantages of this formula include: high accuracy in prediction, the ease of computation and the wide range of application. The total sediment concentration is computed directly using the variables of flow depth, mean flow velocity, energy slope, median sediment size and sand density, and water temperature. The verification for the new equation uses over 3500 published total-load data from flume studies, and the over-all results show that 84% of the data are predicted within 0.5 and 2 times the measured values. This is an encouraging score considering the large database and the range of variables covered.

RÉSUMÉ

Une nouvelle formule facile à utiliser pour le calcul du débit solide total dans des lits alluviaux, sous des conditions de transport en équilibre, a été développée en se basant sur le concept d'énergie de l'écoulement et la théorie de diffusion. Les avantages de cette formule sont : la grande précision de la prévision, la facilité du calcul et le large champ d'application. La concentration totale en sédiment est calculée directement à partir des caractéristiques hydrauliques, tirant d'eau, vitesse moyenne, pente d'énergie, taille médiane de sédiment et densité de sable, et température de l'eau. La vérification de la nouvelle formule s'est faite sur plus de 3500 données de débit solide total publiées à partir des études en canal, et les résultats d'ensemble montrent que 84% des données sont prévues entre 0.5 et 2 fois les valeurs mesurées. Ce sont des résultats encourageants vues la dimension de la base de données et l'étendue des variables couvertes.

Keywords: Total bed material load, equilibrium transport, diffusion theory.

1 Introduction and background

The mechanism of sediment transport has been an important subject in the design and operation of canal systems, and river regulation. To date, there are many formulas for the calculation of the rate of sediment discharge or concentration; there are basically three types, i.e., bed-load, suspended load and total load formulas. The total load is also termed as the bed material load because it is made up of only those solid particles consisting of grain sizes represented in the bed, and the wash load is usually not included in these formulas.

1 The total load can be determined as the sum of the bed-load and suspended load, computed separately using appropriate bed-load and suspended-load formulas, this method is somehow an indirect approach of the addition of the two fractions. Compared to the 2 indirect ways, approaches that can directly estimate the total load are useful for ordinary river engineers because in some cases they only want to know the total load in a particular cross-section of river, and in sometimes the artificial distinction between the bed load and suspended mode of transport is very difficult in measurement for both of them are interchangeable (Chien and Wan, 1999).

The phenomenon of sediment transport is related to many variables, such as water discharge, average flow velocity, particle size and its gradation, water temperature, bed shear stress, energy slope, channel shape etc., some of these variables are interrelated and dependent on each other. Since it is difficult to consider all these variables simultaneously in an equation, it is natural for researchers to characterize the sediment transport processes by selecting some relatively important variables. Therefore, different characteristic parameters have been proposed previously to calculate the sediment concentration. To this end, it is not appropriate to review all of them here as most of the existing parameters and formulas have been well documented, for example, in Yalin (1977), Raudkivi (1990), Chien and Wan (1999) etc.

Chien and Wan provide a good summary of the notable equations, such as those proposed by Einstein (1942), Meyer-Peter and Muller (1948), Bagnold (1973), Yalin (1977), Engelund and Hanson (1972), and Ackers and White (1973). They have shown that all these equations can be expressed using the Einstein bedload parameter, Φ as a function of the Shields shear stress parameter, θ $(=1/\Psi$, where Ψ = Einstein's flow intensity

Revision received July 29, 2004 / Open for discussion until August 31, 2005.

It is assumed that $u'_*(\beta u'_* - u_c) = \alpha_1(u'^2_* - u^2_{*c})$ for the simplification, thus (13a) becomes

$$g_t = k\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma}\right)T_T \tag{14}$$

where $T_T = \tau_0(u'^2_* - u^2_{*c})/\omega$ is called the total-load transport parameter and the dimensionless parameter k is expressed as

$$k = \alpha_1\left[\beta\frac{1-k_1}{1+\alpha} + 2.5k_1 \ln\left(\frac{11h}{2d_{50}}\right)\right] \tag{15}$$

Alternatively, Eq. (14) can be obtained more directly from the definition of total load:

$$g_t = \gamma_s V h \bar{C} \tag{16}$$

the depth-averaged velocity V can be expressed as follows:

$$V = \frac{u'_*}{\kappa}\ln\frac{11h}{2d_{50}} \tag{17}$$

The mean sediment concentration $\bar{C}$ by volume could be expressed with various forms, to simplify the expression of $\bar{C}$, the following equation for sediment concentration distribution is selected (Yalin, 1977; Nielsen, 1992)

$$c = C_0 e^{-\frac{\omega}{\kappa u_*(2d_{50})}y} \tag{18}$$

in which C_0 is the sediment concentration at reference level ($y_0 = 2d_{50}$). Then the mean sediment concentration can be obtained by integrating Eq. (18) with respect to y from the bed to the free surface,

$$\bar{C}h = \int_{y_0}^{h} c\,dy = C_0\left[-\frac{\kappa u_*(2d_{50})}{\omega}e^{\frac{-\omega}{\kappa u_*(2d_{50})}y}\right]_{y_0}^{h} \tag{19}$$

for $h \gg y_0$, then Eq. (19) reads

$$\bar{C}h = \int_{2}^{h} c\,dy = C_0\frac{\kappa u_*(2d_{50})}{\omega} \tag{20}$$

The extensive analysis conducted by van Rijn (1984a) shows that the reference concentration C_0 can be expressed as follows:

$$C_0 = \alpha_2\frac{\tau' - \tau_c}{\tau_c} = \frac{\alpha_2}{(\gamma_s - \gamma)d_{50}}\frac{(\gamma_s - \gamma)d_{50}}{u^2_{*c}}(u'^2_* - u^2_{*c}) \tag{21}$$

where α_2 = re-suspension parameter. Substituting Eqs (17), (20) and (21) into Eq. (16), one gets Eq. (14), where

$$k = 2\alpha_2 \ln\frac{11h}{2d_{50}}\frac{(\gamma_s - \gamma)d_{50}}{\tau_c} \tag{22}$$

Equations (22) and (15) show that k is a function of the water depth h, sediment size d_{50}, sediment density ρ_s, or in general, it can be expressed as

ثابت شود

$$k = f_1\left(\frac{h}{d_{50}}, \frac{b}{h}, \frac{\rho_s}{\rho}\right) = f\left(h/d_{50}, \frac{b}{h}, S_g\right) = 12.5 \tag{23}$$

The total sediment concentration by weight can be obtained from Eq. (14),

$$C = \frac{g_t}{Vh} = k\frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma}\frac{\tau_0}{Vh}\frac{u'^2_* - u^2_{*c}}{\omega} \tag{24}$$

The sensitivity of the various parameters on k will be investigated using a large database of about 3500 data sets.

3 Computation of total sediment discharge

The total sediment concentration C may be calculated using (24) given the following basic data: Flow discharge, Q or mean flow velocity, V; channel width, b; flow depth, h or hydraulic radius, R; median sediment size, d_{50}; energy slope S; fluid density, ρ; sediment density, ρ_s; and water temperature.

The procedure of calculation is as follows:

1. Determine u^2_{*c} from the Shields curve based on d_{50}. → منحنی شیلدز
2. Calculate the grain shear velocity u'^2_* using

$$\frac{V}{u'_*} = 2.5\ln\left(\frac{11R}{2d_{50}}\right) \Rightarrow V, R, d_{50} \Rightarrow U'_* \tag{25}$$

3. Calculate the mean bed shear stress, $\tau_0 = \gamma RS$
4. Use $k = 12.5$ in (24).

تنش برشی (تنش برشی بابعد ریز) مربوط به ذرات بستر U'_*

$U_{*c}^2 = \frac{\tau_c}{\rho}$

$U_*^2 = \frac{\gamma RS}{\rho}$

4 Data analysis and verification

The 3500 data sets used for the verification of (24) were compiled by Brownlie (1981). In the following sections, the large number of data sets are sub-divided and plotted in Figs 2–4 in the form of predicted sediment concentration against the measured values, in which the solid lines represent perfect agreement between both of them and the dotted lines represents 0.5 and 2 times of the solid line value. The main purpose is to study the influence of the various parameters in (23) on the constancy of k and also to achieve a clearer presentation. Note that details of the authors of the data in the figures not quoted in the reference section can be found in Brownlie (1981) for details.

The first step involves in checking the constancy of k in (24). The preliminary results (see Fig. 1) using Stein's data show excellent agreement between the computed and measured data with $k = 12.5$. To this end, 341 data sets from 10 different researchers are used and the results are shown in Fig. 2. The hydraulic conditions of these data are summarized in Table 1. The good agreement in Fig. 2 testifies that $k = 12.5$ in (24) is a constant.

Figure 3 shows only Gilbert's (1914) data. The water temperature was not measured and it is assumed a temperature of 20°C in the calculations. A total of 763 out of 774 data points were used in the plot because the data with $(u'^2_* - u^2_{*c}) < 0$, and those with concentration less than 10 ppm were excluded. It is obvious that the assumption of a constant temperature will result in some errors, especially for fine sand due to the influence of viscosity on the fall velocity. Indeed, the results show the agreement is better for coarse sand data than that of the fine sand data.

In Table 2, Gilbert's data is used to do a further check on the reliability of the proposed equation. As shown in Fig. 1 that among all previous hydraulic parameters for the prediction of sediment transport, the dimensionless unit stream power VS/ω is preferable to others in terms of correlation coefficient. Therefore, it is meaningful to compare the correlation coefficients based on Gilbert's data by use of VS/ω and the new parameter. In Table 2, column 1 shows the sediment size and column 2 indicates the number of experimental runs done by Gilbert; column 3 gives

تنش برشی متوسط

غلظت بار رسوبی کل (وزنی)

$$C = K \times \frac{S_g}{S_g - 1} \times \frac{\tau_0 = \gamma RS}{\text{سرعت متوسط } V \times h} \times \frac{U'^2_* - U^2_{*c}}{W}$$

$K = 12.5$ $S_g = 2.65$ (۲۳۵)

سرعت سقوط ذرات

Table 5 Study on the effect of sediment density for various predictive formulas based on US Waterway Experiment Station data (1936)

ρ_s (T/m³)	Runs	d_{50} (mm)	% Scores of predicted sediment concentration and range of discrepancy r											
			$0.75 < r < 1.5$				$0.5 < r < 2$				$0.33 < r < 3$			
			Y*	E–H	VR	K	Y	E–H	VR	K	Y	E–H	VR	K
1.85	26	0.96	50	50	61	15	69	76	85	23	92	88	92	65
1.85	32	0.833	44	50	40	10	69	78	68	25	81	84	81	56
1.74	29	0.833	59	52	62	14	83	83	75	27	86	93	89	62
1.35	31	0.97, 3.107	35	55	38	16	71	77	58	32	87	93	83	71
1.32	64	1.32–3.0	42	37	36	9	78	66	62	26	89	87	84	47
1.26	14	1.16–4	57	21	7	14	79	28	14	14	86	50	71	50
1.11	30	1.29–2.4	60	10	50	3	73	33	83	10	93	50	93	27
1.05	72	0.84–3.2	40	11	22	22	55	25	55	35	89	42	86	37
Total	298		48	36	40	13	72	58	63	24	88	73	85	52

*Y = Yang Eq. (24), E–H = Engelund and Hansen, VR = van Rijn, K = Karim.

verification. In this respect, it is reasonable to say that an indirect comparison has been achieved and the new equation is verified by more datasets than others did, and on average, 84% of the data were predicted within the 0.5 and 2 times of the measured values.

6 Conclusions

(خلاصه) نتیجه گیری

A new sediment discharge formula, Eq. (24) has been developed. The main advantages of the new formula are its accuracy in prediction, the ease of computation and the wide range of application. The total sediment discharge, g_t is computed directly and is linearly related to the new total-load transport parameter, $T_T = \tau_o(u_*^2 - u_{*c}^2)/\omega$ and a factor of proportionality, k. The former involves variables that are easily obtainable from measurements. The factor of proportionality, k in Eq. (24) have been checked for a wide range of hydraulic conditions and it remains a constant = 12.5, irrespective of sediment size, sediment density, channel aspect ratio, sediment concentration.

C

The range of the variables tested in the verification of the formula were: median sediment size from 0.011 to 28 mm, specific gravity of sediment from 1.03 to 2.65, sediment concentration up to 110 kg/m³, water depth from 0.03 to 16.4 m, and channel aspect ratio as small as 0.3. The verification exercise for the new equation used over 3500 published total-load data from flume studies, and the results showed, on average, 84% of the data were predicted within the 0.5 and 2 times of the measured values. Considering the large database used and the range of applicability of the formula, the result obtained is comparable, if not better than most of the existing total sediment discharge formulas. The good achievement of the new equation can be attributed to that it encompasses all the "missing" elements in existing formulas, i.e., water depth or hydraulic radius, mean velocity, energy slope, shear stress and sediment size.

اندیابی: در ۸۴٪ موارد، (0.5-2) برابر
میزان برآورد در محدوده
میزان قطر اندازه گیری شده (عالی)

Acknowledgments

The writer appreciates the helpful comments from Prof. Ole S. Madsen, R.M. Parsons Lab. MIT, USA.

Notation

b = width of channel
c = sediment concentration
$\bar{C}$ = mean sediment concentration by volume
C' = Chezy's coefficient
C = sediment concentration of total bed-material by weight
d = sediment diameter
d_{50} = median sediment size
D_* = dimensionless grain size parameter
e_b = energy efficiency defined by Bagnold
E = energy dissipated rate
E_s = power rate for suspension
E_b = power rate for bed-load transport
g_t = total sediment discharge in dry weight per time and unit width
g_b = bed-load transport rate
g_s = suspension transport rate
g = gravitational acceleration
h = water depth
q = discharge per unit width
k = universal constant = 12.5
k_o, k_1, k_2 and k_3 = coefficients
n_h = particle number moving in horizontal direction
n_v = particle number moving in vertical direction
n_2 = particle number settling to the bed
r = correlation coefficient, discrepancy ratio
R_b' = hydraulic radius corresponding to bed
R = hydraulic radius
S_e = energy slope
T = van Rijn's transport stage parameter
u_p = flow velocity near the bed
u_s = mean velocity of suspended particle
u_c = critical velocity for incipient sediment motion

V = سرعت متوسط
ω = سرعت سقوط ذرات (با ...)

$U_* = \sqrt{gRS}$
U_{*c} = سرعت برشی بحرانی (از رابطه یا منحنی شیلدز)

(۳۳۶)

$C \le 110\ kg/m^3$ (25) رابطه U_*' = سرعت برشی مربوط به ذرات بستر

SS = 1.03–2.65 ، d_{50} = 0.01–28 ، h = 0.03–16.4

① It has been assumed that the "bed-load Transport rate" could be expressed as a function of shear stress, slope, or velocity. Show that these assumptions are actually interchangeable. In order to make them interchangeable, what basic assumption must be made, and what is its weakness?

② The following data were measured from a river station: water discharge $Q = 200\ m^3/s$; average flow depth $D = 3\ m$; Slope $S = 0.00044$; width $W = 60\ m$; Manning's roughness coefficient $n = 0.04$; and water temperature $T = 10^\circ C$. The bed-material size distribution is given in the following Table:

Size Fraction (mm)	Percentage available (%)
0.002 – 0.0625	0.9
0.0625 – 0.125	4.4
0.125 – 0.25	14.2
0.25 – 0.50	74.9
0.5 – 1.0	5.0
1.0 – 2.0	0.5
2.0 – 4.0	0.1

Compute the bed-load Transport rate using (a) DuBoys'; (b) Shields'; (c) Meyer-Peter and Muller's; (d) Einstein's; (e) van Rijn's; (f) Parker, et al.'s and Compare the results.

③ What is the fundamental principle used in developing the Rouse equation (for the determination of vertical suspended sediment concentration distribution in a given cross-section)?

④ Explain, on the basis of the following equation, why suspended sediment particles will not eventually all settle to the bottom of a turbulent open-channel flow.

$$W_s C + \epsilon_s \frac{dC}{dY} = 0$$: Sediment Continuity equation in vertical direction

(5) Given the following data, Compute the suspended sediment load using:
(a) Einstein's method ; and (b) van Rijn's method
Then Compare the results.

$Q = 500\ m^3/s$; $D \simeq R = 5\ m$; $W = 100\ m$; $S = 0.0001$;
$n = 0.02$; $g = 9.81\ m/s^2$; $\gamma = 1\ Ton/m^3$; $\nu = 1 \times 10^{-6}\ m^2/s$;
$d_{16} = 0.29\ mm$; $d_{50} = 0.45\ mm$; $d_{65} = 0.6\ mm$; $d_{84} = 0.83\ mm$;
$d_{90} = 1.08\ mm$; $S_g = 2.65$; $d_{35} = 0.39\ mm$

* Calculate fall velocity (W_s) using van Rijn (1984) method as presented in your lecture note.

(6) Use the data given in Problem 5, compute the Total sediment load with the methods proposed by:
(a) Ackers and White (1973, 1990)
(b) Brownlie (1981)
(c) Engelund and Hansen (1967)

Then Compare the results.

(7) مدل‌های ریاضی هر یک با روش‌های مختلف عمل می‌کنند. شما در یک صفحه تمام مدل‌ها را بنویسید و بگویید از کدام روش بار رسوبی معلق را حساب می‌کنند.

فصل ۹ آبشستگی (Scour)

مقدمه : تغییر تراز بستر رودخانه بصورت :

① Degradation/Aggradation

A very slow process ⟶ Long Term change in channel bed.

- در یک بازه طولانی از رودخانه ارزیابی می شود.
- به منظور تعیین روند تغییرات رودخانه در حالت طبیعی - پتانسیل برداشت مصالح بستر رودخانه
- مبنای ارزیابی مقایسه هندسه هیدرولیکی در یک بازه زمانی بلندمدت است. (حداقل ده ساله یا ده ساله)

منابع بررسی :

۱- سری عکس های هوایی - نقشه های توپوگرافی (History of Variation)

۲- بررسی بیلان رسوبی رودخانه در طول بازه (بار رسوبی ورودی و خروجی) - معمولاً تغییرات بار رسوبی سالیانه در یک دوره آماری در حد فاصل دو مقطع ارزیابی می کنند. (روش هیدرولوژی)

۳- روش هیدرولیکی : (حل همزمان معادلات جریان آب و معادله پیوستگی بار رسوبی کف ← Exner)

② General / constriction Scour :

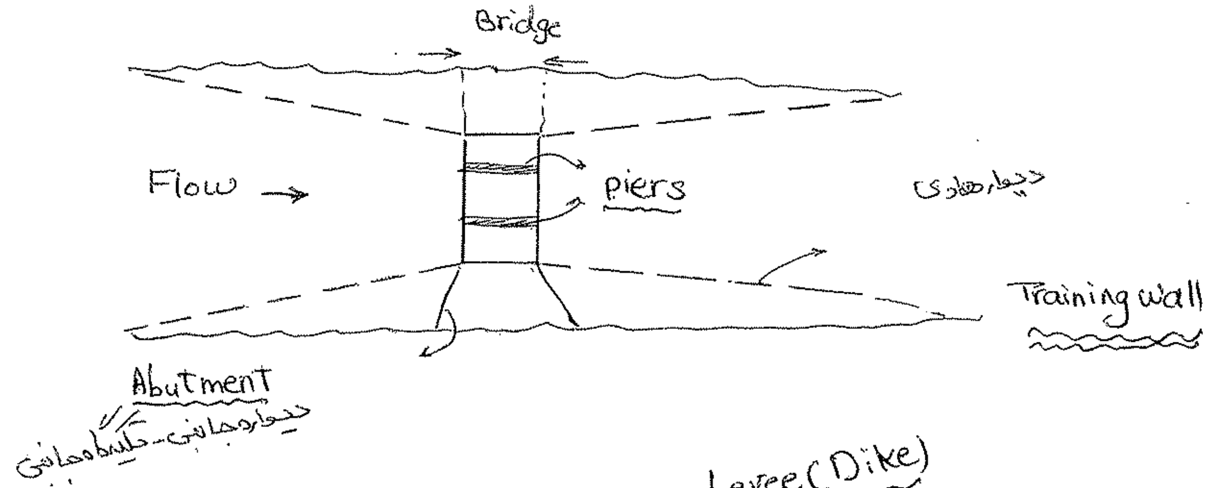
← فرسایش کف بستر که در اثر افزایش سرعت ، تنش برشی و توان جریان است. ⟺ ناشی از کاهش مقطع جریان است.

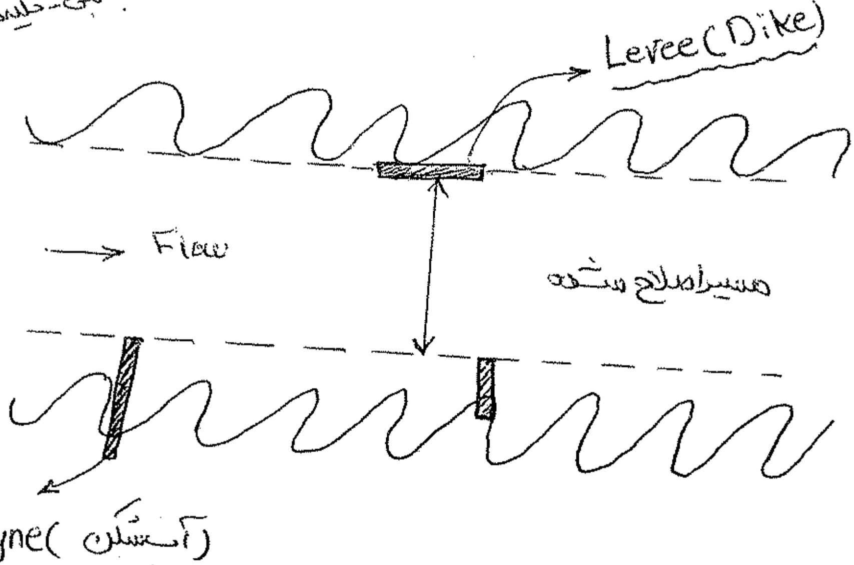
- در یک Reach کوتاهتر اتفاق می افتد.
- با کاهش مقطع جریان.

مثال (۱) : در محدوده احداث پل (At Bridge Site)

- در اثر - احداث تکیه گاه میانی و دیواره های کناری
- پایه پل (Piers)
- تجمع اجسام شناور و آشغال (Debris)

مثال (۲) در اثر اصلاح مسیر رودخانه (River Training) :





③ Local Scour :

آب شستگی موضعی :

□ علت : ایجاد و توسعه جریان های گردابی (Vortex) با قدرت فرسایشی زیاد.

- در محل پایه های پل : piers
- در محل (دماغه) تکیه گاه ها : Abutment
- پیرامون سازه های حفاظتی سواحل رودخانه ها : (Grognes)
- پایین دست سازه های آبی، آبشارها، دریچه ها و حوضچه های آرامش

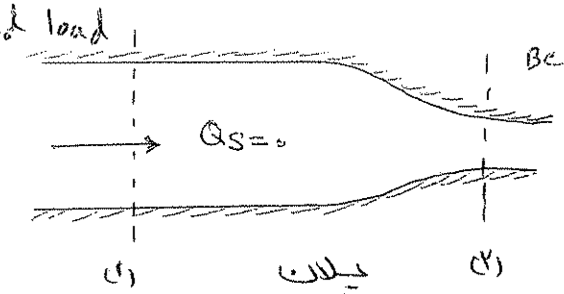
* آبشستگی موضعی در یک محل مشخص و کوچک و با قدرت اتفاق می افتد.

الف) آبشستگی عمومی: (General Scour)

الف-۱) clear water Scour

دو نوع آبشستگی داریم:

آب عبوری clear water است ولی مقطع تغییر شکل داده است و در نتیجه سرعت و تنش تغییر پیدا کرده است و Scour داریم.



آب عبوری یا صاف است یا حاوی رسوبات قابل ته‌نشینی نیست.
Qs مقدار Bed load است ریز
تغییر Bed load باعث تغییر حرکت است.
← clear water

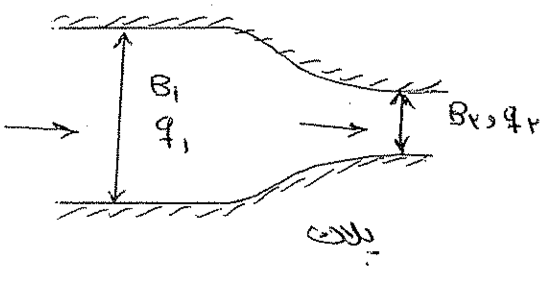
At Approach Flow (جریان در مقطع بالادست) $\rightarrow \begin{cases} \tau_b < \tau_c \\ Q_s = 0 \end{cases}$

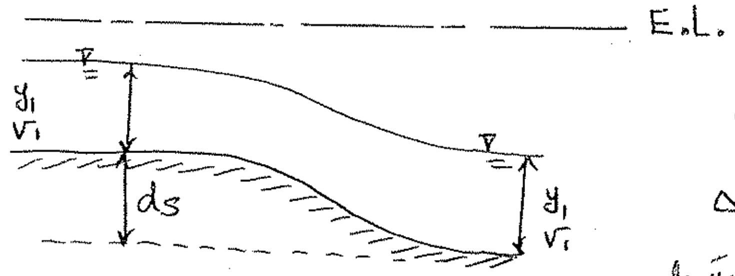
At constricted Reach $\rightarrow \{$ if $\tau_b > \tau_c$ (در اثر شستگی) $\rightarrow Q_s > 0$ (بار کف) $\rightarrow z\downarrow$ (افت کف) $\Rightarrow y\uparrow \Rightarrow V\downarrow$ (سرعت)

$(\tau_b \propto V^2)$ $\tau_b \downarrow\downarrow \rightarrow$ Equilibrium state $\rightarrow (Z = \text{const.}\ \ \tau_b = \tau_c)$

تحلیل جریان و آبشستگی:

* برای مستطیلی عریض





ds: General scour depth

افت انرژی ناچیز

(در اثر فرسایش و ایجاد تعادل در پروفیل بستر، تبدیل تدریجی صورت می‌گیرد) $\Delta H_{1,2} \simeq 0$

* اگر تبدیل در عرض ایجاد کردیم، جریان آب تبدیل در کف ایجاد می‌کند که خودش را به تعادل دینامیکی برساند.

فرض: ۱- جریان Steady و ($Q = const.$)

۲- بازه تنگ شده به حد کافی طولانی است تا جریان یکنواخت ایجاد شود.

(Steady uniform flow in along contraction.)

۳- در بازه تنگ شده: Scour ادامه پیدا کند تا $\tau_b \simeq \tau_c$ و حالت تعادل بستر برقرار شود.

۴- از روش تنش برشی استفاده می‌شود. (رابطه $\tau_c = \tau_b$ براساس روش Shields)

چون clear water است پس از shields می‌شود استفاده کرد.

۵- در حالت تعادل برای clear water تئوری تنش برشی کافی است. تغییرات بستر تدریجی و $\frac{H}{L_2} \simeq 0$

Manning Eq. $$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{R_2^{2/3} \cdot S_2^{1/2}}{n_2}$$ ← از رابطه مانینگ: فرض جریان یکنواخت در بازه تنگ شده. (1)

Bed Shear Stress: $$\tau_0 = \gamma R S_0 \quad , \quad \tau_2 = \gamma R_2 S_2 \qquad (2)$$

From Eqs. (1) و (2): $$\tau_2 = \frac{\gamma Q^2 n_2^2}{A_2^2 R_2^{\frac{1}{3}}} \qquad (3)$$

Shields Function: $$F_S = \frac{\tau_c}{\gamma D_{75}(S_g - 1)}$$ یا $$(\tau_2)_{cr} = (F_S)_{cr} \cdot \gamma \cdot (S_g - 1) D_{75} \qquad (4)$$

$\tau_2 = \tau_c$

From Eqs. (4) و (3): (شرط تعادل بستر) → $$A_2^2 R_2^{\frac{1}{3}} = \frac{Q_2^2 \cdot n_2^2}{(F_S)_{cr}(S_g - 1) D_{75}} \qquad (5)$$

For Fully Turbulent Flow (Rough Flow) → $$\left.\begin{cases} Re^* > 400 \\ D_{75} > 4\,mm \\ S_g = 2.65 \end{cases}\right\} (F_S)_{cr} = 0.056$$

۵/۱۴ From Strickler Eq. $n = 0.038 (D_{75})^{\frac{1}{6}}$ $m \leftarrow D_{75}$

IF Rectangular Cross Section $\rightarrow \begin{cases} A_2 = B_2 y_2 \\ R_2 = \dfrac{B_2 y_2}{B_2 + 2y_2} \end{cases}$ [اگر مقطع مستطیلی نباشد، آزمون و خطا پیش می‌آید]

Then Eq.(5) symplified: $\dfrac{y_2^{7}}{B_2 + 2y_2} = 3.82 \times 10^{-6} \times \dfrac{Q^6}{B_2^{7} \times D_{75}^{2}}$ (6)

IF wide channel: $R_2 \simeq y_2$

Then Eq.(6): $y_2 = 0.168 \left(\dfrac{Q^6}{B_2^6 \times D_{75}^2} \right)^{\frac{1}{7}}$ (7) y_2: عمق آب در بازه تنگ شده

از نظر تقریبی معادله (۷) عمق y_2 را ۲۰٪ کمتر می‌دهد.

clear water: $[y_2 = 1.2 (y_2 \text{ From Eq.}(7))]$ (8)   پس در طراحی پیشنهاد شده است که:

عمق آبشستگی عمومی: $d_s = \Delta Z = (E_2 - E_1) = \left(y_2 + \dfrac{q_2^2}{2g y_2^2}\right) - \left(y_1 + \dfrac{q_1^2}{2g y_1^2}\right)$ (9)

E = انرژی مخصوص

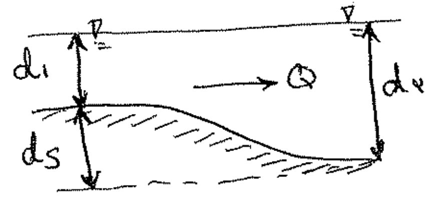
فرض: از افت انرژی صرف‌نظر شده است. ($\Delta H \simeq 0$) (به دلیل Smooth بودن تبدیل مقطع در اثر تعادل فرسایشی)

E: انرژی مخصوص؛ Q و مشخصات بالادست (y_1 و q_1) و در پایین‌دست (y_2 و q_2): معلوم

← d_s محاسبه می‌شود.

رابطه Straub:

$\dfrac{d_2}{d_1} = \left(\dfrac{B_1}{B_2}\right)^{6/7} \left(\dfrac{\tau_1}{\tau_2}\right)^{3/14}$



$d_s = d_2 - d_1$

B = عرض سطح آب

فرض: افقی بودن سطح آب (تعادل پایین رفتن کف بستر و کاهش عرض مقطع)

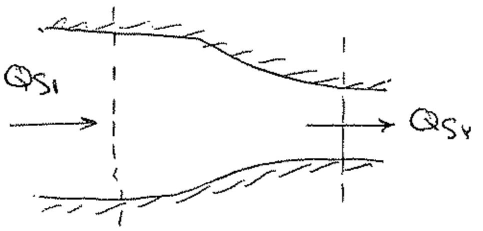
۹/۱۴

الف-۲) Live_bed Scour: (بستر زنده نگوییم اشتباه است)

That means, Sediment Transporting Flow in the upstream channel.

جریان بالادست پتانسیل فرسایشی (بخصوص فرسایش کف) دارد ـ بار بستر در بالادست داریم.

مثال: آبشستگی عمومی در رودخانه ـ جریان بالادست حاوی رسوبات است.



در اثر تغییر مقطع: At the First period $Q_{s2} > Q_{s1}$

At the End Equilibrium state. $Q_{s2}=Q_{s1}$

نتیجه: رابطه بین τ_b با حمل رسوب (Q_s) لازم است زیرا τ_b فقط تابع سرعت و هندسه مقطع بستری نیست. لذا رابطه $Q_s=F(\tau_b)$ نیز لازم است مثل رابطه DuBoys و...

از نظر تحلیلی مشکل وجود دارد ←

$Re=\frac{VR}{\nu}$ نیروی لزجت آب $\nu\uparrow \Rightarrow Re\downarrow$

کاهش Re ⇐ افزایش مقاومت جریان ⇐ سرعت جریان کم ($V\downarrow$)

از طرف دیگر:

$\tau=\gamma RS$

برای آب حاوی رسوب: γ_{mix} بیشتر ⇐ $\tau\uparrow$

ولی $\tau \propto V^2$ یا $V\uparrow$

نتیجه: تناقض در معادلات تئوری ایجاد می‌گردد!

روش حل تحلیلی مشکل می‌شود. (فرضیه: آب حاوی رسوب بخشی از قدرت خود را صرف برخورد مومنتم ذرات می‌کند.)٪

روش تجربی برآورد آبشستگی:

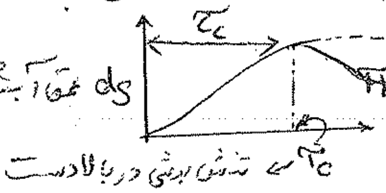
از نتایج تجربی: چنانچه پتانسیل فرسایشی آب صاف بیشتر است. آب صاف ظرفیت حمل و انتقال رسوب بیشتری دارد.

بعبارت دیگر: Clear water Scour > Live Bed Scour
$\simeq$ 1.1 (Live bed Scour)

براساس آزمایشات در فلوم، در آبهای رسوب‌دار بخشی از انرژی و توان صرف برخورد شدید بین ذرات در جریان می‌گردد.

یعنی در عمل محاسبهٔ d_s از روابط clear water انجام شده و ضریب اطمینان S.F=1.1 برای اطمینان بیشتر در نتایج خواهد بود.

نتیجهٔ تجربی مهم دیگر: حد ماکزیمم آبشستگی تعادلی وقتی است که جریان بالادست در شرایط $\tau_b=\tau_c$ باشد. (از آزمایشات جامع لنز و توان)



$\tau_{b_1}=\tau_c \Rightarrow MAX\ d_s$

روابط نیمه تجربی ناشی از ترکیب: ① معادله مانینگ ② معادله تنش برشی ③ معادله رسوب ارائه شده است.

مثال: روش Laursen (1960، 1980). رجوع شود به Hyd. open channel (PP. 428-430)

Laursen (1960)

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_t}{Q_c}\right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{\frac{(2+a)6}{(3+a)7}} \left(\frac{n_2}{n_1}\right)^{\frac{6a}{7(3+a)}}$$

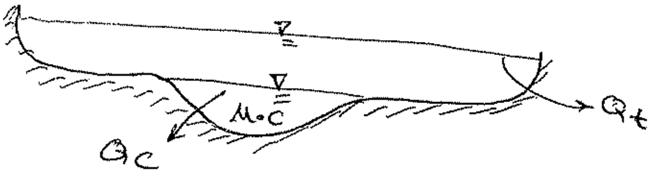
$$d_s = y_2 - y_1 \quad \text{یا} \quad \frac{y_2}{y_1} = 1 + \frac{d_s}{y_1}$$

اندیس (1) و (2) بترتیب برای مقطع بالادست و پایین‌دست است.

B_1, B_2 ← عرض سطح آب در M.C بالادست و در مقطع تنگ شده.

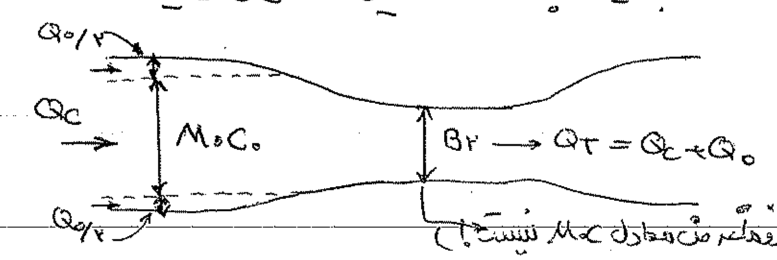
Q_t ← کل دبی مقطع کیس سیلابی بالادست که از مقطع تنگ شده عبور می‌کند. (دبی جریان از بالادست)

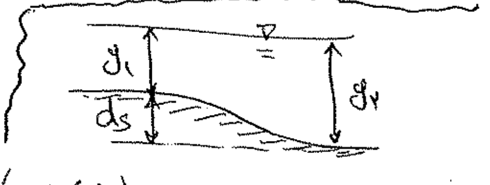
Q_c ← دبی مقطع اصلی (M.C) - دبی مقطع پر



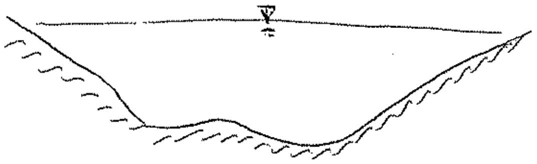
(در رودخانه‌های سیلاب‌دشتی)

عموماً پل در محدوده M.C احداث می‌شود و جریان بالادست از این مقطع هدایت می‌شود.





در رودخانه‌های با مقطع ساده: فقط یک مقطع داریم یا برای M.C. contract. بالادست و مقطع تنگ شده پایین‌دست است.



$$\left(\frac{Q_t}{Q_c}=1 \;,\; \frac{n_2}{n_1}\simeq 1.0\right) \rightarrow \frac{y_2}{y_1}=\left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{\frac{6(2+a)}{7(3+a)}}$$

Single channels OR Braided channels.

عریض و شریانی

n: ضریب مانینگ:

n_1: براساس کتاب (open channel Hyd.) ← (n1 در M.C. بالادست است)

n_2: ضریب زبری در مقطع تنگ شده (تقریباً معادل M.C.)

$\frac{n_2}{n_1}\simeq 1.0$

اگر $C=B_1=B_2$ ؛ $\frac{y_2}{y_1}=\left(\frac{Q_t}{Q_c}\right)^{6/7}$ اگر $Q_t=Q_c$ (مقطع ساده یا جریان در محدوده M.C.)

$$\frac{y_2}{y_1}=\left(\frac{B_2}{B_1}\right)^{a} c$$

a: ضریب تجربی (تابع نوع بار رسوبی)

معیار کمی برای تشخیص نوع بار رسوبی رودخانه توسط نسبت ($\frac{u_*}{w_s}$) تعریف شده است.

نوع بار رسوبی	u_*/w_s	a
بار کف	<۰/۵	۰/۲۵
بار کف + معلق	۰/۵-۲/۰	۱
بار معلق	>۲/۰	۲/۲۵

$u_*=\sqrt{gRS_0}$

(سرعت برشی در مقطع بالادست)

سرعت سقوط مواد بستر: $w_s=\left[4/3 * \frac{g D_{50}}{C_D}(S_g-1)\right]^{1/2}$

$C_D\simeq 1.8$ برای مواد سنگی و قلوه سنگی

برای عمق آبشستگی عمومی ← presedouski (1996) ؛ P.130 ← روش Borah (1989) مراجعه کنید

ب) آبشستگی موضعی: (Local Scour)

در نتیجه تأثیر متقابل (interaction) بین جریان بالادست و مانع (پل، تکیه‌گاه‌های جانبی، آب‌شکن‌ها و در پایین‌دست سازه‌ها (آبی)) چاله بوجود می‌آید.

ب) آبشستگی موضعی (Local Scour)

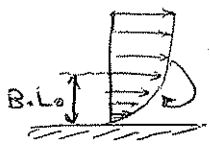
در اثر تأثیر متقابل بین "جریان بالادست" و مانع (پایه پل یا آبشکن و نیز پایین‌دست سازه‌های آبی) بوجود می‌آید.

ب-۱) پایه‌های پل (Local Scour around piers): براساس مکانیزم جریان فرسایشی (در Fig (4.2) کپی ضمیمه و شکل (۲-۸) کتاب هیدرولیک رسوب ص ۲۵۷):

۱- اختلاف فشار قابل ملاحظه در بالادست و پایین‌دست مانع (در بالادست بیشترین انرژی پتانسیل داریم) $(P/\gamma + V^2/2g)$

۲- Back water در بالادست (در اثر Stagnation Pressure در سطح بالادست مانع)

۳- گرادیان سرعت در امتداد قائم (در ضخامت B.L - نزدیک بستر) وجود دارد.



۴- جریان قائم به سمت پایین (Down ward Flow) ایجاد می‌گردد. (چون مانع در برابر جریان است)

۵- جریان قائم در برخورد با مانع و پیچش دور پایه پل ← سیستم جریان گردابی (Vortex System) و بصورت نعل اسبی (Horse-Shoe-Vortex) باعث فرسایش شدید است. (رسوب خروجی از پیرامون مانع افزایش می‌یابد)

۶- توسعه جریان چرخشی ← عامل ایجاد ناحیه جدایی جریان (Flow Sepration) در پیرامون پایه پل و سمت پایین‌دست است.

۷- با توسعه فرسایش پیرامون مانع و عمق موضعی آبشستگی زیاد می‌گردد، ← از قدرت Vortex کاسته می‌شود ← تا اینکه بستر به حالت Dynamic Equilibrium state می‌رسد. (در حفره فرسایشی $q_{s(in)} = q_{s(out)}$)

مشکل: رابطه مشخصی برای ارزیابی قدرت Vortex و رابطه آن با توزیع سرعت در امتداد قائم و خصوصیات پایه پل یا مانع آبشستگی بستر وجود ندارد. (مانند شرایط $\tau_c \rightarrow \tau$ نیست که قابل ارزیابی باشد). □ در ناحیه جریان گردابی که همراه با Sepration line است، net Flow و سرعت متوسط تقریباً صفر است. بلکه Turbulence و نوسانات سرعت و تنش نقش اساسی دارند نه متوسط زمانی سرعت و تنش.

نتیجه: بیشتر روابط موجود تجربی یا نیمه تجربی بوده و براساس خصوصیات متوسط جریان در بالادست، عمق آبشستگی موضعی (d_s) برآورد می‌شود. این روش‌ها conceptual methods نیستند!

10/14 → برای مقایسه d_s در شرایط clear water و live_bed (آبشستگی در محل پایه‌های پل) به مطالب کتاب open channel hyd. – P. 432–433 (Figs. 10.25, 10.26) ضمیمه مراجعه کنید.

به طور مثال: برای ارزیابی عمق آبشستگی (d_s) در محل پایه‌های پل با عرض (b): با استفاده از آنالیز ابعادی و تشخیص پارامترهای مؤثر:

$$\frac{d_s}{b} = F\left(\frac{u_* D_{50}}{\nu},\ \frac{u_0^2}{g D_{50}(S_g-1)},\ \frac{D_0}{b},\ \frac{D_{50}}{b},\ Fr_0,\ S_g\right)$$

D_0: عمق بالادست — b: عرض پایه عمود بر راستای جریان

u_0: سرعت بالادست — Fr_0 و Fr بالادست — u_*: سرعت برشی

S_g: انحراف معیار هندسی مواد بستری — D_{50} و S_g = اندازه نشان‌دهنده مواد بستری و دانه‌بندی مواد

ν: لزجت آب

روابط تجربی مختلف: ←
1- برای شرایط clear-water یا Live_bed
2- محدودیت‌های تجربی کاربرد معادله (از نظر جریان، مواد بستری، هندسه پایه پل)

1) نمونه روابط در جدول (1-8) کتاب هیدرولیک رسوب ص 341 ارائه شده است. (ضمیمه)

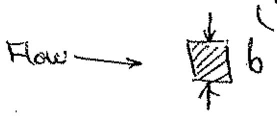
2) برخی روابط مهم:

Laursen (1962):

برای پایه‌های مستطیل

$$\frac{b}{D_0} = 5.5\,\frac{d_s}{D_0}\left[\frac{1}{11.5}\cdot\frac{d_s}{D_0}+1\right]^{1.7} - 1$$

شرایط و محدودیت‌های رابطه فوق:
1) برای پایه‌های مستطیلی
2) از پارامتر سرعت جریان در بالادست استفاده نکرده است.
3) D_{50} (0.46–2.2) mm (و برای بستر ماسه‌ای)



b: عرض پایه عمود بر جریان — D_0: عمق جریان بالادست

d_s: عمق آبشستگی (از سطح متوسط بستر)

Shen, et al. (1969):

برای پایه‌های مستطیلی

$$\frac{d_s}{b} = 3.4\,(Fr_0)^{2/3}\left(\frac{D_0}{b}\right)^{1/3}$$

$$Fr_0 = \frac{u_0}{\sqrt{g D_0}}$$

Fr_0 = برای جریان بالادست — u_0: سرعت متوسط بالادست

D_0: عمق بالادست — For Rectangular pier — (ولی خصوصیات مواد بستری ندارد!)

۱۱/۱۶

Richardson, et al. (1975): (For Rectangular piers)

پایه‌های مستطیلی

$$\frac{d_s}{D_0} = 2.2\left(\frac{b}{D_0}\right)^{0.65} Fr_0^{0.43}$$

ضرایب تصحیح برای { نسبت $\frac{\text{طول}}{\text{عرض}}$ پایه (L, b) و راستای پایه نسبت به جهت جریان } را داده‌اند. ←

عامل خصوصیات مواد بستر را ندارد

(K_1)

ضریب تصحیح شکل پایه	نوع شکل پایه
۱/۰	مربع مستطیل
۰/۹	استوانه‌ای
۰/۸	دماغه مثلثی
۰/۹	دماغه گرد

$$\frac{d_s}{D_0} = k_1\left(2.2\left(\frac{b}{D_0}\right)^{0.65} \cdot Fr_0^{0.43}\right)$$

برای ضریب تصحیح نسبت $\frac{L}{b} = \frac{\text{طول}}{\text{عرض}}$ به منبع شماره (۸) در کپی ضمیمه انگلیسی مراجعه شود. یا از اطلاعات Melville (1992) استفاده گردد.

روش عمومی‌تر و قابل اعتماد ← : Melville (1992): Ref (pp. 435-436 → open channel Hyd.)

این آدم را همه در پل می‌شناسند

$$\begin{cases} \frac{d_s}{b} = 2.1\, k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 & \text{if } \frac{b}{D_{50}} > 18 \\ \frac{d_s}{b} = 0.45\, k_1 k_2 k_3 \left(\frac{b}{D_{50}}\right)^{0.53} & \frac{b}{D_{50}} < 18 \end{cases}$$

b: عرض پایه

D_{50} مواد بستری

b ← عرض پایه (عمود بر راستای جریان)

k_1 = ضریب مربوط به تأثیر نوع شکل پایه $k_1 = F(\text{shape پایه})$ ، k_2 = ضریب مربوط به تأثیر زاویه برخورد جریان با پایه ← $k_2 = F(L/b, \theta)$ (θ در رابطه با شکل پایه تعریف شده است) ، k_3 = ضریب مربوط به تأثیر غیریکنواختی مواد بستر شکل ← (۸-۳) از کتاب هیدرولیک رسوب $k_3 = F(D_{50}, \sigma_g)$ ، D_{50} = مربوط به لایه زیرسطحی

d_s = حداکثر عمق آبشستگی موضعی از کف متوسط بستر

مثال: (۸-۱) صفحه ۳۶۲ کتاب هیدرولیک رسوب

Richardson, Simons, Julien (1990):

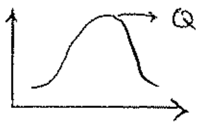
$$\frac{d_s}{b} = 2 K_s \cdot K_\theta \cdot K_b \cdot K_a \cdot \left(\frac{y_1}{b}\right)^{0.35} \cdot Fr_1^{0.43} \quad \text{(Hec-18)}$$

روش جدیدتر Melville (1997) برای عمق آبشستگی موضعی در محل پایه‌های پل از کپی ضمیمه بررسی شود!

نکات مهم:

① تعریف: (Equilibrium state depth) ← عمق تعادل آبشستگی

(عمق آبشستگی تابعی از: ←
۱) زمان دوام دبی سیلابی (دوره سیلابی رودخانه) $100\ m^3/s$: نبودن ۱۰ ساعت، قدرت و وزن تخریبی زیادتری دارد نسبت به اینکه ۱ ساعت واقع شود!
۲) تأثیر فرم بستری (Effect of bed form)



عمق تعادل آبشستگی با فرض:
۱) دوام نمایش دبی سیلاب برای حصول تعادل بستر - مدت دوام کافی برای ایجاد تعادل
۲) شرایط بستر به صورت plain bed - فرم بستری نداریم
تعریف می شود

تا آزمایشات و نتایج منتشر نیز عموماً بر اساس بستر تخت (plain) و با استمرار جریان دائم و ثابت بوده است.

نتیجه: معادلات تجربی موجود، متوسط عمق آبشستگی را در طول دوره زمانی یک دبی سیلابی می دهد. (تحت شرایط مفروض به دست آمده اند) ← که معادل عمق تعادل آبشستگی است.

Richardsen et al. (1975):

$(d_s)_{max}$: عمق Max آب شستگی $\neq 1.3$ (عمق تعادلی محاسبه شده از روابط تجربی برای Q در شرایط پایدار)

چرا؟

① بنا به نوسانات دبی سیلابی، عمق آبشستگی بیشتر از حالت جریان پایدار است. (نتیجه تجربی است) ← دبی طراحی ثابت است، ولی d_s که محاسبه می شود معمولاً کمتر از حالتی است که همان دبی به صورت متوسط یک هیدروگراف است.

② سرعت تغییرات بستر با سرعت تغییرات جریان سیلابی هماهنگ نیست. (تغییرات فرم بستری سرعت تغییرات دبی نیست) همواره یک وقفه زمانی بین این دو وجود دارد.

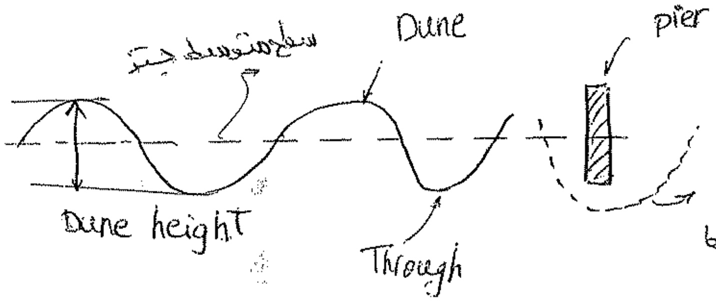
○ عموماً دبی ماکزیمم سیلاب آن قدر ادامه نمی یابد تا آب شستگی برای آن دبی به حالت تعادل برسد. بخصوص در شرایط Flush Flood. (سیلاب های با مدت دوام کم)

نتیجه: احتمال برآورد زیاد عمق آبشستگی در دبی طراحی با روابط موجود وجود دارد!

③ جابرول هیدروگراف سیل، رسوبات بار بستری در حفره آبشستگی ته نشست می‌کنند.

← اندازه‌گیری های بعد از سیلاب، نماینده واقعی آبشستگی در موقع سیلاب نیست.

④ اثر Bedforms : در جریان زیربحرانی ($Fr_0<1$) اگر تغییرات فرم بستری بصورت Dune (در رودخانه‌های با بستر ماسه ای) داشته باشیم حرکت Dune ها به پایین دست خواهد بود.



[در حین حرکت مواد بستری، حالت بحرانی این است که Trough ها به ناحیه آبشستگی انتقال یابد.]

$d_s = (Max\ d_s$ از معادلات بحرانی$) + \frac{1}{2}(\text{Dune height})$ در حالت بحرانی برای Sand bed با Dune bed form

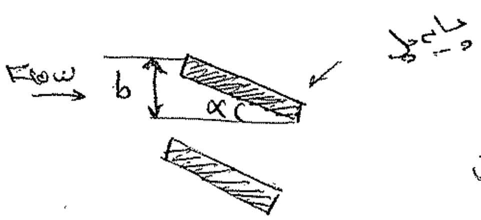
Dune height ← در رودخانه می‌سی‌سی‌پی ۶ تا ۹ متر است!

← این تاثیر روی رودخانه‌های درشت دانه ناچیز است.

⑤ راستای پایه پل با جهت جریان :

در حالت شکل زیر عمق Scour کم می‌شود. زیرا عرض مؤثر پایه در برابر جریان (b) بیشتر می‌گردد.

← شدت جریان گردابی زیادتر می‌گردد ← برخی ضریب تصحیح برای راستای جریان ارائه داده اند.



* زاویه α : این زاویه با توجه به مورد خاص مطابق شکل در نظر گرفته شده است

⑥ تاثیر شکل پایه :

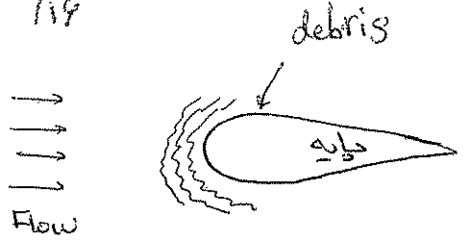
برای stream lined piers، عمق آبشستگی کمتر می‌گردد. از طرف دیگر امکان به تله افتادن آشغال‌ها زیاد می‌شود ← عمق آبشستگی زیاد می‌شود

مقایسه کنید

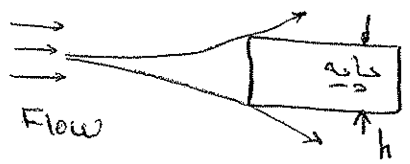
مقایسه:

← پایه‌های منحنی

← پایه‌های مستطیل

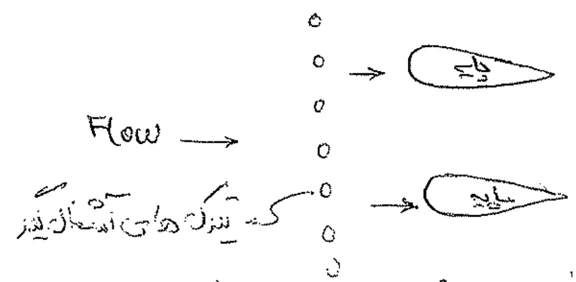


تجمع بیشتر آشغال و... در بالادست پایه



یکی از راه‌حل‌ها: تیرک‌های آشغال‌گیر

≃ 20m



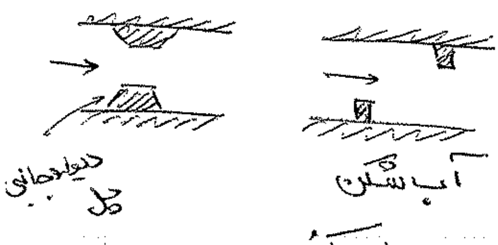
(بخصوص در رودخانه‌های ناپایدار
شناور ترکه‌ای زیاد)

— آشغال‌گیری انجام می‌شود ← افزایش y را در محل پایه از بین می‌برد.

— انرژی فرسایشی جریان را کنترل می‌کند (قدرت و سطح توسعه جریان گردابی را کاهش می‌دهد)

(۷) روابط موجود برای Non-cohessive bed material کاربرد دارد. (برای شرایطی که مواد بستری غیرچسبنده، شن و ماسه و... است، به دست آمده‌اند)

ب-۲) آبشستگی موضعی در محل تکیه‌گاه پل‌ها، دیواره‌های حفاظتی و آب‌شکن‌های رودخانه‌ای. Local Scour around Embankment (Abutment) or Groynes



— مکانیزم جریان فرسایشی پیرامون Abutments:

مطالب کپی ضمیمه انگلیسی ← مراجعه کنید Figs. (4.3)
(4.4)

— مکانیزم جریان پیرامون Groynes: مطالب کپی ارائه شده ← مراجعه کنید.

⇐ مکانیزم جریان و روابط عمومی ارائه شده عموماً برای دو سازه خیلی مشابه بوده و می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند. (Embankment ← کوتاه‌تر / Groynes ← بلند)

⇐ جریان سیلابی بالادست در برخورد به موانع (دیواره‌های جانبی ـ آب‌شکن) ← تشکیل Vortex

۱۵/۱۶

روابط تجربی:

Liu, et al. (1961)

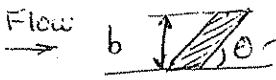
براساس نتایج صحرایی روی رودخانه میسی‌سی‌پی (رودخانه بستر ماسه‌ای با Dune bed form moving D/S با ارتفاع ۶ تا ۹ متر) و آبشکن‌های سنگ‌ریزه‌ای:

$$\begin{cases} \dfrac{d_s}{D_0} = C\left(\dfrac{b}{D_0}\right)^{0.4} \cdot Fr_0^{0.33} & \text{for } \dfrac{b}{D_0} < 25 \\[2ex] \dfrac{d_s}{D_0} = 4 Fr_0^{0.33} & \text{for } \dfrac{b}{D_0} > 25 \end{cases}$$

b = طول آبشکن یا دیواره تکیه‌گاه – عمود بر جهت جریان

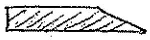
D_0 = عمق آب بالادست

Fr_0 = عدد فرود بالادست



زاویه مطابق شکل است (قائم)

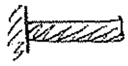
پروفیل عرضی



(پلان)

$$\begin{cases} C = 1.1 & : \text{spill slope} \\ C = 2.15 & : \text{vertical wall} \end{cases}$$

: دیواره جانبی قائم و دماغه

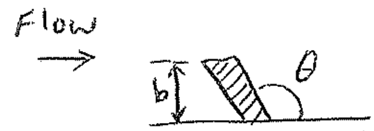


معادلات فوق برای $\theta = 90°$ زاویه آبشکن با راستای جریان (مطابق شکل) است.

برای θ های دیگر ضریب تصحیح وجود دارد. (Fig (2-2) : کپی منبع انگلیسی)

برای θ کمتر از $90°$، d_s کمتر و برای $\theta > 90$، d_s بیشتر می‌شود.

Laursen (1980):



For $\theta = 90°$ و دیوارهای جانبی قائم آبشکن

$$\begin{cases} \text{live-bed scour} : \dfrac{d_s}{D_0} = 1.5\left(\dfrac{b}{D_0}\right)^{0.48} \\[2ex] \text{clear-water scour} : \dfrac{b}{D_0} = 2.75\left(\dfrac{d_s}{D_0}\right)\left[\left(\dfrac{1}{11.5} \cdot \dfrac{d_s}{D_0} + 1\right)^{1.69} - 1\right] \end{cases}$$

برای دیوارهای جانبی شیبدار: $d_s = 0.8$ (d_s از روابط فوق)

روش عمق Melville (1992):

$$\begin{cases} d_s = 2K_s \cdot b & \text{if} \quad \frac{b}{D_0} < 1 \quad \text{Short Groynes} \\ d_s = 2K_s^* \cdot K_\theta^* (D \cdot b)^{0.5} & \text{if} \quad 1 \leq \frac{b}{D_0} \leq 25 \quad \text{Intermediate Groynes} \\ d_s = 10 K_\theta^* D_0 & \text{if} \quad \frac{b}{D_0} > 25 \quad \text{Long Groynes} \end{cases}$$

K_s = ضریب تأثیر شکل دیواره ← جدول کپی ضمیمه (table(2-3) ، Fig 2-3)

K_θ = ضریب تأثیر راستای دیواره با جریان ← شکل کپی ضمیمه (Fig 2-2)

$$\begin{cases} K_s^* = K_s & \text{if} \quad \frac{b}{D_0} \leq 10 \\ K_s^* = K_s + (1-K_s)(0.1\frac{b}{D_0} - 1.5) & \text{if} \quad 10 < \frac{b}{D_0} < 25 \\ K_s^* = 1 & \text{if} \quad \frac{b}{D_0} > 25 \end{cases}$$

$$\begin{cases} K_\theta^* = K_\theta & \frac{b}{D_0} \geq 3 \\ K_\theta^* = K_\theta + (1-K_\theta)(1.5 - 0.5\frac{b}{D_0}) & \text{if} \quad 1 < \frac{b}{D_0} < 3 \\ K_\theta^* = 1 & b/D_0 \leq 1 \end{cases}$$

مثال (۲-۸) کتاب هیدرولیک رسوب صفحه ۳۷۴ مطالعه شود.

* نمونه‌هایی از روابط موجود برای آب‌شکن‌ها در جداول ضمیمه ارائه شده است.

ب-۳) عمق آبشستگی پایین‌دست سازه‌های هیدرولیکی

مکانیزم و روابط موجود در کتاب هیدرولیک رسوب. ص ۳۸۲-۳۷۴ ← مطالعه گردد.

(شامل انواع فرسایش ، روابط تجربی و مثال)

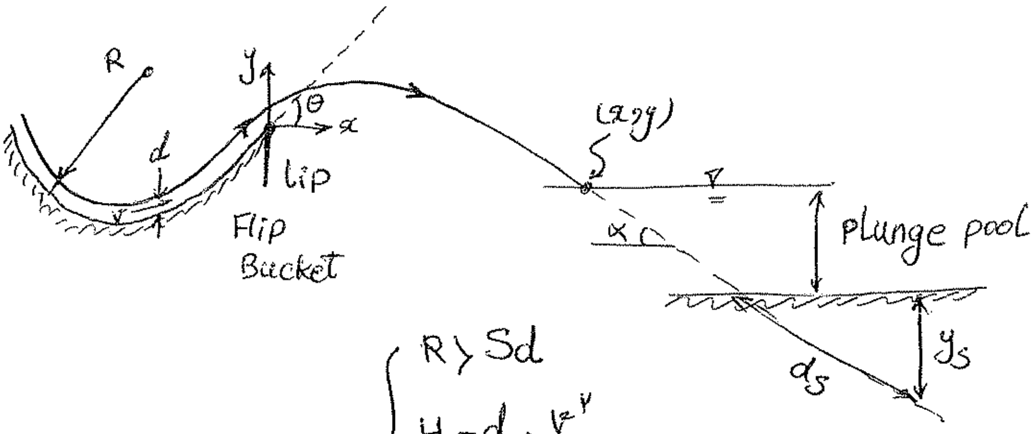
سطح حفره آبشستگی $= d_s \cdot \cot\phi$

زاویه قرار: $\phi = f(D_{50})$

نتیجه آخر: ← عمق آبشستگی کل = عمق آبشستگی عمومی + عمق آبشستگی موضعی

ضمیمه !

عمق آبشستگی جت آب خروجی از سرریز به حوضچه استغراق USBR (1987)



$$\begin{cases} R > 5d \\ H = d + \dfrac{V^2}{2g} \\ y = x\,tg\,\theta - \dfrac{x^2}{3.6\,H\cos^2\theta} \end{cases}$$

θ طوری انتخاب می‌شود تا موقعیت مورد نظر (x,y) تأمین گردد.

$y_s = d_s \cdot \sin\alpha$

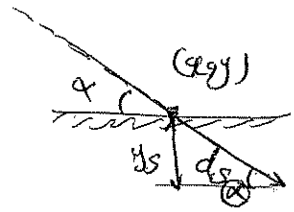
↑

terminal Scour depth

عمق آبشستگی حد تعادل پایانی

برای مواد یکنواخت رسیده در

حوضچه استغراق



α ← متوسط زاویه ورود جت به حوضچه

$$d_s = C_s\, H^{0.225}\, q^{0.54}$$

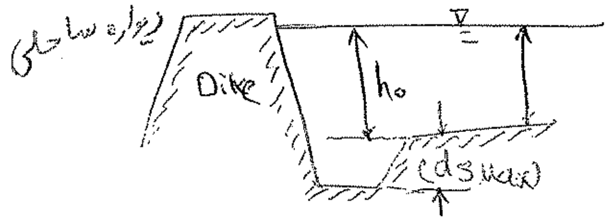
H: Effective Head at Tailwater level انرژی جت آب در برخورد به سطح آب

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{\text{دبی جریان}}{\text{عرض Bucket}}$$

$$C_s \begin{cases} 1.32 & : ES \\ 1.90 & : SI \end{cases}$$

ضمیمه ۲:

برای محاسبه عمق آب‌شستگی در پای دیواره طولی (ساحلی) رودخانه (در راستای موازی با جریان باشد)



Breusers (1966):

$$\frac{(ds_{max})}{h_0} = \left(\frac{t}{t_1}\right)^{\gamma}$$

h_0 ← عمق آب در محل دیواره (m)

ds_{max} ← ماکزیمم عمق آبشستگی

$\gamma = 0.4$ ضریب تجربی

زمان جاری

اگر $t_1 = t$ باشد $ds = h_0$ باشد از نظر تجربی دارای یک شرایط حدی است. ولی

قاعدتاً $t < t_1$ باید باشد.

$\boxed{ds = h_0 \text{ حداکثر}}$

مستقل از نوع مصالح

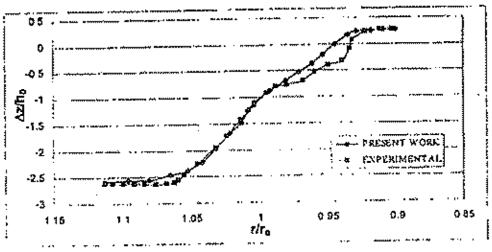
محدودیت

- عامل مواد بستری نیست!

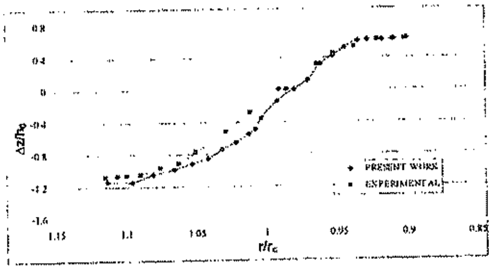
معادلات آبشستگی در پیچ خالص - بازه قوس؟ و محدوده کاربرد این معادلات

۱۸۰، ۹۰، ۶۰ ؟

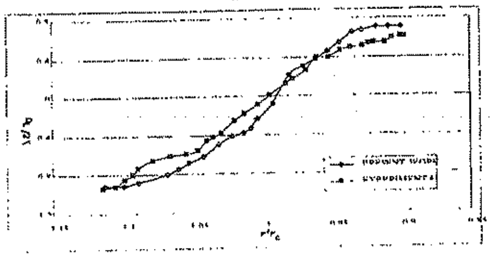
در شکل ۵(الف، ب و ج) پروفیل عرضی بستر در مقطع چاله فرسایشی با نتایج آزمایشگاهی دهقانی و همکاران مقایسه شده است.



۵- الف مدل 180-1



۵- ب مدل 180-2



۵- ج مدل 180-3

شکل ۵- مقایسهٔ تغییر شکل بستر در مقطع ۶۰ درجه

(Δz) ؟

(سال؟) Turne به منظور تعیین میزان آبشستگی در قوس رابطهٔ زیر را ارائه کرده است:

$$\frac{\Delta z}{h_0} = 1.07 - \log(\frac{r}{B} - 2) \quad for \ (2 < \frac{r}{B} < 22) \quad (۷)$$

در رابطهٔ فوق $\frac{\Delta z}{h_0}$ نسبت تغییرات تراز بستر به عمق اولیهٔ جریان در بالادست و $\frac{r}{B}$ نسبت شعاع انحنای قوس به عرض کانال است (Hoffmans, 1997). گزارش از این منبع

Yen and Lee (1995) نیز رابطهٔ زیر را برای تعیین عمق آبشستگی قوس ارائه کردند:

$$\frac{\Delta z}{h_0} = -0.814 \tanh\left[10(\frac{r}{r_c} - 0.16)\right] - 0.0135 \qquad (۸)$$

که در این رابطه r_c شعاع انحنای مرکزی قوس است (Yen and Lee, 1995).

تعریف پارامترها

در جدول ۳ مقادیر پیش بینی شده برای حداکثر عمق آبشستگی توسط دو رابطهٔ فوق و نتایج دهقانی و همکاران با نتایج تحقیق حاضر مقایسه شده است که در مقادیر حاصل از حل عددی نزدیکی قابل ملاحظه ای به تجربیات آزمایشگاهی مشاهده می شود.

$\Delta Z =$ حداکثر عمق آبشستگی بستر

$h_0 =$ عمق جریان در بالادست (عمق اولیه)

$r_c =$ شعاع انحنای مرکزی

$B =$ عرض کانال (کانال مستقیم)

$r = ? \approx r_c$ در رابطه (۷)

جدول ۳- مقادیر پیش بینی شدهٔ حداکثر آبشستگی از روابط مختلف و تحقیق حاضر

نام مدل	Turne	Yen و Lee	دهقانی و همکاران	شبیه سازی عددی
180-1	-۰/۰۵۶	-۰/۰۶۷	-۰/۲۱۱	-۰/۲۰۷۷۵
180-2	-۰/۱۰۳	-۰/۱۲۲	-۰/۱۶۱	-۰/۱۶۹۷۳
180-3	-۰/۱۳۶	-۰/۱۶۰	-۰/۱۷۸	-۰/۱۸۸۱۴

۹- خلاصهٔ نتایج

۱- همانگونه که در نتایج تحلیل عددی و آزمایشگاهی دیده می شود، دیوارهٔ بیرونی قوس همواره در معرض فرسایش و آبشستگی و دیوارهٔ داخلی دائماً در معرض رسوبگذاری قرار دارد که این ناشی از جریان ثانویه است که مقدار حداکثر سرعت را در سطح آب به دیوارهٔ خارجی منتقل و رسوبات را در کف به سمت دیوارهٔ داخلی هدایت می کند.

۲- در تمام حالات شبیه سازی شده در حوالی زاویهٔ ۵۵ درجه چالهٔ فرسایشی ایجاد می گردد و با نزدیک شدن به

منابع آبشستگی

Hoffmans, G. J., (1997), "Scour manual", A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Yen, C. L. and Lee, K. T., (1995), "Bed topography and sediment sorting in channel bend with unsteady flow," Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 121(8), 591-599.

پایان نامه دهقانی (۱۳۸۱) تربیت مدرس

۲۱۴

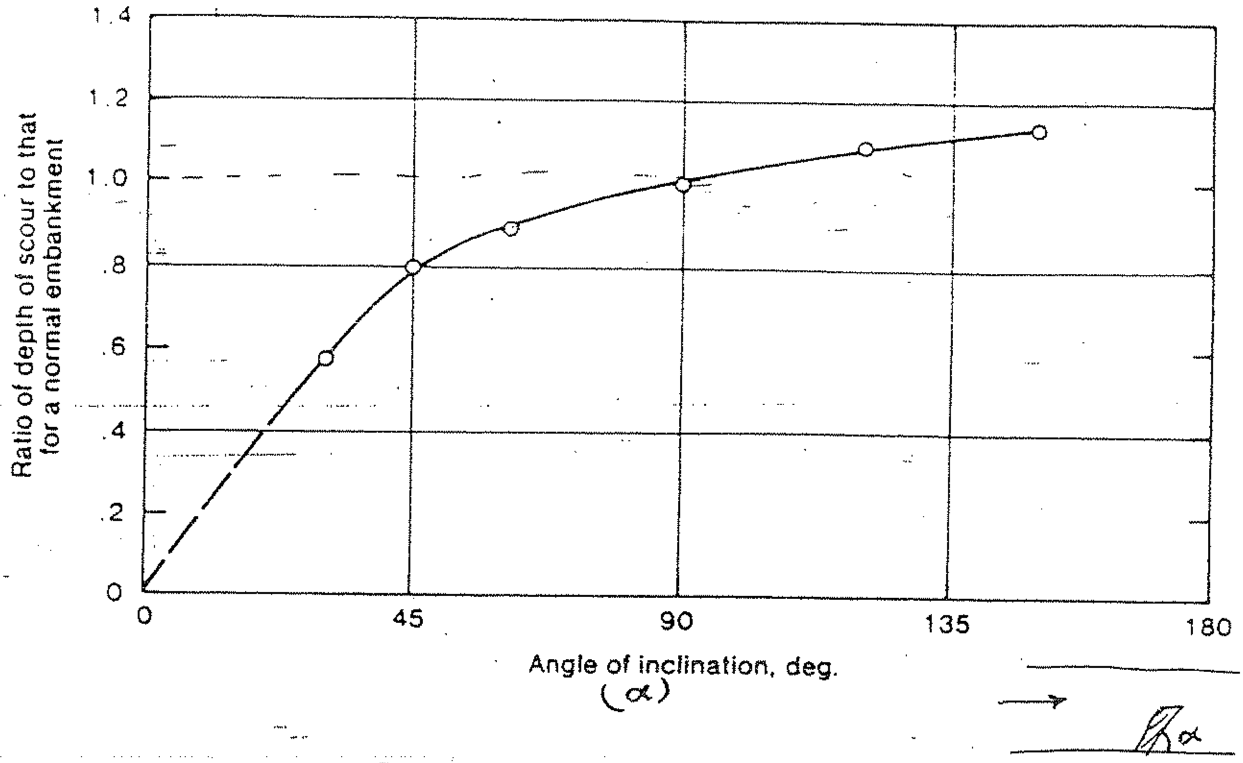


FIGURE 4.6: Correction Factor for Embankment Scour for Angle of Inclination.

4.5 Scour Protection

In general, three basic methods may be used to protect structures from damage due to local scour. ~~The first~~ is to prevent damaging vortices from developing and the second is to provide protection at some level at or below the stream bed to arrest development of the scour hole. The third is to place the foundations of structures at such a depth that the deepest scour hole will not threaten the stability of the structure. The last method is often very expensive, and risk is involved because of the uncertainty associated with estimating the additive effects of scour due to constriction and local effects.

VORTEX REDUCTION: Streamlining the piers can reduce scour depth by 10 to 20 percent. Another method of reducing the vortex strength at the pier is to construct barriers upstream of bridge piers, as for instance with a cluster of piles. While the piles will be subjected to scour, such action will not damage the bridge. Debris can collect on the upstream piles, which tends to increase the vortex strength. This keeps the noses of the bridge piers relatively free of debris. The pile-up of water at the upstream piles reduces the dynamic pile-up of water at the bridge piers and reduces the vortex strength at the piers.

Spur dikes can be placed at the ends of approach embankments to reduce local scour.

BED PROTECTION: (1) Riprap piled up around the base of the pier is a common method of controlling scour. It should be expected that the region of the bed beyond the riprap will

Riprap = heavy rocks (stones)

ۍ/۱۴

scour, and as the scour hole is formed the riprap will slide down into the scour hole eventually armouring the side and bed of the scour hole adjacent to the pier. An estimate of the depth of scour is needed to determine the quantity of riprap required for effective protection. Because of armouring, the effective depth of scour may be less than that calculated from the procedures discussed herein. There are few studies to establish dependable guidelines, but 50 to 60 percent reduction in D_s may be used to estimate the final scour depth. By frequent inspection it can be determined whether the size and quantity of riprap used initially is adequate. If additional amounts of riprap are necessary, placement from the water surface is possible in times of low flow with consideration given to the falling path of rocks in a flowing stream.

(2) A structural concrete shelf placed at about 0.5 D_s, where D_s is calculated from one of the Equations (4.8) to (4.10), extending laterally from the pier and completely surrounding the pier may be effective in limiting the scour depth. The lateral extent of the shelf may be about 0.3 $D_s \cot \phi$, where ϕ is the angle of repose of the bed material. While this method may be effective for $D_s < 6$m, it may become impractical for larger values of D_s.

(3) Protective mattresses made from rock and wire (Reno Mattresses) have been suggested in the past, and have been used in some circumstances. While they may have merit where adequate size riprap may be scarce, anchoring and stabilisation of the mattresses to conform with scour holes may be difficult. Use of mattresses in conjunction with riprap may be quite effective if the mattress performs essentially as a flexible filter blanket which deforms as the scour hole develops.

References

1. CHABERT, J. and ENGELDINGER, P. (1965): *Etude des affouillements autour des ponts*, Laboratoire National d'Hydraulique, Chatou (s. et. O.), France.

2. KELLER, R.J. (1977): *General Scour in a Long Contraction*, MWD Central Laboratories Report No. 3-77/1.

3. KELLER, R.J. (1983): General Scour in a Long Contraction, *Proceedings*, XXth Congress of IAHR, Moscow, USSR, Vol. II, pp. 280-289.

4. KELLER, R.J., JAMES, B. (1986): Analytical and Experimental Investigation of General Scour at Bridge Sites, *Proceedings*, Fifth Congress of the APD of IAHR, Seoul, Korea, Vol. II, pp. 313-331.

5. SHEN, H.W. (1971): Scour Near Piers, in SHEN, H.W. (ed.) *River Mechanics*, H.W. Shen, Colorado, USA, Chapter 23.

6. LAURSEN, E.M. (1962): Scour at Bridge Crossings, *Transactions*, ASCE, Vol. 127 (1), pp. 166-180.

D/4

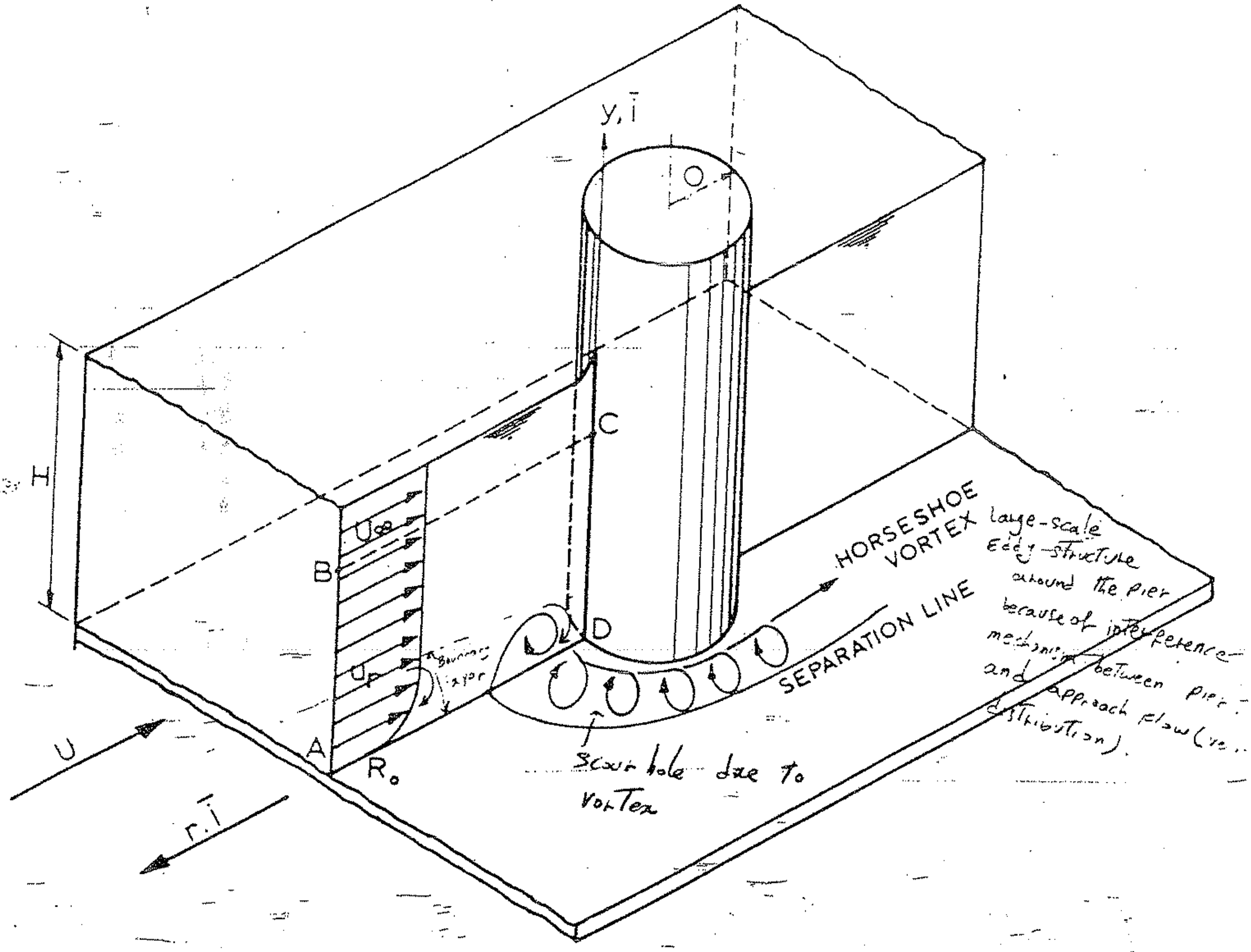


FIGURE 4.2: Horseshoe vortex system around circular pier.

away from the local region is greater than the transport rate into the region a scour hole will develop. As the depth of scour is increased, the strength of the vortex is reduced, reducing the transport rate from the hole. Ultimately, a state of equilibrium is established.

Although the vortex system is known to be the cause of local scour, the present state of the art is not sufficiently advanced to permit the calculation of the strength of the vortex and to relate the velocity field with subsequent scour. For this reason, the formulae developed for predicting local scour around bridge piers are based on experimental data, most of which has been obtained in the laboratory. These formulae utilise average velocity and local flow depth.

جریان گردابی خیلی قدرت دارد. اگر شنیدید ۵۰ متر عمق آبشتگی است تعجب نکنید امکان دارد.

4/19

The interaction between vortex strength and corresponding scour depth has not been yet understood.

Physical process is easy and known: vortex due to separation and creating recirculating ...

But analytic... is unknown and difficult because ...

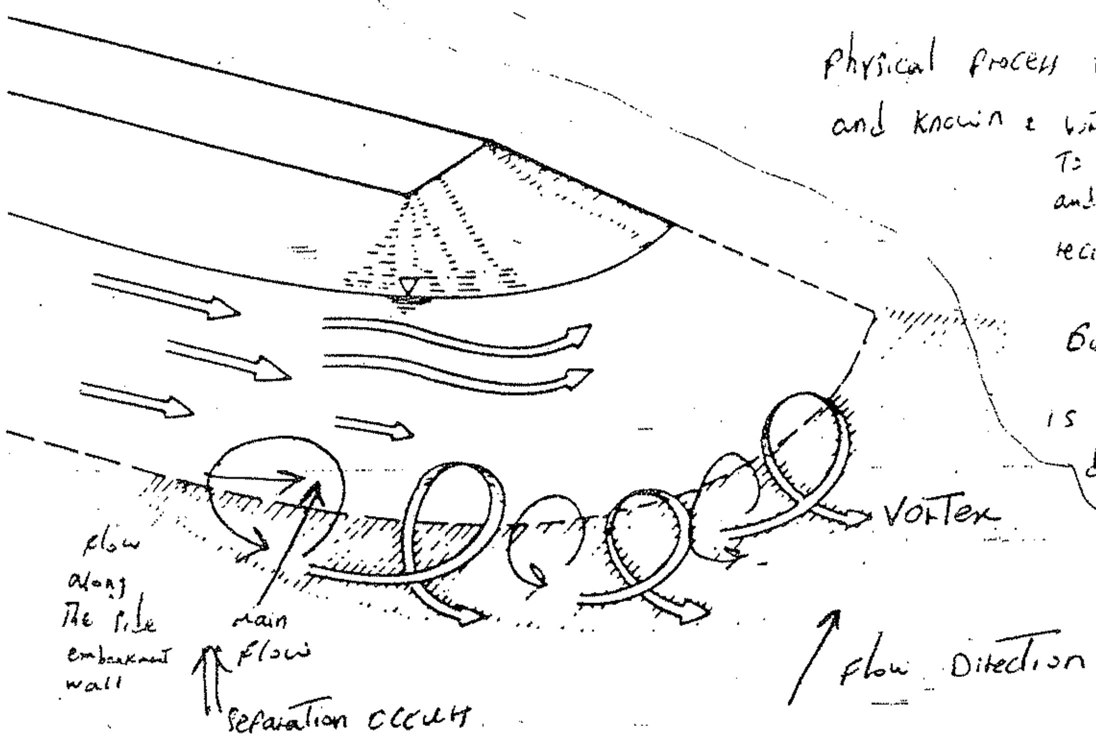
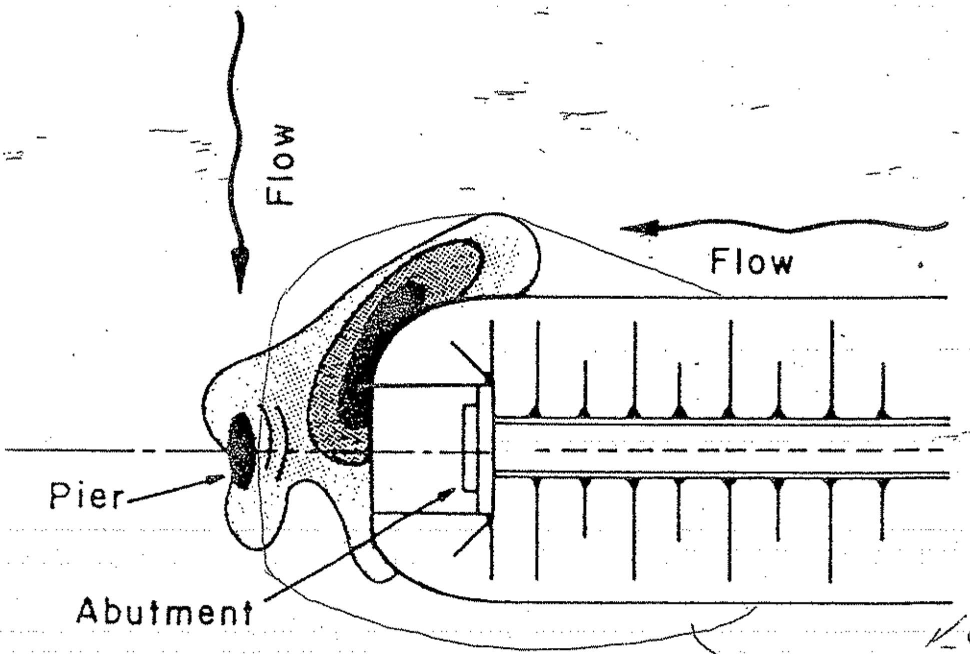


FIGURE 4.3: Schematic representation of vortex formation at an embankment.



توسعه حفره آبشستگی

FIGURE 4.4: Typical scour at an embankment and adjacent pier.

1/10 Ref. Open Channel Hydraulics, By .... (2001). McGraw Hill

No conclusions can be drawn about the accuracy of the methods in Example 10.4 based on a single data point for one river. The Niobrara River data are included in the control data set of 341 data points used by Karim (1998) to test his method as well as Yang's method, for which the mean normalized errors are 45 percent and 63 percent, respectively. Furthermore, note that the measured velocity and depth values are used in the sediment discharge predictions, but are predicted rather than measured in the general case.

10.8 STREAMBED ADJUSTMENTS AND SCOUR

The sediment transport relationships developed in previous sections of this chapter assumed equilibrium sediment transport conditions, for which the sediment transport rate into a river reach was considered identical to the sediment transport rate out of the reach with no net aggradation, degradation, or scour of the bed within the reach. The bed itself was considered movable with bed forms, but on average, the bed was assumed not to be undergoing significant changes in elevation on an engineering time scale, which may be on the order of several years. In the short term, however, sediment storage (plus or minus) compensates for imbalance in the inflow and outflow sediment discharges for a river reach. Under these circumstances, the independent variables are the stream slope and water discharge, in addition to the sediment properties; and the dependent variables are the depth, velocity, and sediment discharge, which are interrelated. The bed forms adjust themselves to provide a roughness consistent with the depth and velocity necessary to carry the equilibrium sediment discharge. On the other hand, there may be no depth-velocity combination for the given water discharge and slope to carry the equilibrium sediment discharge, so that in the short-term, local scour and deposition may occur, albeit without altering the stream slope over a long reach (Kennedy and Brooks 1965).

On a much longer time scale, on the order of hundreds of years, the water discharge and sediment discharge become the independent variables; and the stream width, slope, and stream planform adjust themselves so as just to be able to transport the water and sediment discharge delivered to the upstream end of the stream reach. This is Mackin's (1948) concept of the "graded stream." If, for example, the sediment discharge to a stream reach over many years is too large for the stream to transport, some sediment will deposit, steepening the reach, or the meander length or stream width will change, so that the stream equilibrium is restored.

In this section, applications of these concepts are considered for the important engineering problem of bridge scour. Both long-term and short-term channel bed adjustments as well as the scour caused by bridge obstructions can undermine bridge foundations, with possible failure and loss of life. First, long-term channel aggradation and degradation are discussed, then contraction scour caused by the restricted bridge opening is analyzed. Finally, local scour caused by bridge piers and abutments is considered.

Aggradation and Degradation

Long-term aggradation and degradation of an alluvial stream can occur at a proposed or existing bridge site. In addition to changes in bed elevation that can be in the form of either scour or fill, the stream planform can shift laterally away from the designed bridge opening and cause local scour around the abutments and embankments. Some brief discussion of different types of alluvial streams with respect to planform is needed to understand the various geomorphic changes that can occur in response to human activities such as building dams and bridges to cross the stream.

Alluvial streams can be classified as straight, meandering, or braided, with transitional forms between each type. The sinuosity of a stream, defined as the stream length divided by the valley length, is used to distinguish between straight and meandering streams. In general, a stream is considered to be meandering if the sinuosity exceeds a value of 1.5. Even straight streams can have an oscillating thalweg at low stages as the flow moves from one bank to the other around sandbars. In meandering streams, the oscillating thalweg initiates streambank erosion and the formation of a continuous series of bends connected by crossings, as shown in Figure 10.21. Erosion of the outside of a bend carries sediment to the inside of the next

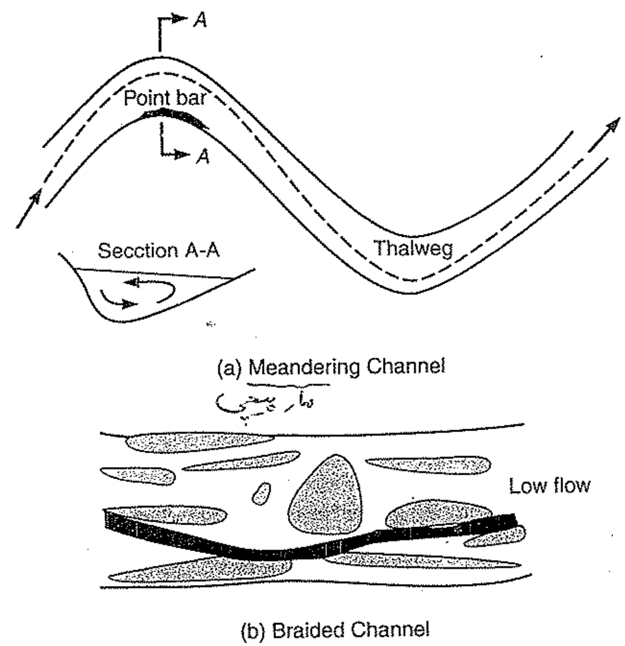


FIGURE 10.21
Schematic of meandering and braided channels.

(۳۴۲)

streambed armoring, in which the larger sizes of the size distribution are left behind in the degradation process. In this case, the slope may increase or decrease, depending on the relative magnitudes of the other changes, but degradation limited by both armoring and reductions in Q is a common result (Lagasse et al. 1991). Schumm's analysis (1969) further showed that long-term river metamorphosis can result from changes in water discharge and type of sediment load. Again, using the construction of a dam as an example, decreases in both water discharge and bed-material load (primarily sand) can result in decreases in width and width-depth ratio while sinuosity increases.

Quantitative analysis of long and short-term changes in stream morphology can be accomplished with a numerical solution of the sediment continuity equation (Exner equation) given by

un steady

$$B(1 - p_o)\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial Q_t}{\partial x} = 0 \qquad (10.80)$$

in which B = stream width; p_o = porosity of the sediment bed; z_b = bed elevation; x = longitudinal distance along the stream; and Q_t = total volumetric sediment discharge. The equation can be solved simultaneously with the one-dimensional unsteady flow equations as described in Chapter 8, or if the changes in bed elevation are slow compared to the time scale of the changes in water surface elevations, a quasi-steady approach can be employed. In this approach, Equation 10.80 is solved and the sediment bed elevations are updated for the current quasi-steady, gradually varied flow profile. The change in bed elevation is assumed to be the same at all cross-sectional points within the specified movable-bed width. Then the water surface profile is recomputed with the new bed elevations, using the standard step method for the current quasi-steady water discharge. The sediment and flow equations are solved alternately in this uncoupled fashion at each time step to determine the development of bed elevation changes. A sediment transport relationship is required for the solution of Equation 10.80, and the roughness coefficient has to be specified. This is the basic approach used by the U.S. Corps of Engineers (1995) program HEC-6, which also accounts for bed armoring using the method proposed by Gessler (1970).

Chang (1982, 1984) proposed a similar water and sediment routing procedure, except that stream width changes are accounted for by minimizing the stream power per unit of length, γQS. This is equivalent to adjusting the width of adjacent cross sections until QS approaches a constant value along the stream. If Q is relatively constant along the stream, the result is to minimize the variation in the energy gradient, S, in the streamwise direction. In general, increasing the width at a cross section corresponds with larger values of S and vice versa. A weighted average energy gradient of adjacent cross sections is computed; and if the actual energy gradient is higher (lower), channel width at this cross section is decreased (increased) to decrease (increase) the energy gradient. Once the width adjustment has been made, the remaining change in sediment cross-sectional area is applied to the bed. For deposition, the bed is allowed to build up in horizontal layers, while scour is applied according to the distribution of the excess shear stress with respect to critical shear stress across the section. Chang (1985, 1986) applied his water and sediment routing model (FLUVIAL-12) with width adjustment and simplified modeling of bank erosion due to stream curvature to define thresholds for different planforms of rivers from meandering to braided.

2/10

The water and sediment routing model IALLUVIAL (Holly, Yang, and Karim 1984) is a one-dimensional model developed to predict long-term degradation of the Missouri River. Rather than specifying the value of Manning's n, the sediment discharge relationship and the friction-factor relationship are coupled and solved at each time step to model bed form changes and their interaction with the flow and sediment transport (Karim and Kennedy 1981, 1990). In the first stage of the time step, the water surface profile is obtained from a quasi-steady, simultaneous solution of the energy and continuity equations as well as the sediment discharge and friction-factor relationships. In the second stage, the sediment continuity equation is solved by an implicit finite-difference approximation to update the bed elevations uniformly. Bed armoring procedures and the option of specifying a known bank erosion rate are included in the model.

Several other numerical models of aggradation-degradation have been developed, but all are limited to varying degrees by an incomplete knowledge of the mechanics of bank erosion and width adjustment. Kovacs and Parker (1994) provided some insight by developing a vectorial bed-load formulation that takes into account the particle movement on steep, noncohesive banks, as influenced by gravity as well as fluid shear. They applied their bed-load formulation along with the sediment continuity equation and the momentum equation utilizing a simple algebraic turbulence closure model for steady, uniform flow. The initial trapezoidal channel evolved into an equilibrium cross-section shape consisting of a flat bed near the central part of the channel that connected smoothly to a curving, concave bank having a slope that approached the angle of repose. Comparisons with experimental measurements showed good agreement.

Several other models of width adjustment have been reviewed by the ASCE Task Committee on River Width Adjustment (ASCE 1998). Problems of a variety of different bank failure mechanisms, unknown shear stress distributions in the near-bank zone, limited understanding of the erosion behavior of cohesive sediment banks, lack of data on the longitudinal extent of mass failures of the bank, and the significance of overbank flows indicate that much remains to be learned about the mechanics of bank erosion and width adjustment. The computational tools presently available for predicting width adjustments are approximate at best. In spite of this, evaluation of a bridge-crossing site should include as much qualitative and quantitative information as possible on the current state of equilibrium of the stream or lack thereof, and possible consequences of the construction of a bridge crossing.

Bridge Contraction Scour = General scour

The acceleration of the flow caused by a bridge contraction can lead to scour in the bridge opening that extends across the entire contracted channel. The contraction can arise from a narrowing of the main channel as well as blockage of flow on the floodplain, if the abutments are at the banks of the main channel and overbank flow is occurring. If the abutments are set back from the edge of the main channel, contraction scour can occur on the floodplain in the setback area as well as in the main channel. Relief bridges on the floodplain or over a secondary stream in the overbank area also can cause contraction scour.

The type of contraction scour can be either clear water or live bed. In clear-water scour, the velocities and shear stresses in the approach cross-section upstream of the bridge are insufficient to initiate sediment motion, so no sediment transport is coming into the contracted area. In this case, scour continues in the contracted section until the enlargement of the cross-section is such that the velocity approaches the critical velocity and no additional sediment can be transported out of the contraction. This is the equilibrium condition that is approached asymptotically in time. Live-bed scour, on the other hand, occurs when sediment is being transported into the contraction from upstream. Scour continues until the sediment discharge out of the contracted section is equal to the sediment discharge into the section from upstream, at which time equilibrium conditions have been reached.

Laursen (1958a, 1960) developed expressions for both live-bed and clear-water contraction scour, assuming that the contraction is long so that the approach flow and the contracted flow both can be considered uniform. The live-bed case is considered first with reference to Figure 10.23, which shows the limiting case of the contracted section formed by the abutments set at the banks of the main channel in an idealized sketch. The approach main channel width is B_1, and the main channel in the contracted section has a width of B_2. The approach channel discharge is Q_c, and the overbank discharge is Q_0. From the continuity equation, it must be true that

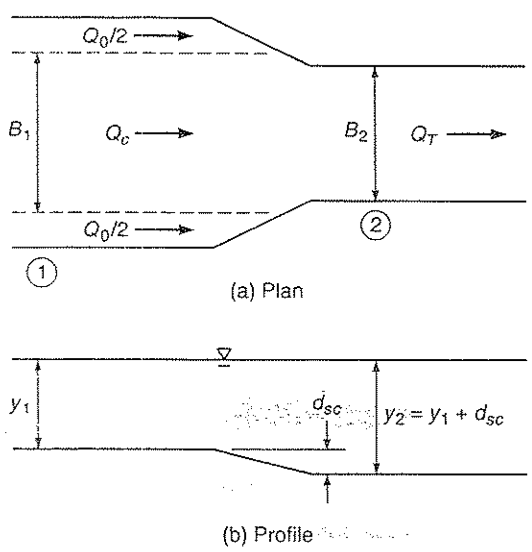


FIGURE 10.23
Scour in an idealized long contraction (Laursen 1958a).

%/١٣

the total discharge in the contracted section $Q_T = Q_c + Q_0$. In addition, equilibrium of the live-bed scour process is reached when sediment continuity is satisfied; that is, assuming sediment transport occurs only in the main channel, we have

$$(Q_S)_1 \text{ at M.C.} = (Q_S)_2 \quad C_{t1}Q_c = C_{t2}Q_T \tag{10.81}$$

in which C_{t1} = the mean sediment concentration in the approach section and C_{t2} = the mean sediment concentration in the contracted section. Laursen applied his total sediment discharge formula (Laursen 1958b) given by

$$C_{t,\text{ppm}} = (1 \times 10^4)\left[\frac{d_{50}}{y_0}\right]^{7/6}\left(\frac{\tau_0'}{\tau_c} - 1\right)f\left(\frac{u_*}{w_f}\right) \tag{10.82}$$

in which C_t is the total sediment concentration in parts per million (ppm) by weight; d_{50} = median grain size; y_0 = depth of uniform flow; τ_0' = grain shear stress; τ_c = critical shear stress; and $f(u_*/w_f)$ is a specified graphical function of the ratio of shear velocity, u_*, to fall velocity, w_f, which Laursen determined from laboratory data. The ratio of grain shear stress to critical shear stress is evaluated from the Manning and Strickler equations and from the critical value of the Shields parameter, τ_{*c}, to yield

$$\frac{\tau_0'}{\tau_c} = \frac{c_n^2 g}{K_n^2 \tau_{*c}}\left[\frac{V^2}{(SG - 1)g y_0^{1/3} d_{50}^{2/3}}\right] \tag{10.83}$$

in which c_n = the constant in the Strickler equation; g = gravitational acceleration; K_n = the Manning equation constant = 1.49 in English units and 1.0 in SI units; V = mean velocity; and SG = specific gravity of the sediments, with all other variables defined as in the previous equation. Laursen applied English units and used τ_{*c} = 0.039, SG = 2.65, and c_n = 0.034 in English units (0.041 in SI units) to give

$$\frac{\tau_0'}{\tau_c} = \frac{V^2}{120 y_0^{1/3} d_{50}^{2/3}} = \frac{Q^2}{120 B^2 y_0^{7/3} d_{50}^{2/3}} \tag{10.84}$$

(٣٤٢)

which is specific to English units. Furthermore, the shear velocity also is evaluated from Manning's equation to give

$$u_* = \sqrt{g y_0 S} = \frac{n\sqrt{g}Q}{K_n B y_0^{7/6}} \tag{10.85}$$

Then, assuming that $\tau_0'/\tau_c \gg 1$, and that $f(u_*/w_f)$ is a power function $= k_p\,(u_*/w_f)^a$, the sediment transport formula for C_t (Equation 10.82) is substituted into Equation 10.81 along with Equations 10.84 and 10.85 to produce

Live-bed Scour

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_T}{Q_c}\right)^{6/7}\left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{\frac{6}{7}\frac{2+a}{3+a}}\left(\frac{n_2}{n_1}\right)^{\frac{6}{7}\frac{a}{3+a}} \tag{10.86}$$

The values of a are the exponent in the power fit to the graphical function of u_*/w_f and have the values a = 0.25 for $u_*/w_f < 0.5$; a = 1 for $0.5 < u_*/w_f < 2$; and a = 2.25 for $u_*/w_f > 2$. These ranges in u_*/w_f correspond to transport modes of mostly bed load, mixed load, and mostly suspended load, respectively.

معادله مورفودینامیک = رسوب + جریان ()

The ratio of n values is assumed to be close to unity and so is neglected. Then special cases of Equation 10.86 can be identified. For an overbank contraction in which $B_1 = B_2$, the result for live-bed contraction scour is

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_T}{Q_c}\right)^{6/7} \tag{10.87}$$

while for a main channel contraction in which $Q_T = Q_c$, the equation for contraction scour becomes

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{p_1} \tag{10.88}$$

in which p_1 has values of 0.59 (bed load), 0.64 (mixed load), or 0.69 (suspended load). Finally, Laursen assumed that, at the end of scour, both the change in velocity head and the friction loss from section 1 to section 2 were small, so that the energy equation reduces to $y_2/y_1 = d_{sc}/y_1 + 1$, in which d_{sc} = depth of contraction scour as shown in Figure 10.23. It is interesting to observe that live-bed contraction scour for the overbank contraction, as given by (10.87), is independent of the mode of sediment tranport, while for main-channel contraction only, the mode of sediment transport makes some difference in the exponent p_1.

The clear-water contraction scour formula also can be derived from the long contraction theory as described by Laursen (1963) for relief bridge scour. Following a simplification of the derivation as presented in HEC-18 (Richardson and Davis 1995), the value of τ_0 is set equal to τ_c at the contracted section (2) at equilibrium when the sediment transport rate out of the contracted section approaches zero. Then Equation 10.83 is solved for depth y_2 and divided by depth y_1 to yield

clear water

$$\boxed{\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{d_{sc}}{y_1} + 1\right) = \left(\frac{c_n^2 g}{K_n^2}\right)^{3/7} \left[\frac{q_2^2}{\tau_{*c}(SG - 1) g y_1^{7/3} d_{50}^{2/3}}\right]^{3/7}} \tag{10.89}$$

in which y_2 = depth after scour in the contracted section; y_1 = depth before scour in the contraction; d_{sc} = contraction scour depth; $q_2 = Q/B_2$; B_2 = contracted width; g = gravitational acceleration; d_{50} = median sediment grain size; and SG = specific gravity of the sediment. The coefficient in front of the square brackets has the same value in SI or English units, depending on the choice of the Strickler constant, c_n; and so Equation 10.89 is expressed in nondimensional form. For $c_n = n/d_{50}^{1/6} = 0.0340$ in English units or 0.0414 in SI units, for example, $(c_n^2 g/K_n^2)^{3/7} = 0.174$. The value of τ_{*c} was taken equal to 0.039 by Laursen, but other values can be substituted into Equation 10.89.

Guidance is provided in HEC-18 (Richardson and Davis 1995) for the application of the contraction scour equations. The first step is to determine if live-bed or clear-water scour is occurring by comparing approach velocities with the critical velocity, which can be determined as described in a previous section. If there is an overbank contraction, heavy vegetation on the floodplain may prevent sediment transport and so the case may be one of clear-water scour even though the sediment itself has a critical velocity less than the floodplain velocity, based on sediment size alone. This often is the case for relief bridges on the floodplain. Significant backwater caused by the bridge can reduce velocities upstream so that what otherwise may have been live-bed conditions can be changed to clear-water scour in the contraction. Furthermore, if the value of u_*/w_f is very large, the incoming sediment discharge is likely to be washed through the contraction as suspended load only, and so in reality, this is a case of clear-water scour because there is no interaction between the sediment being scoured out of the contraction and the incoming sediment load.

For overbank contractions or main channel contractions with no setback of the abutments from the banks of the main channel, the application of either the live-bed or clear-water scour equations is relatively straightforward. For significant setback distances, separate contraction scour computations should be made for the main channel and the setback overbank areas, with the flow distribution between main channel and overbank area in the bridge contraction estimated by WSPRO, for example. If the setbank distance is less than three to five flow depths, it is likely that contraction scour and local abutment scour occur simultaneously and are not independent (Richardson and Davis 1995). This case will be considered further in the discussion of abutment scour.

Local Scour

Local scour around bridge piers and abutments is caused by obstruction and separation of the flow with attendant generation of a system of vortices. There is a stagnation line on the front of the pier with decreasing pressure downward due to the lower velocities near the bed. This causes a downflow directed toward the bed near the front of the obstruction that separates and rolls up into a horseshoe vortex wrapped around the base of the pier. In addition, there are wake vortices in the separation zone. This system of vortices fluidizes the bed and carries the sediment out of the separation zone to create a highly localized scour hole adjacent to the obstruction. This is illustrated for a bridge pier in Figure 10.24, which shows both the horseshoe and wake vortices.

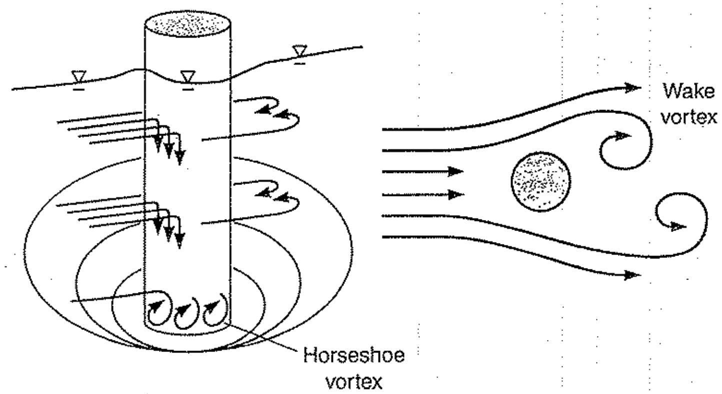


FIGURE 10.24
Schematic representation of scour around a bridge pier (Richardson and Davis 1995).

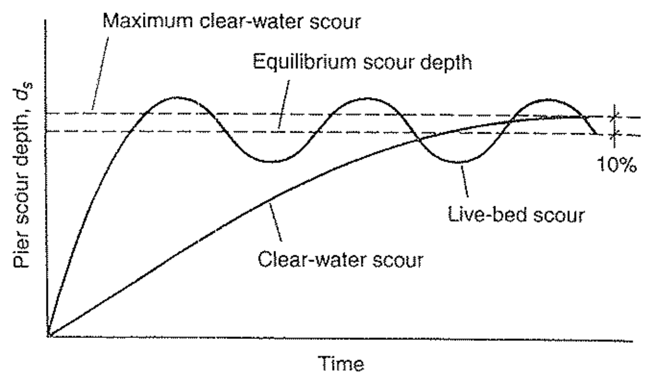


FIGURE 10.25
Illustration of development of pier scour with time (Richardson and Davis 1995).

Either clear-water or live-bed local scour can occur just as for contraction scour. The main difference is in the time scale required to reach equilibrium scour. Because clear-water scour tends to occur in coarser bed material, it takes longer to reach equilibrium, as shown in Figure 10.25 for a bridge pier. The approach to equilibrium is asymptotic, so maximum clear-water scour depth is considered to occur when further changes in the bed elevations are negligibly small. Live-bed scour occurs more rapidly as shown in Figure 10.25 and tends to oscillate around the equilibrium depth due to passage of bed forms through the scour hole. The equilibrium live-bed scour depth for piers is only about 10 percent less than the maximum clear-water scour (Shen, Schneider, and Karaki 1969). Scour depth is shown as a function of approach velocity in Figure 10.26 with the critical velocity dividing clear-water from live-bed scour. A peak is shown at the critical velocity with an abrupt decrease in scour depth as sediment begins to be transported into the scour hole. Thereafter, the scour depth increases again to a second, lower peak that is associated with planing out of the bed forms (Raudkivi 1986).

Pier scour آبشستگی موضعی در محل پایه پل

Scour depth at a pier is a function of pier geometry, flow variables, fluid properties, and sediment properties:

$$d_s = f_1(K_s, K_\theta, b, V_1, y_1, g, \rho, \mu, (\rho_s - \rho), d_{50}, \sigma_g) \tag{10.90}$$

in which K_s = pier shape factor = 1.0 for cylindrical piers; K_θ = pier alignment factor; b = pier width; V_1 = approach velocity; y_1 = approach depth; g = gravitational acceleration; ρ = fluid density; ρ_s = sediment density; μ = fluid viscosity; d_{50} = median sediment size; and σ_g = geometric standard deviation of sediment size distribution. Choosing ρ, V_1, and b as repeating variables and carrying out the dimensional analysis results in

V: سرعت در بالادست محل پایه پل

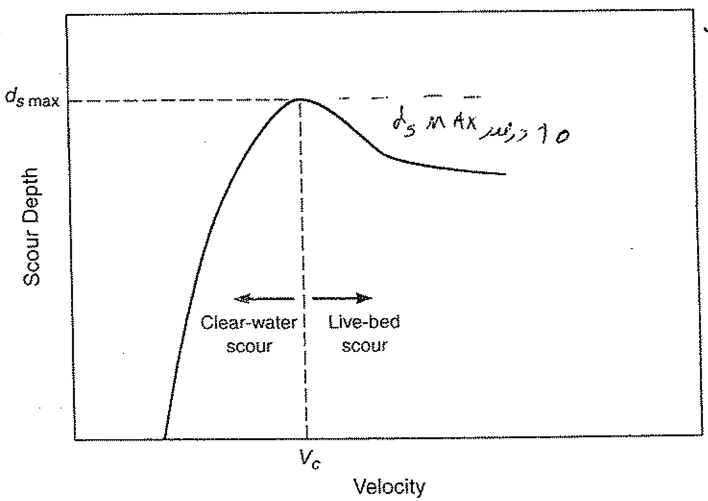


FIGURE 10.26
Illustration of clear-water and live-bed scour at a pier (after Raudkivi 1986). (*Source: A. J. Raudkivi. "Functional Trends of Scour at Bridge Piers," J. Hydr. Engrg., © 1986, ASCE. Reproduced by permission of ASCE.*)

بدون بعد

$$\frac{d_s}{b} = f_2\left[K_s, K_\theta, \frac{y_1}{b}, \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}, \frac{\rho V_1 b}{\mu}, \frac{\rho_s - \rho}{\rho}, \frac{y_1}{d_{50}}, \sigma_g\right] \tag{10.91}$$

Combining the Froude number, $V_1/(gy_1)^{0.5}$, with $(\rho_s - \rho)/\rho$ and y_1/d_{50} results in the sediment number $\mathbf{N}_s \doteq V_1/[(SG - 1)gd_{50}]^{0.5}$, which can be replaced by V_1/u_{*c} from the Shields diagram in the absence of viscous effects (τ_{*c} = constant). Furthermore, it is apparent from the Keulegan equation written for critical velocity that y_1/d_{50} can be expressed in terms of V_c/u_{*c}, in which V_c is the critical velocity. Finally, the ratio of V_1/u_{*c} to V_c/u_{*c} just gives a sediment mobility parameter V_1/V_c. Thus, an alternative choice for the relative submerged density is the sediment mobility parameter. In addition, y_1/d_{50} can be replaced by b/d_{50}. With these substitutions and neglecting viscous effects, the result is

$$\frac{d_s}{b} = f_3\left[K_s, K_\theta, \frac{y_1}{b}, \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}, \frac{V_1}{V_c}, \frac{b}{d_{50}}, \sigma_g\right] \tag{10.92}$$

Most pier scour equations can be placed in this form, but some of the independent variables are neglected in all of them (Ettema, Melville, and Barkdoll 1998).

The pier scour equation recommended by the Federal Highway Administration in HEC-18 (Richardson and Davis 1995) is the Colorado State University (CSU) formula (Richardson, Simons, and Julien 1990) given by

$$\frac{d_s}{b} = 2.0 K_s K_\theta K_b K_a \left(\frac{y_1}{b}\right)^{0.35} \mathbf{F}_1^{0.43} \tag{10.93}$$

این معادله همان معادله‌ای که در HEC-18 به کار برده شده.

in which K_s = pier shape factor; K_θ = pier skewness factor; K_b = correction factor for bed condition; K_a = bed armoring factor; y_1 = approach depth directly upstream of the pier; b = pier width; and $\mathbf{F}_1$ = approach flow Froude number. Equation 10.93 is based on laboratory data and recommended for both live-bed and clear-water scour. The value of K_s = 1.0 for round nose, cylindrical, and groups of cylindrical piers, while it has the value of 1.1 for square-nose piers and 0.9 for sharp-nose piers. The skewness factor is expressed as a function of the angle of attack, θ, of the flow direction relative to the longitudinal axis of the pier:

$$K_\theta = \left(\cos\theta + \frac{L_p}{b}\sin\theta\right)^{0.65} \quad (10.94)$$

in which L_p = length of the pier and b = width of pier. The maximum value of L_p/b is taken to be 12, even if the actual value exceeds 12. The value of $K_\theta = 1.0$ for θ = 0.0, but it can be significantly different from unity. For $L_p/b = 4$, for example, and $\theta = 30°$, $K = 2.0$. Therefore, piers should be aligned with the flow direction during flood conditions. For attack angles greater than 5°, K_θ dominates K_s, which is taken to be 1.0 for this case. The value of K_b reflects the presence or absence of bed forms and so is related to maximum clear-water vs. live-bed scour. The value of K_b = 1.1 for clear-water scour and for live-bed scour with plane bed, antidunes, and small dunes ($0.6 < \Delta < 3.0$ m). For dune heights Δ from 3.0 to 9.0 m, K_b = 1.1 to 1.2, while for Δ greater than 9.0 m, K_b = 1.3. Finally, the armoring correction factor is defined by

$$K_a = [1.0 - 0.89(1.0 - V_R)^2]^{0.5} \quad (10.95)$$

in which $V_R = (V_1 - V_i)/(V_{c90} - V_i)$; V_1 = approach velocity in meters per second (m/s); V_{c90} = critical velocity for d_{90} bed material size in m/s; and V_i = approach velocity in m/s when sediment grains begin to move at the pier. The value of V_i in m/s is calculated from

$$V_i = 0.645\left[\frac{d_{50}}{b}\right]^{0.053} V_{c50} \quad (10.96)$$

where V_{c50} = critical velocity for d_{50} bed material size in m/s. The factor K_a applies only for $d_{50} \geq 60$ mm. It has a minimum value of 0.7 and a maximum value of 1.0 when $V_R > 1.0$.

Laursen and Toch (1956) measured pier scour in the laboratory for conditions of live-bed scour around cylindrical piers with a subcritical approach flow and bed-load transport of sediment. They argued that neither the approach velocity nor the sediment size affected their results for depth of scour because a change in either one simply caused a proportional change in sediment transport rate both into and out of the scour hole to set up a new equilibrium in transport rate with essentially the same scour depth. The resulting pier-scour formula as given by Jain (1981) is

$$\frac{d_s}{b} = 1.35\left[\frac{y_1}{b}\right]^{0.3} \quad (10.97)$$

The experiments covered the range of $1 \leq y_1/b \leq 4.5$, and d_{50} from 0.44 to 2.25 mm (medium to very coarse sand).

9/10

Jain (1981) proposed a formula for maximum clear-water scour around cylindrical piers that includes an effect of sediment size. In the dimensional analysis of Equation 10.92, $V_1/V_c = 1$ at maximum clear-water scour so that the Froude number $\mathbf{F}_1 = \mathbf{F}_c = V_c/(gy_1)^{0.5}$, which is the critical value of the Froude number calculated from the critical velocity evaluated from Keulegan's equation and the Shields diagram, as described previously. The resulting formula is based on the experimental data of Shen, Schneider, and Karaki (1969) and Chabert and Engeldinger (1956). It is given by

$$\frac{d_s}{b} = 1.84\left[\frac{y_1}{b}\right]^{0.3}\mathbf{F}_c^{0.25} \quad (10.98)$$

The exponent on y_1/b is the same as for the Laursen and Toch formula. The range in y_1/b of the data varied from 0.7 to 7.0, while the mean sediment sizes of the data were between 0.24 and 3.0 mm. Equation 10.98 provides an upper envelope for the data.

Jain and Fischer (1980) investigated live-bed pier scour around cylindrical piers at high velocities. They measured the scour depths around piers in a flume using threads placed vertically in the sediment bed prior to scour. At the end of scour, the threads were excavated and the scour depth was measured at the elevation at which the threads were bent over. This procedure was intended to avoid the bias caused by partial infilling of the scour hole when the experimental flow was stopped. The resulting scour formula is similar to Equation 10.98, except that the scour depth is related to the excess Froude number $(\mathbf{F}_1 - \mathbf{F}_c)$, because the formula applies only to the live-bed case. The results showed a slight decrease in scour depth after maximum clear-water scour followed by increases in scour depth with increases in $(\mathbf{F}_1 - \mathbf{F}_c)$. The live-bed scour formula is

$$\frac{d_s}{b} = 2.0\left[\frac{y_1}{b}\right]^{0.5}[\mathbf{F}_1 - \mathbf{F}_c]^{0.25} \quad (10.99)$$

which provides an envelope of the data. Most of the data had y_1/b values of either 1 or 2 with three data points in the range of 4 to 5. Sediment sizes varied from 0.25 to 2.5 mm.

Melville and Sutherland (1988) and Melville (1997) developed an empirical pier scour equation based on a large number of laboratory experiments at the University of Auckland, New Zealand. It has the form

$$\frac{d_s}{b} = K_s K_\theta K_I K_y K_d K_\sigma \quad (10.100)$$

in which K_s and K_θ are the shape and skewness correction factors as before; K_I = expression for effect of flow intensity; K_y = expression for effect of flow depth; K_d = expression for effect of sediment size; and K_σ = expression for effect of sediment gradation. Raudkivi and Ettema (1983) showed that, for clear-water scour, sediment gradation caused a large reduction in scour depth due to armoring for $\sigma_g > 1.3$. However, Melville and Sutherland (1988) presented a method for accounting for sediment gradation effects by defining an armor velocity $V_a > V_c$ at which live-bed scour begins. The value of V_a is calculated as 0.8 V_{ca} in which V_{ca} is the critical velocity of the coarsest armor size given by $d_{max}/1.8$, where d_{max} is some representative maximum grain size in the sediment mixture. Then, the flow intensity expression, K_I, is evaluated from

$$K_I = 2.4\left[\frac{V_1 - (V_a - V_c)}{V_c}\right] \quad \text{if} \quad \frac{V_1 - (V_a - V_c)}{V_c} < 1 \qquad (10.101a)$$

$$K_I = 2.4 \quad \text{if} \quad \frac{V_1 - (V_a - V_c)}{V_c} \geq 1 \qquad (10.101b)$$

These expressions for K_I have the effect of collapsing the scour data for both uniform and nonuniform sediments in both clear-water and live-bed scour. For uniform sediments, $V_a = V_c$, so that the determining sediment mobility factor is $V_1/V_c < 1$ for clear-water scour. For nonuniform sediments, it must be true that $V_a > V_c$; otherwise, V_a is set equal to V_c. The depth effect, which is due to interaction of the surface roller and the downflow on the upstream face of the pier (Raudkivi and Ettema 1983), is accounted for by

$$K_y = 0.78\left(\frac{y_1}{b}\right)^{0.255} \quad \text{if} \quad \frac{y_1}{b} < 2.6 \qquad (10.102a)$$

$$K_y = 1.0 \quad \text{if} \quad \frac{y_1}{b} \geq 2.6 \qquad (10.102b)$$

The sediment size effect depends on the value of b/d_{50}, as given by

$$K_d = 0.57 \log\left[\frac{2.24b}{d_{50}}\right] \quad \text{if} \quad \frac{b}{d_{50}} < 25 \qquad (10.103a)$$

$$K_d = 1.0 \quad \text{if} \quad \frac{b}{d_{50}} \geq 25 \qquad (10.103b)$$

For nonuniform sediments, d_{50} is replaced by the armor sediment size, $d_{max}/1.8$. The maximum possible value of d_s/b is 2.4, and this formulation provides an upper envelope to the scour data. The data range for the Melville and Sutherland method includes sediment sizes from 0.24 to 5.24 mm, y_1/b values from 0.7 to 12, and V_1/V_c values between 0.4 and 5.2 (Melville 1997). Slight changes in the depth expression K_y were made by Melville (1997) to include wide piers ($y_1/b < 0.2$) as well as intermediate width and narrow piers.

Froehlich (1988) completed a regression analysis of live-bed scour at bridge piers at some 23 field sites. He presented a best-fit relationship given by

$$\frac{d_s}{b} = 0.32K_sK_\theta\left[\frac{y_1}{b}\right]^{0.46}\mathbf{F}_1^{0.20}\left[\frac{b}{d_{50}}\right]^{0.08} \qquad (10.104)$$

in which K_s = pier shape factor; K_θ = skewness factor = $(b'/b)^{0.62}$; $b' = b\cos\theta + L_p \sin\theta$; b = pier width; L_p = pier length; y_1 = depth of approach flow; $\mathbf{F}_1$ = Froude number of approach flow; and d_{50} = median grain size. The skewness factor essentially is the same as Equation 10.94 used in the CSU formula. The power on b/d_{50} is very small, indicating a relatively minor influence. The coefficient of determination of Equation 10.104 is 0.75. Froehlich recommended an envelope curve obtained by adding a factor of safety of 1.0 to the right hand side of Equation 10.104.

Comparisons between several pier scour formulas and laboratory and field data have been made by Jones (1983), Johnson (1995), and Landers and Mueller (1996). Jones concluded that the CSU formula enveloped all of the laboratory and field data tested, but it gives smaller estimates of scour depth than the Laursen and Toch, Jain and Fischer, and Melville and Sutherland formulas at low values of the Froude number. Johnson found that all four of these scour formulas have high values of bias (ratio of predicted to measured scour depth) for $y_1/b < 1.5$, with high values of the coefficient of variation (COV) as well. For $y_1/b > 1.5$, the CSU formula performed well with a low value of COV and a bias from 1.5 to 1.8, providing a reasonable factor of safety. In general, the Melville and Sutherland formula overpredicted more than any of the formulas tested with bias values varying from 2.2 to 2.9 for $y_1/b > 1.5$, for example. Landers and Mueller (1996) evaluated pier-scour formulas on the basis of a much more extensive data set of 139 field pier-scour measurements from 90 piers at 44 bridges obtained during high-flow conditions. Data were separated into live-bed scour and clear-water scour measurements. Although the data showed considerable scatter, it was concluded that the influence of flow depth on scour depth did not become insignificant at large values of the ratio of flow depth to pier width, as indicated by the Melville and Sutherland formula. In addition, no influence of the Froude number and only a very weak influence of sediment size were found. Both the HEC-18 and Froehlich scour formulas performed well as conservative design equations but overpredicted the scour by large amounts for many cases.

Abutment scour

Melville (1992, 1997) proposed an abutment scour formula that is similar in form to the Melville and Sutherland pier scour formula, arguing that short abutments behave like piers. The abutment scour formula is given by

$$d_s = K_{yL}K_IK_dK_sK_\theta K_G \qquad (10.105)$$

in which K represents expressions accounting for various influences on scour depth: K_{yL} = depth-size effect; K_I = flow intensity effect; K_d = sediment size effect; K_s = abutment shape factor; K_θ = skewness or alignment factor; and K_G = channel geometry factor. The depth-size factor is defined by the following expressions:

$$K_{yL} = 2L_a; \quad L_a/y_1 \leq 1 \qquad (10.106a)$$

$$K_{yL} = 2\sqrt{y_1L_a}; \quad 1 < \frac{L_a}{y_1} < 25 \qquad (10.106b)$$

$$K_{yL} = 10y_1; \quad \frac{L_a}{y_1} \geq 25 \qquad (10.106c)$$

in which y_1 = approach flow depth and L_a = embankment or abutment length. These expressions indicate that scour depth is independent of depth for short abutments ($L_a/y_1 < 1$) and independent of abutment length for long abutments ($L_a/y_1 >$

25). The flow intensity factor essentially is the same as for piers, except that the maximum value of $d_s/b = 2.4$ for piers has been removed to give

$$K_I = \frac{V_1 - (V_a - V_c)}{V_c} \quad \text{for} \quad \frac{V_1 - (V_a - V_c)}{V_c} < 1 \tag{10.107a}$$

$$K_I = 1 \quad \text{for} \quad \frac{V_1 - (V_a - V_c)}{V_c} \geq 1 \tag{10.107b}$$

in which V_a = armor velocity defined in the same way as for piers; V_c = critical velocity; and V_l = velocity in the bridge approach section. The depth adjustment factor, K_d, is the same as for piers, as expressed by Equations 10.103, except that the pier width, b, is replaced by the abutment length, L_a. The abutment shape factor is assumed to be 1.0 for vertical-wall abutments and 0.75 for wing-wall abutments. Spill-through abutments are assigned values of K_s = 0.6, 0.5, and 0.45 for 0.5:1 (H:V), 1:1, and 1.5:1 side slopes, respectively. These values of shape factor apply only to shorter abutments, for which $L_a/y_1 \leq 10$. Shape effects were found to be unimportant for longer abutments, so that $K_s = 1.0$ for $L_a/y_1 \geq 25$. For abutment lengths between these two extremes, a linear interpolation was suggested:

$$K_s^* = K_s + 0.667(1 - K_s)\left(0.1\frac{L_a}{y_1} - 1\right) \quad \text{for} \quad 10 < \frac{L_a}{y_1} < 25 \tag{10.108}$$

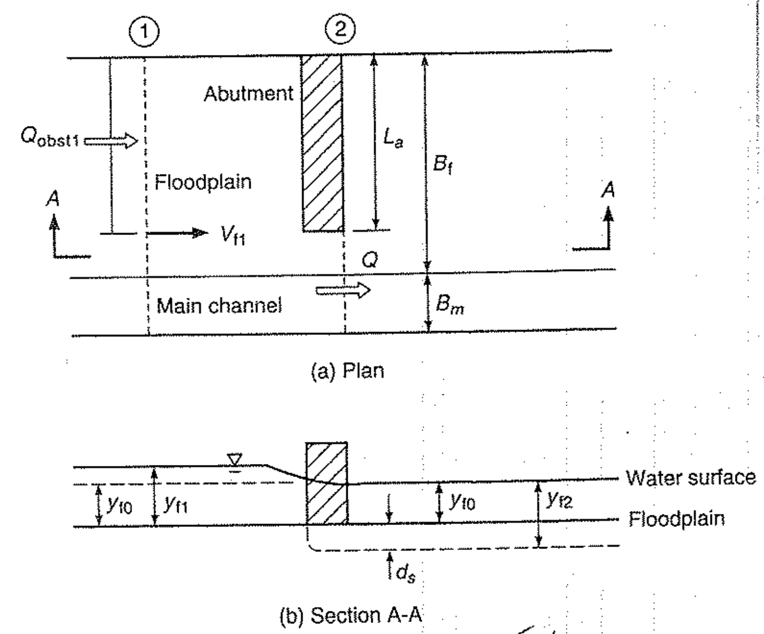
in which K_s represents the shape factor for short abutments, and K_s^* is the interpolated value for intermediate length abutments. Values of K_θ for flow alignment and K_G for abutments that protrude into the main channel from the floodplain are given by Melville (1997).

Froehlich (1989) applied a regression analysis to a laboratory data set for live-bed abutment scour from several investigators to produce the relationship

$$\frac{d_s}{y_1} = 2.27K_sK_\theta\left[\frac{L_a}{y_1}\right]^{0.43}\mathbf{F}_1^{0.61} + 1 \tag{10.109}$$

in which d_s = local abutment scour depth; y_1 = approach flow depth; K_s = abutment shape factor; K_θ = skewness factor; L_a = abutment length; and $\mathbf{F}_1$ = approach flow Froude number. The value of 1.0 added to the right-hand side of Equation 10.109 is a factor of safety. Froehlich calculated the approach Froude number based on an average velocity and depth in the area obstructed by the embankment and abutment in the approach flow cross section. All the experimental results in the regression analysis came from experiments in rectangular flumes.

Richardson and Richardson (1998) argued that experimental results for rectangular flumes that depend on abutment length as an independent variable do not accurately reflect the abutment scour process for compound channels, which have a nonuniform velocity and discharge distribution across the channel. Sturm and Janjua (1994) demonstrated that a discharge contraction ratio, M, represents the redistribution of flow between main channel and floodplain as the flow passes



مقطع مرکب

FIGURE 10.27
Definition sketch for idealized abutment scour in a compound channel (Sturm 1999b).

through the bridge contraction. As shown in Figure 10.27, the discharge contraction ratio, M, is defined by

$$M = \frac{Q - Q_{obst1}}{Q} \tag{10.110}$$

in which Q_{obst1} = obstructed floodplain discharge over a length equal to the abutment length projected onto the approach cross section; and Q = total discharge through the bridge opening for an abutment on one side only, as in Figure 10.27, or Q = total discharge from the outer edge of the floodplain to the centerline of the main channel for abutments on both sides of the main channel. The variable (1-M) was proposed by Kindsvater and Carter (1954) to characterize the effect of a bridge on flow obstruction to measure discharge, and it is used in the FHWA/USGS program WSPRO to determine bridge backwater (see Chapter 6). Sturm and Janjua (1994) showed that M is approximately equal to the ratio of discharges per unit of width in the approach and contracted floodplain areas, q_{f1}/q_{f2}, for an abutment that terminates on the floodplain.

With reference to Figure 10.27, the idealized long contraction scour is formulated first, followed by equating the local abutment scour to some multiplier of the contraction scour as originally proposed by Laursen (1963). In two different compound channel geometries, Sturm and Sadiq (1996) and Sturm (1999a, 1999b) have shown that this approach to the problem results in a clear-water abutment scour equation given by

$$\frac{d_s}{y_{f0}} = 8.14K_s\left[\frac{q_{f1}}{MV_{0c}y_{f0}} - 0.4\right] + 1 \qquad (10.111)$$

in which d_s = local clear-water abutment scour; y_{f0} = floodplain depth for unconstracted flow; K_s = abutment shape factor; q_{f1} = approach discharge per unit width in the floodplain = $V_{f1}y_{f1}$; M = discharge contraction ratio; V_{0c} = critical velocity in the floodplain at the unconstricted depth y_{f0} for setback abutments and critical velocity in the main channel at the unconstricted depth in the main channel for bankline abutments. The factor of 1 on the right hand side of Equation 10.111 is a factor of safety. If the approach floodplain velocity V_{f1} exceeds the critical value V_{1c}, then V_{f1} is set equal to V_{1c} for maximum clear-water scour. The shape factor $K_s = 1$ for vertical-wall abutments, while for spill-through abutments, it is given by

$$K_s = 1.52\frac{\xi - 0.67}{\xi - 0.4} \qquad \text{for} \quad 0.67 \le \xi \le 1.2 \qquad (10.112)$$

where $\xi = q_{f1}/(MV_{0c}y_{f0})$, and $K_s = 1.0$ for $\xi > 1.2$ as the contraction effect becomes more important than the abutment shape. Equation 10.111 is compared with the experimental data for an asymmetric compound channel having a floodplain width of 3.66 m and a main channel width of 0.55 m in Figure 10.28, which

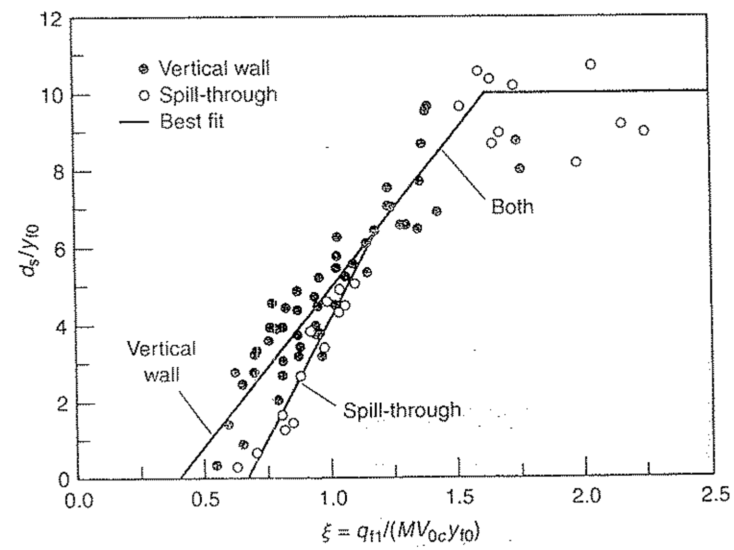


FIGURE 10.28
Abutment scour relationship for compound channels (Sturm 1999b).

shows that d_s/y_{f0} has a maximum value of 10. The r^2 value for the best-fit equation without a factor of safety is 0.86 with a standard error of 0.74 in d_s/y_{f0}.

EXAMPLE 10.5. A bridge with a 228.6 m (750 ft) opening length spans Burdell Creek, which has a drainage area of 971 km² (375 mi²). The exit and bridge cross sections are shown in Figure 10.29 with three subsections and their corresponding values of Manning's n. The slope of the stream reach at the bridge site is constant and equal to 0.001 m/m. The bridge has a deck elevation of 6.71 m (22.0 ft) and a bottom chord elevation of 5.49 m (18.0 ft). It is a Type 3 bridge (see Chapter 6) with 2:1 abutment and embankment slopes, and it is perpendicular to the flow direction (no skew). The tops of the left and right spill-through abutments are at X stations of 281.9 m (925 ft) and 510.5 m (1675 ft), and the abutments are set back from the banks of the main channel. There are six cylindrical bridge piers, each with a width of 1.52 m (5.00 ft). The sediment has a median grain diameter, d_{50}, of 2.0 mm (6.56×10^{-3} ft). Estimate the clear-water abutment scour and pier scour for the 100 yr design flood, which has a peak discharge of 397 m³/s (14,000 cfs).

Solution. The FHWA/USGS program WSPRO, described in Chapter 6, is run to obtain the hydraulic variables needed in the scour prediction formulas, although HEC-RAS could also be used. The program actually is run twice, first to obtain the water surface elevations for both the unconstricted and constricted flows at the approach cross section and, second, with the HP 2 data records to compute the velocity distribution in the approach section for the unconstricted (undisturbed) water surface elevation of 4.157 m (13.64 ft), 4.038 m (13.25 ft) and the constricted water surface elevation of 4.157 m (13.64 ft).

The scour parameters then are determined from the WSPRO results. Calculations are made for the left abutment, which has a length, L_a, of 233 m (764 ft). From the computed velocity distribution for the constricted flow, the blocked discharge in the approach

(٣٧٠)

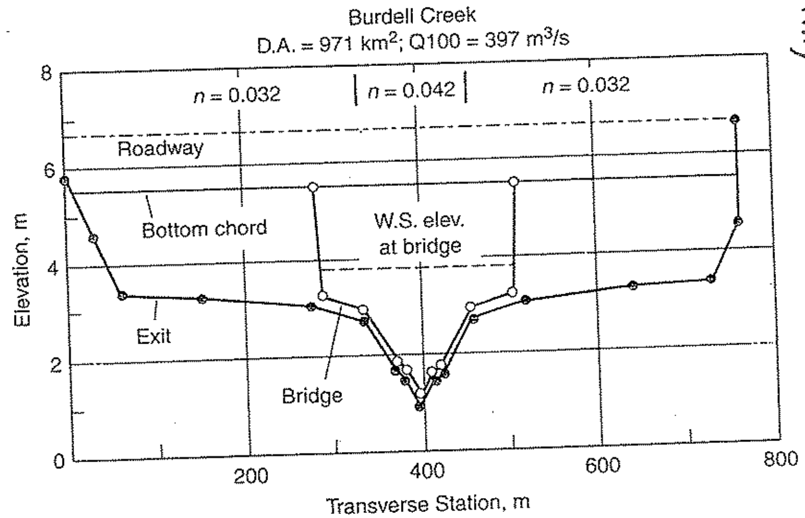


FIGURE 10.29
Bridge cross-sections for Example 10.5.

section for the left abutment is 39.1 m³/s (1380 cfs) with a blocked cross-sectional area of 106.8 m² (1150 ft²). The discharge from the left edge of water in the approach cross section to the centerline of the main channel is 210 m³/s (7413 cfs). Then, the value of $M = (210 - 39.1)/210 = 0.81$. Now we can calculate $V_{f1} = Q_{f1}/A_{f1} = 39.1/106.8 = 0.366$ m/s (1.20 ft/s) and $y_{f1} = A_{f1}/L_a = 106.8/233 = 0.458$ m (1.50 ft). In a similar way, the value of y_{f0} is found for the unconstricted cross section to be 0.357 m (1.17 ft).

The critical velocities for coarse sediments are determined by substituting into Equation 10.17 (Keulegan's equation). For the constricted approach section and for a floodplain depth of 0.458 m, we have

$$V_{f1c} = 5.75 \times \sqrt{(0.045)(2.65 - 1)(9.81)(0.002)} \times \log \frac{(12.2)(0.458)}{2 \times 0.002}$$
$$= 0.69 \text{ m/s } (2.3 \text{ ft/s})$$

in which the Shields parameter has been taken to be 0.045 for this sediment size and the equivalent sand-grain roughness $k_s = 2d_{50}$. Because $V_{f1} < V_{f1c}$, it is apparent that we have clear-water scour. In a similar manner, the value of V_{f0c} for an unconstricted floodplain depth of 0.357 m (1.17 ft) is 0.67 m/s (2.2 ft/s).

To compute the scour depth for the setback abutments, substitute into Equation 10.111 to obtain

$$\frac{d_s}{y_{f0}} = 8.14 \times 0.63 \times \left[\frac{(0.366)(0.457)}{(0.81)(0.67)(0.357)} - 0.4\right] + 1.0 = 3.4$$

in which the shape factor $K_s = 0.63$ from Equation 10.112 and the safety factor of 1.0 has been included. Finally, the left abutment scour depth is $3.4 \times 0.357 = 1.2$ m (3.9 ft). In general, this calculation would be repeated for the right abutment, but this example has an essentially symmetric cross section.

Next, consider the scour around the bridge piers and use the largest flow depth in the cross section, assuming that the thalweg might migrate laterally. The WSPRO results give a water surface elevation of 3.80 m (12.5 ft) in the bridge section, which corresponds to a maximum depth of 2.63 m (8.63 ft). The maximum velocity in the bridge section is 1.68 m/s (5.51 ft/s). The resulting value of the pier approach Froude number is $V_1/(gy_1)^{0.5} = 1.68/(9.81 \times 2.63)^{0.5} = 0.33$. Substituting into the CSU pier scour formula and recalling that the pier width $b = 1.52$ m (5.0 ft), we have

$$d_s = b \times 2.0 K_s K_\theta K_b K_a \left[\frac{y_1}{b}\right]^{0.35} \mathbf{F}_1^{0.43}$$
$$= 1.52 \times 2 \times (1.0)(1.0)(1.1)(1.0)\left[\frac{2.63}{1.52}\right]^{0.35} [0.33]^{0.43} = 2.5 \text{ m}$$

(or 8.2 ft), in which all the correction factors have the value of 1 except the bed correction, which is taken to be 1.1 for clear-water scour. The Laursen-Toch equation gives a pier scour depth of

$$d_s = b \times 1.35\left[\frac{y_1}{b}\right]^{0.3} = 1.52 \times 1.35 \times \left[\frac{2.63}{1.52}\right]^{0.3} = 2.4 \text{ m (7.9 ft)}$$

Total Scour

It is recommended in HEC-18 (Richardson and Davis 1995) that degradation, contraction scour, and abutment or pier scour be added to produce a conservative total

10/10

scour estimate. For setback abutments, contraction scour has to be calculated separately for the setback area and the main channel in the bridge section. Another conservative design suggestion is to use the calculated maximum scour depth at a pier in the main channel for a pier in the setback area as well, assuming lateral migration of the main channel into the setback area. For bankline abutments, contraction scour and abutment scour occur simultaneously rather than independently, so that adding abutment scour and contraction scour for this case may be overly conservative. If scour calculations indicate that foundation depths are excessively large, then scour countermeasures such as rock riprap protection and guide banks can be used (see Lagasse et al. 1991).

REFERENCES

Ackers, P., and W. R. White. "Sediment Transport: New Approach and Analysis." *J. Hyd. Div.*, ASCE 99, no. HY11 (1973), pp. 2041–60.

Allen, J. R. L. "Computational Methods for Dune Time Lag: Calculations Using Stein's Rule for Dune Height." *Sedimentary Geol.* 20, no. 3 (1978), pp. 165–216.

Alonso, C. V. "Selecting a Formula to Estimate Sediment Transport Capacity in Nonvegetated Channels." In *CREAMS*, ed. W. G. Knisel, Chapter 5, pp. 426–439. Conservation Research Report No. 26, U.S. Department of Agriculture, 1980.

ASCE Task Committee. "Relationships Between Morphology of Small Streams and Sediment Yields." *J. Hyd. Div.*, ASCE 108, no. HY11 (1982), pp. 1328–65.

ASCE Task Force on River Width Adjustment. "River Width Adjustment. II: Modeling." *J. Hydr. Engrg.* ASCE 124, no. 9 (1998), pp. 903–917.

Bagnold, R. A. *An Approach to the Sediment Transport Problem from General Physics.* Prof. Paper 422-I, Washington, DC: U. S. Geological Survey, 1966.

Barton, J. K., and P. Lin. *A Study of the Sediment Transport in Alluvial Channels.* Report No. 55JRB2. Fort Collins, CO: Colorado Agricultural and Mechanical College, Dept. of Civil Engineering, 1955.

Bechteler, W., and M. Vetter. "The Computation of Total Sediment Transport in View of Changed Input Parameters." In *Proceedings of the ASCE International Symposium on Sediment Transport Modeling*, New Orleans, LA, 1989, pp. 548–53.

Biglari, B., and T. W. Sturm. "Numerical Modeling of Flow Around Bridge Abutments in Compound Channel." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE 124, no. 2 (1998), pp. 156–64.

Brown, C. B. "Sediment Transportation." In *Engineering Hydraulics*, ed. H. Rouse, pp. 769–857. Iowa Institute of Hydraulic Research, Iowa City, Iowa, 1950.

Brownlie, W. R. "Flow Depth in Sand-Bed Channels." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE 109, no. 7 (1983), pp. 959–90.

Brownlie, W. R. *Prediction of Flow Depth and Sediment Discharge in Open Channels.* Report No. KH-R-43A. Pasadena: W. M. Keck Laboratory, California Institute of Technology, 1981.

Buffington, J. M. "The Legend of A. F. Shields." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE 125, no. 4 (1999), pp. 376–87.

Carstens, M. R. "Similarity Laws of Localized Scour." *J. Hydr. Div.*, ASCE 92, no. 3 (1966), pp. 13–36.

Casey, H. J. "Über Geschiebebewegung." *Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau* [in German], Heft 19 (1935).

Chabert, J., and P. Engeldinger. *Etude des Affouillements Autour des Piles de Ponts.* Chatou, France: Laboratorie National d'Hydraulique, 1956.

یکنواختی بین لایه زیرسطحی و سطحی نیست

Przedwojski, et al. (1995)

عمق آبشستگی
در بستر با مواد درشت دانه

۱/۲

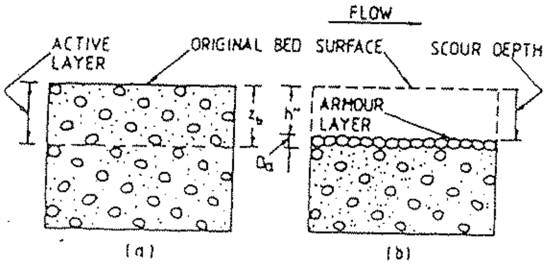


Fig. 2.67. Formation of armour layer: (a) – Well-mixed original bed material; and (b) – Armour layer with underlying bed material (after Borah, 1989).

2. In gravel-bed rivers with coarse and poorly sorted bed material.

These armour layers are classified as static (immobile) or mobile. The static armour layer is the result of imbalance between the sediment transport capacity of the flow and the amount of sediment inflow to a given river reach. Such a layer is formed by the continuous action of the water flow especially during floods. During such periods the bed shear stress often exceeds the critical shear stress of the bed mixture. The larger grains which are non-transportable under the given flow conditions, remain on the bed and gradually create a surface armour layer markedly coarser than the substrate. This armour layer can be defined as a coarse surface layer that never moves and protects the subsurface bed material from motion. In natural conditions such a layer forms bottom sills making the bed level unchangeable. For example this type of sill was found in the bed of the Noteć River (see Part 2, Chapter 7) as the result of cutting of the valley slope (Przedwojski, 1989b).

In the presence of graded materials, the bed scour, e.g. in case of the bed degradation below a dam, can be restricted by formation of an armour layer (Fig. 2.67).

The scour depth is computed as (Borah, 1989):

$$h'' = z_b - D_a \tag{2.304}$$

and

$$z_b = \frac{D_a}{(1-p)P_a} \tag{2.305}$$

$$D_a = 68\left(\frac{hI}{s-1}\right)^{1.67}(u_*\nu)^{0.67} \quad \text{for} \quad \frac{u_*D_{50}}{\nu} \leqslant 10 \tag{2.306}$$

$$D_a = 27\left(\frac{hI}{s-1}\right)^{0.68}\left(\frac{\nu}{u_*}\right)^{0.14} \quad \text{for} \quad 10 < \frac{u_*D_{50}}{\nu} \leqslant 500 \tag{2.307}$$

$$D_a = 17\left(\frac{hI}{s-1}\right) \quad \text{for} \quad \frac{u_*D_{50}}{\nu} > 500 \tag{2.308}$$

in which z_b is the thickness of the active layer, D_a is the smallest armour size, p is the porosity of the bed material, P_a is the fraction of all the armour sizes present in the bed material, h'' is the scour depth, $u_* = (ghI)^{1/2}$ is the shear velocity, g is the acceleration due to gravity, h is the depth of flow, I is the energy slope, D_{50} is the median particle size, ν is the kinematic viscosity of water, $s = \rho_s/\rho$ is the specific

(۳۷۲)

۲/۲

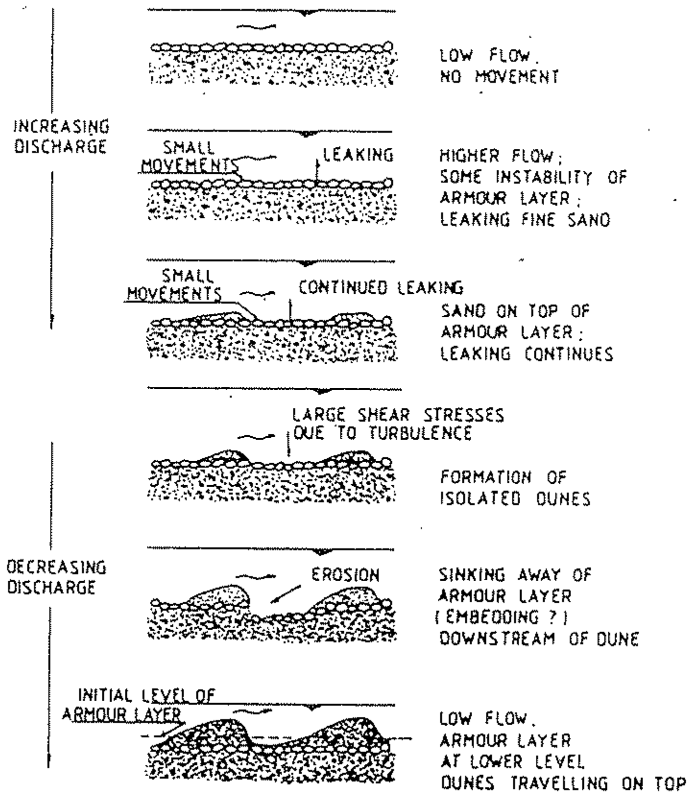


Fig. 2.68. Schematic indication of breaking up of armour layer during passage of flood (after Klaassen, 1990).

Other aspects of armoured river beds:
- sampling of bed material,
- methods of measuring sediment transport,
- critical shear stress,
- selective transport of mixtures,
- formation of mobile armour layer,
- resistance to flow and bed-forms occurrence,
- downstream fining,
- regime equation,
- two-dimensional phenomena,
- deposition of fine sediments in armour layers,
- ecological aspects.

Most of the problems mentioned above are discussed in the present book. However, this book is generally closely connected with sand-bed lowland rivers. As the Klaassen (1990) paper is dealing with gravel-bed rivers, thus, only general ideas and conclusions have been presented. Based on literature review and on his own sand-flume experiments Klaassen (1990) draws the following conclusions:

ی مخصوص ذرات $G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma} = \frac{\rho_s}{\rho}$

$$u_* = \sqrt{g\,d_o\,S} = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}}$$

کار بردن تئوری باکینگهام، رابطهٔ کلی برای تعیین عمق آب شستگی به صورت ی‌باشد:

$$\frac{d_s}{b} = f\left(\frac{u_* D_{50}}{d_o}, \frac{V_o^2}{g(G_s-1)D_{50}}, \frac{d_o}{b}, \frac{D_{50}}{b}, \frac{V_o}{\sqrt{g\,d_o}}, \sigma\right) \quad (۸-۱۸$$

۲-۸- روشهای تخمین میزان عمق آب‌شستگی

: (۸-۱۸) یک رابطهٔ کلی به منظور تعیین عمق آب‌شستگی موضعی پایهٔ پل می‌باشد. ظور تعیین رابطهٔ دقیق ریاضی، نیاز به داده‌های آزمایشگاهی می‌باشد. از طرفی ر کردن تأثیر کلیهٔ پارامترها کار بسیار مشکل و غیرممکن است، از این رو محققان ف با حذف اثر بعضی از پارامترها و انجام آزمایش، روابطی عمدتاً با استفاده از رگراسیون بدست آورده‌اند که تعدادی از این روابط در جدول (۱-۸) ارائه شده . تعداد زیادی از این روابط را می‌توان به صورت رابطهٔ خلاصه شده زیر نیز نوشت:

$$\frac{d_s}{b} = f\left(F_o, \frac{d_o}{b}\right) \quad (۸-۱۹$$

ر آن $F_o = \frac{V_o}{\sqrt{g\,d_o}}$ عدد فرود می‌باشد. در چنین رابطه‌ای البته، تأثیر بعضی

امتر ها نظیر شکل پایه، زاویه قرار گرفتن پل نسبت به جریان و غیریکنواختی ذرات

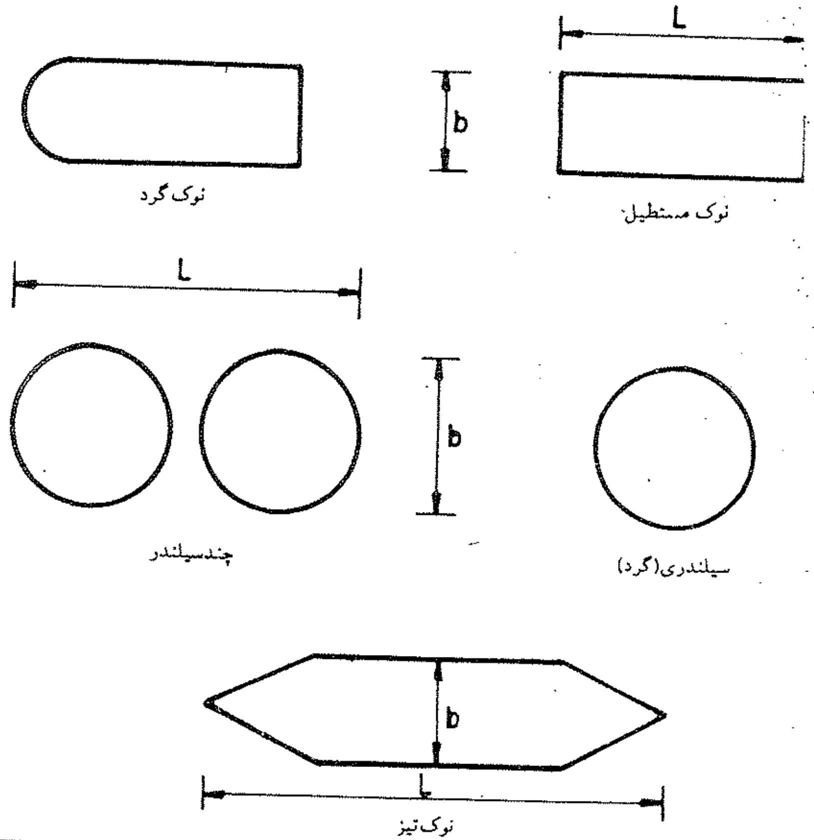
فرم معادله	نویسنده یا ارائه دهنده معادله
$\frac{d_s + d_o}{b} = 1.7\left(\frac{q^{2/3}}{b}\right)^{0.78}$	Ingils و همکاران (1939)
$\frac{b}{d_o} = 5.5\left[\frac{d_s}{d_o}\left(\frac{1}{12}\cdot\frac{d_s}{d_o}+1\right)^{7/4} / \left(\frac{\tau_o}{\tau_c}\right)^{1/2} - 1\right]$	Laursen, (1952)
$d_s = 1.45\,q^{2/3}$	Issard and Bradley, (1958)
$\frac{d_s}{d_o} = 10\left(\frac{V_o^2}{g\,d_o} - \frac{3D}{d_o}\right)$	Bata, (1960) (پایه سیلندری)
$\frac{d_s}{d_o} = 6.65\left(\frac{V_o^2}{g\,d_o}\right) - 0.51 - 5.44\left(\frac{V_o^2}{g\,d_o}\right)^2$	Chitale, (1962)
$d_s = 1.4\,b$	Breusers, (1965)
$\frac{d_s}{b} = 0.546\left(\frac{N_s^2 - 1.64}{N_s^2 - 5.02}\right)^{5/6}$ $\quad N_s = \frac{V_o}{\sqrt{g(G_s-1)D_{50}}}$	Carstens, (1966)
$\frac{d_s}{b} = 3.4\left(\frac{V_o^2}{g\,b}\right)^{0.67}\left(\frac{d_o}{b}\right)^{1/3}$?	Shent etall, (1969)
$\frac{d_s}{b} = 1.84\left(\frac{d_o}{b}\right)^{0.30}\left(\frac{V_o^2}{g\,d_o}\right)^{0.25}$	Jain, (1981)
$\frac{d_s}{D} = 1.133\left(\frac{d_o}{D}\right)^{0.471}$ برای پی با مقطع دایره‌ای $\frac{d_s}{b} = 1.484\left(\frac{d_o}{b}\right)^{0.569}$ برای پی مستطیل شکل	Gunyakti, (1986)
$d_s = 0.32\,K_1\left(\frac{b'}{b}\right)^{0.62}\left(\frac{d_o}{b}\right)^{0.46} Fr^{0.2}\left(\frac{b}{D_{50}}\right)^{0.08} + 1/0$	Froehlich, (1988)
$\frac{d_s}{d_o} = 2.0\,K_1 K_2\left(\frac{b}{d_o}\right)^{0.65} F_r^{0.43}$ → (۸-۳)	رابطه CSU، K_1 و K_2 ضرائبی از جدول
الف) برای بستر زنده $\frac{d_s}{b} = 2.0\left(F_o - F_c\right)^{0.25}\left(\frac{d_o}{b}\right)^{0.5}$ F_c عبارت است از عدد فرود برای آستانه حرکت. ب) برای حداکثر عمق آب‌شستگی و آب زلال $\frac{d_s}{b} = 1.85\left(F_c\right)^{0.25}\left(\frac{d_o}{b}\right)^{0.3}$	Jain and Fisher (1979)

جدول (۱-۸): خلاصه‌ای از معادلات تجربی پیشنهادی برای محاسبه عمق آب شستگی در پایه پل

(۳۷۴)

۱/۲

جدول (۲-۸) و شکل (۳-۸) در :
روش Melville



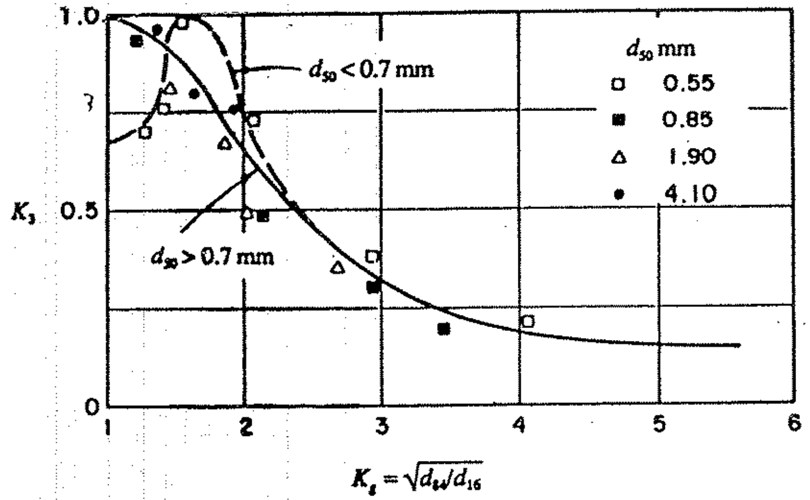
	ضریب اصلاحی	K_2 ضریب اصلاحی			
نوع پایه	K_1	θ	$L/b = 4$	$L/b = 8$	$L/b = 12$
نوک مستطیل	۱/۱	۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰
نوک گرد	۱/۰	۱۵	۱/۵	۲/۰	۲/۵
سیلندری	۱/۰	۳۰	۲/۰	۲/۵	۳/۵
نوک تیز	۰/۹	۴۵	۲/۳	۳/۳	۴/۳
چند سیلندر	۱/۰	۹۰	۲/۵	۳/۹	۵/۰

جدول (۲-۸) : ضرائب اصلاح $K1$ و $K2$

آزمایشگاه می‌باشد و این روابط را می‌توان بصورت فرمول کلی زیر هم نوشت :

$$\frac{d_s}{d_0} = a \left(\frac{L}{d_0}\right)^{\alpha} \left(F_0\right)^{\beta} \qquad (۸-۲۵)$$

در این رابطه d_s عمق آب شستگی ، d_0 عمق آب ، L طول دیوارهٔ (عمود بر سواحل رودخانه) a ، α و β ضرائبی هستند که از اطلاعات آزمایشگاهی تعیین خواهند شد.



شکل (۳-۸) : ضریب اصلاحی K_3 برای تأثیر ضریب غیریکنواختی مصالح بستر رودخانه (*Ettema, 1980*)

برای دیواره‌های جانبی که $0 < \frac{L}{d_0} < 25$ و دیوارهٔ شیب‌دار باشد آقای لیو و همکاران[1] مقادیر زیر را برای a، α و β بدست آوردند:

$a = 1.1$

Ref. M. Escarameia (1995). River and Channel Revetments

۱/۲

پوشش

C_v which takes the value 1 for straight channels and for the inside of bends. In these situations laboratory studies have indicated vertical velocity profiles following a power law; the profiles became more uniform in height at the outer side of bends. Because of this increase in velocity near the bed (probably caused by secondary currents), there is greater potential for riprap movement. C_v can be calculated as follows (Maynord, 1993):

$$C_v = 1{\cdot}283 - 0{\cdot}2 \log_{10}(R/W) \tag{2.24}$$

and

$$C_v = 1 \quad \text{for } R/W \geq 26 \tag{2.25}$$

where
R is the centreline radius of the bend
W is the water surface width at the upstream end of the bend.

Depending on the geometry of the bend, this coefficient will typically increase the size of the necessary stone or blocks by up to about 30%, when compared with conditions in straight channels. Although this coefficient was derived for the US Army Corps of Engineers' Design Procedure, in view of the lack of other suitable formulae, its use is suggested for application with the other design equations presented in Chapter 4.

Care should be taken in the application of this coefficient for bends in highly turbulent environments. The coefficient was introduced to reflect non-standard velocity profiles, which can be due to a number of causes, one of them being high turbulence. Where flows are very turbulent (for example downstream of hydraulic structures) the approach recommended in Section 2.4.1 should be followed since it is likely that the destabilising effect of turbulence will override that of bends.

Based on work developed in bends with $R/W = 2{\cdot}3$, the US Army Corps of Engineers (1981) recommends that protection should be extended upstream to a minimum of one mean water surface width and downstream to a length 1·5 times the mean water surface width.

2.4.3. Scour around structures

Encounters between the flow and obstructions to its motion such as bridge piers, groynes (or spur dykes) and bridge abutments, result in marked changes in the vertical velocity profile and in the level of turbulence of the flow. In alluvial rivers and channels these changes, in turn, are likely to generate erosion of the following types:

- erosion due to the increase in velocity resulting from a reduction in cross-section imposed by the structure
- localised erosion that is produced directly by the presence of obstructions in the flow path.

۲/۳

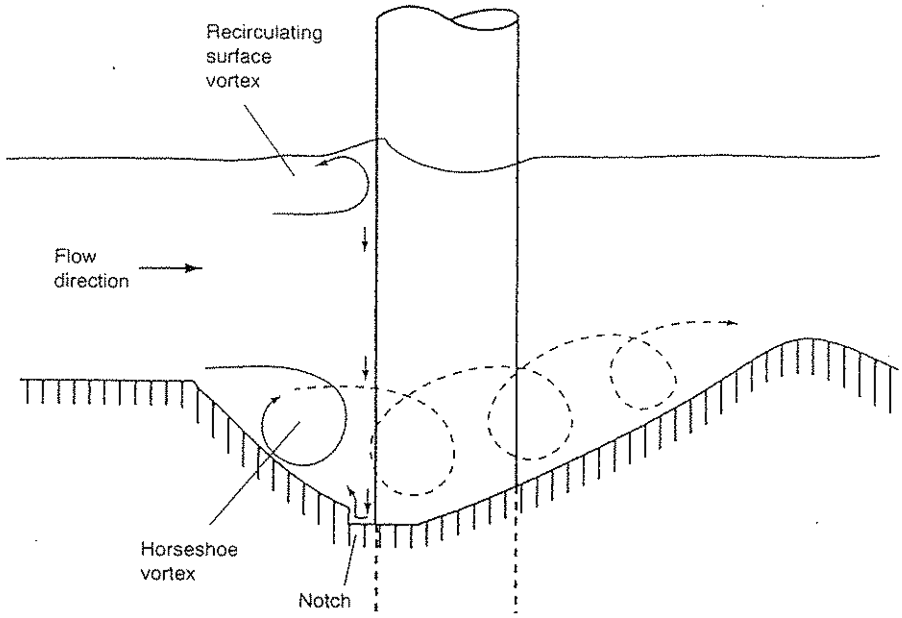


Figure 2.19. Illustration of flow patterns around structures (from May and Willoughby, 1990)

Although the resulting flow pattern is dependent on the shape of the obstruction, some flow features have been observed that are common to most cases, whether the obstruction is a circular bridge pier or an abutment, for example. These features, which are illustrated in Figure 2.19, include an upstream surface roller, descending flow along the face of the structure and wake and horseshoe vortices.

A comprehensive description of the complex processes of scour generation and development is beyond the scope of this book, but it is important to point out a few aspects. The first aspect is that erosion and ultimate scour depths around structures depend on a wide number of parameters that need to be considered in design: the flow depth and velocity, the shape, size and orientation of the structure and the bed sediment are the main ones in current flows.

In situations where waves or tides are present, the complexity of scour problems is further enhanced by the limited information available in the existing literature. This is also the case for local scouring in rivers and channels with cohesive beds, as most studies have dealt with granular materials. It should also be pointed out that, as mentioned earlier, local scour is in part produced by an increase in the turbulence of the flow. Section 2.4.1 deals with the effect that high levels of turbulence have on stability of river revetments and some limited guidance is given there for protection near bridge piers.

Protection of bridge piers

One way of protecting the foundations of bridge piers consists of preventing the development of local scour holes around piers by means of an apron. The apron may be formed by riprap, gabion mattresses, concrete block mattresses or other suitable material.

Neill (1973) recommends that the apron be laid below the expected general scour level. As a guideline for design, the extent of the apron around the pier should be approximately 1·5 times the pier width. In the case of a riprap mattress, the thickness should not be less than twice the D_{50} of the stone.

The sizing of the apron material can be carried out using Equations (2.17), (2.19) or (2.22) recommended in Section 2.4.1. When using Equation (2.17), Table 2.6 should be consulted for the choice of turbulence intensity *TI*. The value of flow velocity for use in the protection of bridge piers is the velocity through a span of the bridge. When using Equations (2.19) and (2.22), it is important to note that, in general, local scour starts at about half the threshold velocity of the sediment in the undisturbed bed upstream of the pier. For this reason, the value of flow velocity to be used in the equations should be twice the mean cross-sectional velocity upstream of the pier.

For complex situations the reader is recommended to consult other publications (for example, Neill, 1973, and Breusers and Raudkivi, 1991), which give formulae for the estimation of likely scour depths around structures and guidance on measures to limit scour development. For the particular case of cofferdams or caissons, which are large obstructions in shallow water (with ratios of water depth to structure width usually of 1 or less), see May and Willoughby (1990). In many cases, however, it is advisable to conduct physical model tests to predict scour depths with some confidence.

2.4.4. *Combined loads*

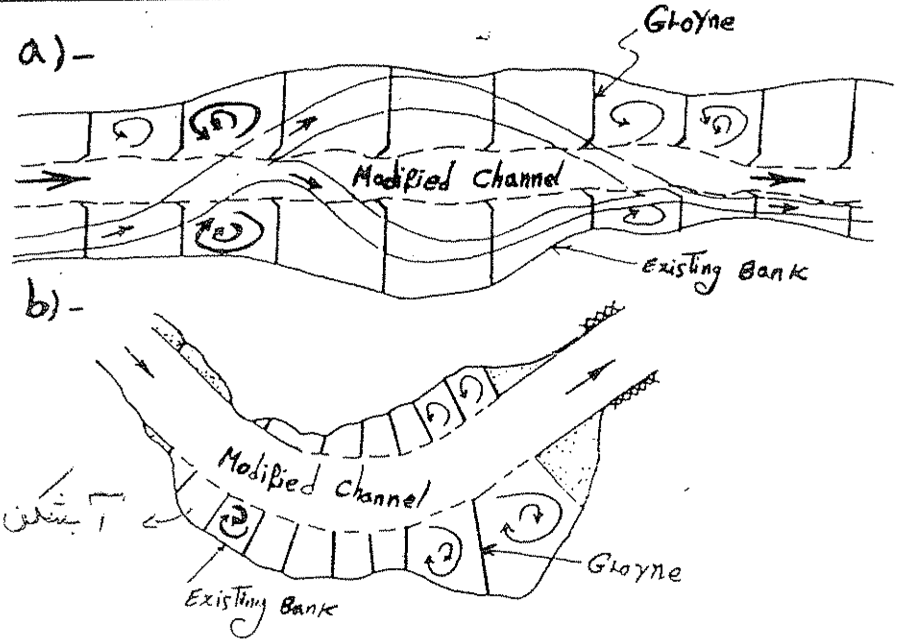
In most situations, the river engineer has to deal with a combination of different loadings, such as currents and waves, due to wind and/or boat movement. The joint action of these loads imposes destabilising forces on revetments that are likely to be more severe than any of the individual forces. However, design information on the sizing of revetments subjected to combined loads is currently not available (at least for the conditions encountered in rivers), and this is an area that requires future research.

The way in which different hydraulic loadings combine is a complex subject, more accurately dealt with by probabilistic methods of revetment design since the probability of loads occurring at the same time is an important factor. Although this book adopts a deterministic approach, some guidance is nonetheless given here for sizing of revetments under combinations of currents and waves. An approximate analysis was carried out in which the effect of waves on stability of revetments was considered to be represented by an equivalent flow velocity. This was defined as $c(gH)^{0{\cdot}5}$, where c is a numerical constant, H is the design wave height and g is the acceleration due to gravity. Consideration of the resultant of the fluid forces due to the combined waves and currents led to the following approximate guideline:

(۳۷۸)

۱٤

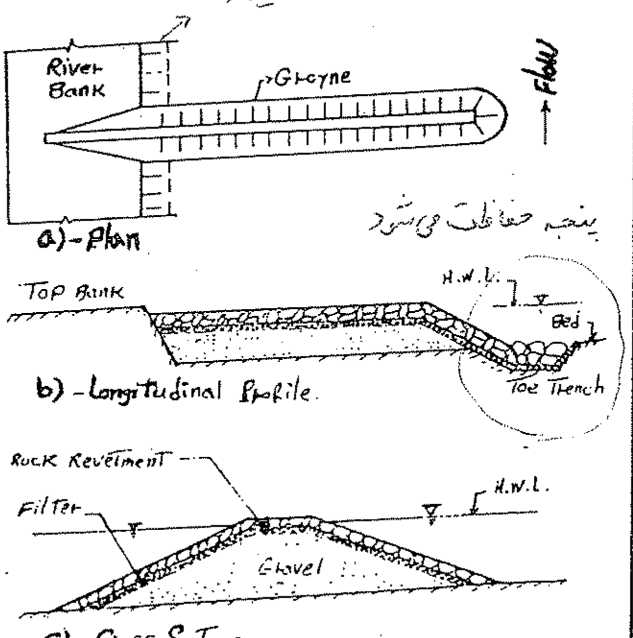
I-3- Groynes (And Abutments)



آبشکن برای کنترل پیچ

Fig. (7). River Training and Streambank Protection by Groynes. a)- Straight reach; b)- River bend.

دیواره



پنجه حفاظت می‌شود

Fig. (8). A Typical Stone-filled Groyne.

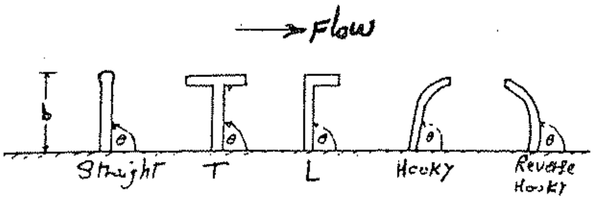


Fig. (9) - Types of Groynes.

به صورت بکار می‌رود

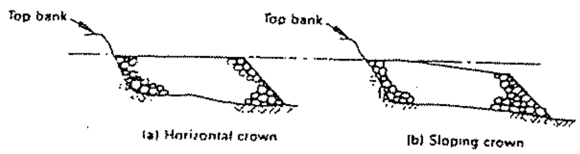
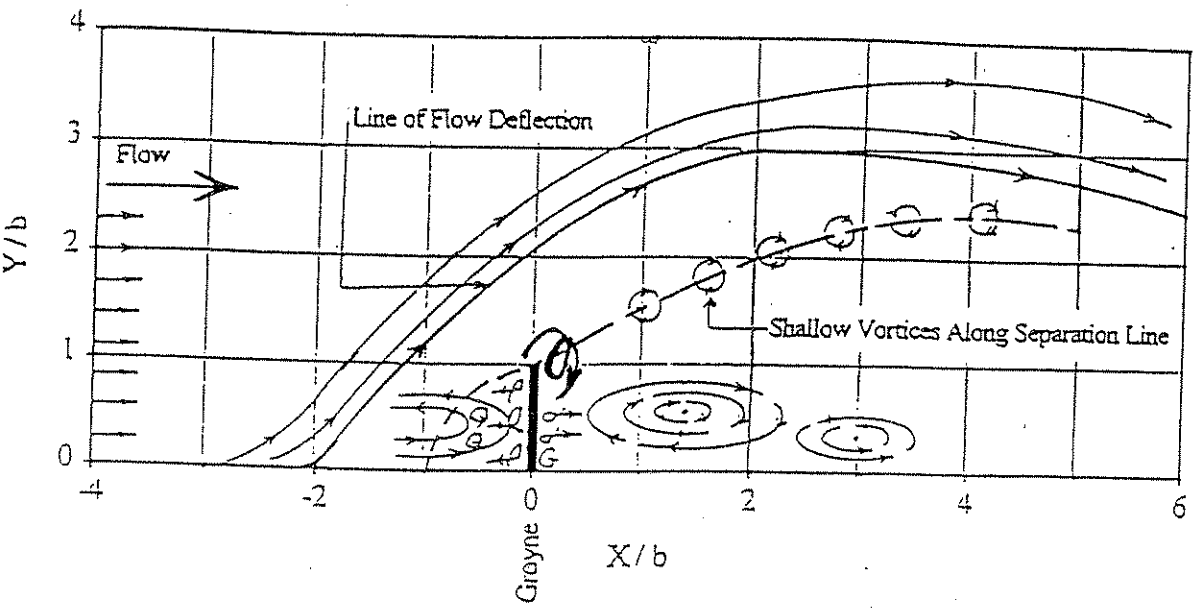


Figure (10). Crown profiles for Groynes.

(a): Plan view of flow pattern near water surface



(b): Cross-sectional profile near the tip of the groyne

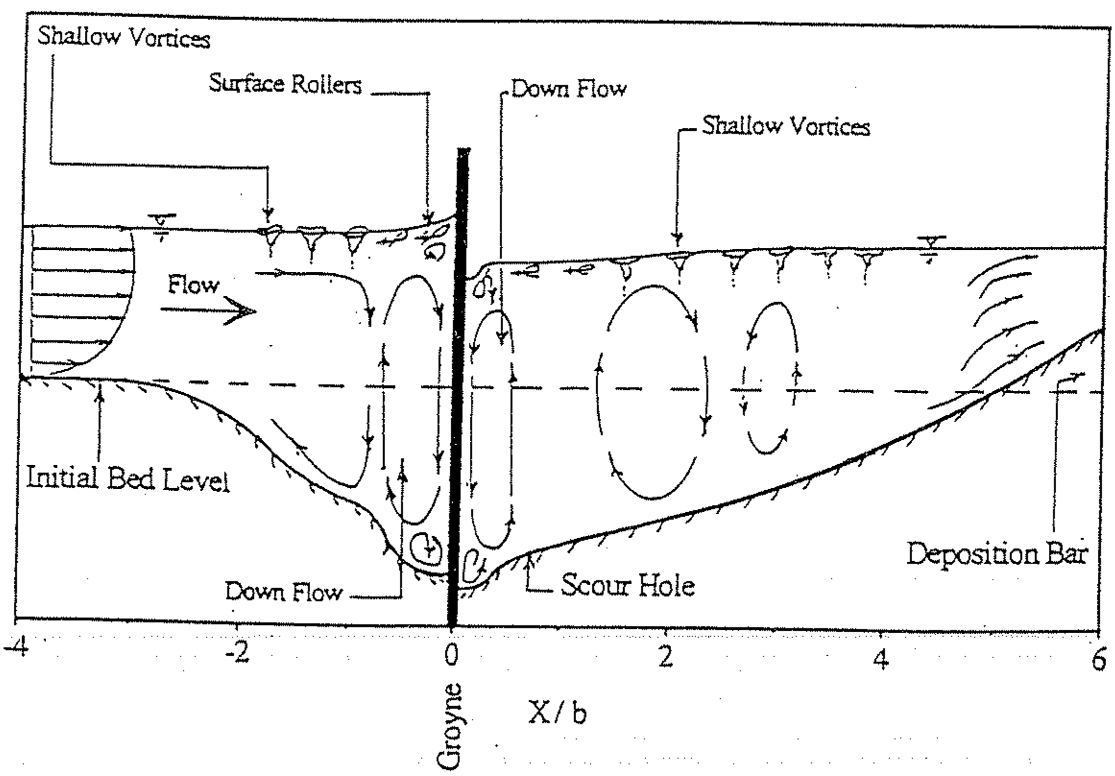
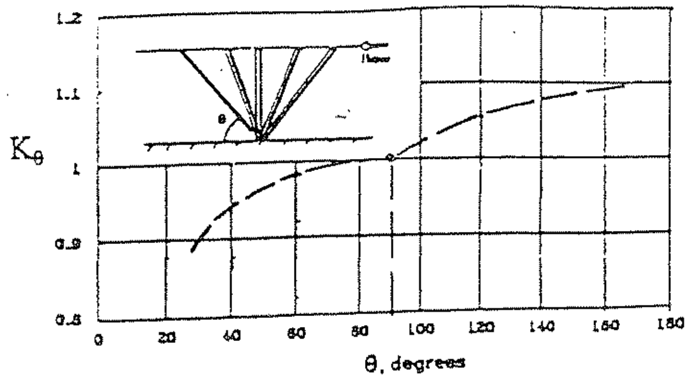


Figure (4-26): A schematic view of flow pattern around the groyne

Melville (1992)



$K_\theta = 1 \Leftarrow \theta = 90$

Figure (2-2): Inclination factor of dike (groyne), K_θ; (Melville, 1992)

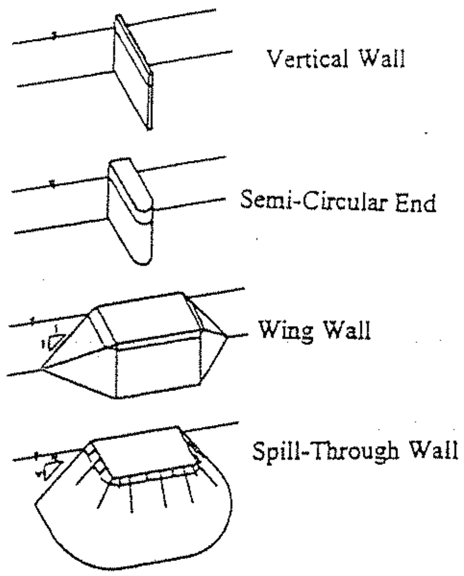


Figure (2-3): Dike (groyne) shapes; (Melville, 1992)

Table (2-3): Dike-shape factor, K_s; (Melville, 1992)

Shape		Shape Factor, K_s
Vertical-thin plate or narrow vertical wall		1.0
Vertical wall with semicircular end		0.75
45-degree wing wall		0.75
Spill-through dike	(H : V):	
	0.5 : 1	0.60
	1 : 1	0.50
	1.5 : 1	0.45

٤/ع

روابط برآورد عمق آبشستگی پیرامون یک آب‌شکن ساده

Table (2-2): Predictive equations for maximum scour depth near a single groyne

NO.	Method	Relative Maximum Scour Depth: (ds+h)/h	Type of the Approach
1	Ahmad (1951)	$= C_1 * (1/h) * [(Q/(B-b)]^{\alpha}$	Dimensional Analysis
2	Awazu (1967)	$= C_1 + C_2 * LOG[(\tau_b / N_a)/(\tau_{b*} / N_{0*})]$ $, N_a = (g * a^2)/h^{1/3} \;;\; (\tau_{b*} / N_{0*}) = C_3 * \tau_c /(C_4 * a + C_5)^2$	Dimensional Analysis
3	Blench (1969)	$= C_1 * (1/h) * [(Q/(B-b)]^{\alpha} * (F_{bo}{}^{-\beta})$	Lacey - Regime Concept
4	Couto et al. (1994)	$= 1 + C_1 * (b/h)^{-\alpha} * (h/D_{50})^{\beta} * F_r{}^{\gamma}$	Regression Analysis
5	Das (1972)	$= C_1 * [10^{(a-\alpha)} * F_r{}^{\beta} * (D_{50}/h)^{-\gamma}]$	Dimensional Analysis
6	Gill (1972)	$= C * [(D_{50}/h)^{\alpha} * (1/a)^{\beta}]$	Analogy to Long Contraction
7	Garde et al. (1961)	$= C_1 * [(1/a) * F_r{}^{\alpha}]$	Dimensional Analysis
8	Inglis (1949)	$= C_1 * (1/h) * (Q/f)^{\alpha}$	Lacey - Regime Concept
9	Izzard and Bradley (1957)	$= C_1 * (1/h) * [(Q/(B-b)]^{\alpha}$	Lacey - Regime Concept
10	Khosla (1936)	$= C_1 * (1/h) * [(Q/(B-b)]^{\alpha} * (f_1{}^{-\beta})$	Lacey - Regime Concept
11	Lacey (1929)	$= C * (1/h) * (Q/B)^{\alpha} * (f_1)^{-\alpha}$	Lacey - Regime Concept
12	Laursen(1962, 1963)	$= C_1 * (b/h) * \{[(C_2 * d_s/h) + 1]^{\alpha} - 1\}^{-1} + 1$	Analogy to Long Contraction
13	Liu et al. (1961)	$= C_1 + C_2 * [(B-b)/h]^{\alpha} * (1/a)^{\beta} * F_r{}^{\gamma}$	Dimensional Analysis
14	Mukhamedov et al. (1971)	$= (C_1/h) * [Sin^{1/4}\varphi * Cos^{1/3}\phi /(a * (D_{85}/D_{50})^{1/6}) * (1+0.09C)] * [(U_m * h^{0.3}{}_m)/g^{0.5} * (1+1.35F_r)]^{0.5}$	Dimensional Analysis
15	Melville(1992)	$= 2K_s(b/h) + 1$: $(b/h) < 1$ $= 2K_s{}^{*} K_{\theta}{}^{*} * (b/h)^{0.5} + 1$: $1 \le (b/h) \le 25$ $= 10K_{\theta} + 1$: $(b/h) > 25$	Dimensional Analysis
16	Rajaratnam and Nwachukwu (1983)	$= 1 + C_1 * (\tau_b / h)$	Dimensional Analysis
17	Zaghloul(1983)	$= C * (1/a) * (\theta)^{-\beta} * (F)^{\gamma}$	Dimensional Analysis ; Lacey - Regime Concept
18	Zhao (1994)	$= 1 + (1/h) * [C_1 * (h/3b)^{\alpha} * (V/U_s) * b - h] * K_{\theta} * K_{\varphi}$	Analogy to Bridge Pier

B= Channel width ; b= Groyne length ; a= (B-b)/B= constriction ratio ; φ= Groyne inclination angle ; ϕ=Groyne side-slope angle
Q= Flow rate ; h= Water depth at upstream ; hm= Max. water depth at upstream; V= Q/(B*h)= Mean velocity at upstream
Vm= Max velocity at upstream; Fr= V/(g*h)^0.5 Froude number; Tb= Bed-shear stress ; Tc= Critical bed-shear stress
D50, D85= Size of bed material ; ds= Maximum depth of scour at the tip of groyne (at equilibrium state)
α, β, γ = Constant Coefficients ; C, C1, C2, C3 = Constants, also include the Unit System

$$\frac{Q}{q\, d_0} = 2.75 \left(\frac{d_s}{d_0} \right) \left[\left(\frac{d_s}{4.1\, d_0} + 1 \right)^{7/6} - 1 \right]$$

که با توجه به اینکه عرض مسیل ۱۰۰۰ متر می‌باشد بنابراین :

$Q_0 =$ دبی در مسیل برابر $0.85 \times 1000 = 850\ m^3 / sec$

$$\frac{850}{14 \times 1.52} = 2.75 \left(\frac{d_s}{1.52} \right) \left[\left(\frac{d_s}{4.1 \times 1.52} + 1 \right)^{7/6} - 1 \right]$$

و از آنجا :

$d_s = 10.34$ متر

۵-۸- عمق آب شستگی پایین‌دست سازه‌های هیدرولیکی

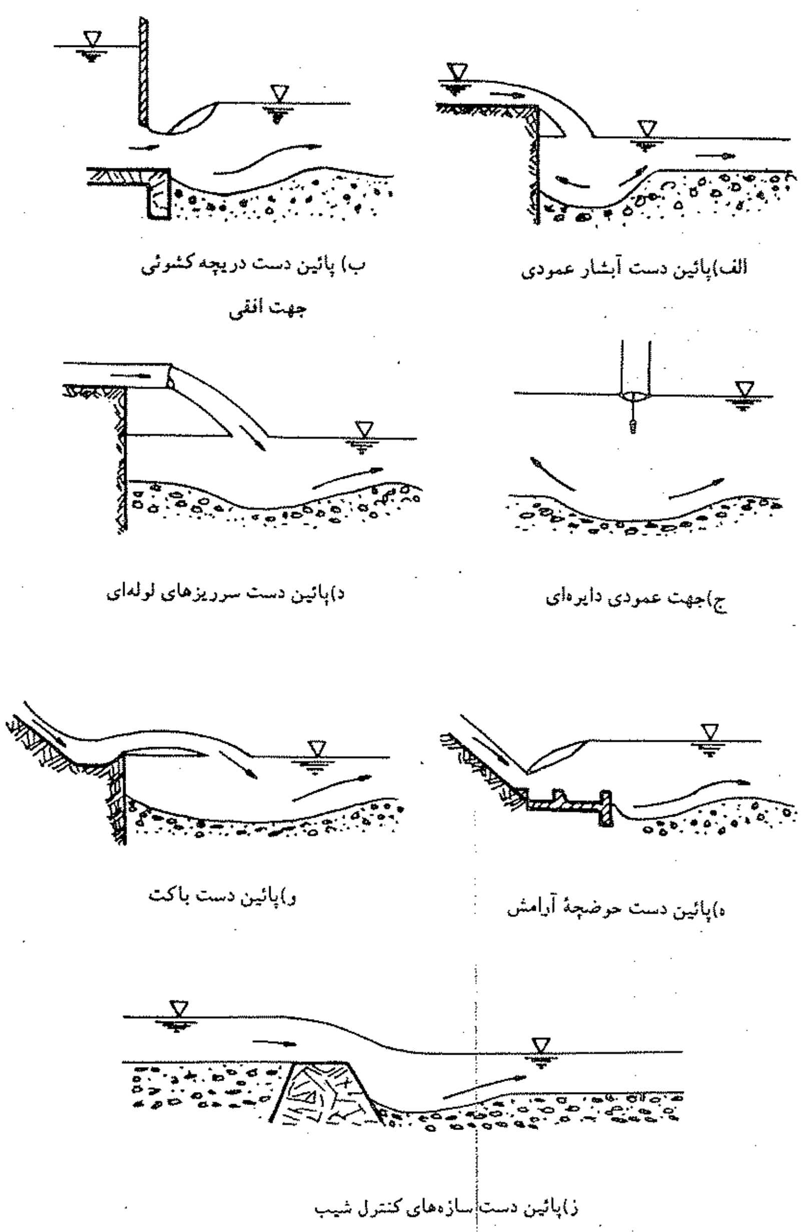
آب شستگی موضعی پایین دست سازه‌های هیدرولیکی نظیر سدها ، سرریزها ، شوتها، سازه‌های پله کانی و غیره پدیدهٔ طبیعی است که بدلیل وجود سرعت محلی بیش از سرعت بحرانی بوجود می‌آید و دلایل آن را می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

۱) ناکافی بودن مقدار استهلاک انرژی

۲) تشکیل پرش هیدرولیکی ناپایدار و یا انتقال پرش خارج از کف حوضچهٔ آرامش .

۳) بوجود آمدن جریانهای ادی در پایین دست سازه‌های هیدرولیکی .

شکل (۷-۸) چند نوع سازهٔ هیدرولیکی و آب‌شستگی پائین‌دست آنها را نشان می‌دهد . میزان عمق آب‌شستگی d_s برای هر یک از سازه‌ها بستگی به شرایط هیدرولیکی جریان و مشخصات رسوب و شرایط هندسی سازه دارد . تخمین میزان عمق آب شستگی از این رو اهمیت دارد که ممکن است باعث تخریب سازه گردد. یک فرمول خاص که بتواند برای تعیین میزان عمق فرسایش در هر یک از حالات ذیل مورد استفاده قرار گیرد وجود ندارد.



شکل (۷-۸) : نمایش فرسایش موضعی پائین دست سازه‌های مختلف هیدرولیکی

۱/۲

(۳۸۴)

ال (۳-۸):

مطلوب است تعیین حداکثر عمق آب شستگی پایین‌دست دریچهٔ کشوئی در
ورتی که :
اد بستر از نوع شن با $D_{90} = ۷\ mm$ و $D_{50} = ۵\ mm$ ، $G_s = ۲/۶۵$ و $\phi = ۳۸^\circ$
ن در واحد عرض $۲\ m^3/Sec - m$ و عمق آب بالا دست دریچه ده متر و عمق باز
گی ۰/۲۳۶ متر و عمق آب پایین دست ۵ متر می باشد.

ن :

ی محاسبهٔ میزان عمق آب‌شستگی ، می توان از رابطه اگن برگر ، یا کارستنز و یا
ن تاین به شرح زیر استفاده کرد:

ن :

$$d_s = 10.35 \frac{H^{0.5}\, q^{0.6}}{D_{90}^{0.4}} - d_2$$

ه‌های موجود :

$$H = 10 - 5 = 5\ ,\ q = 2\ ,\ D_{90} = 7\ ,\ d_2 = 5$$

دار d_s :

$$d_s = 10.35 \frac{5^{0.5}\, 2^{0.6}}{7^{0.4}} - 5 = 11.11\ \ m$$

$$\left(\frac{d_s}{d} \right)^6 = 2.85 \times 10^{-3} \left(N_s^2 - 4 \right)^{2.5} \tan\phi \left(\frac{D_{50}}{d} \right) \left(\frac{Vt}{d} \right)$$

ی واحد عرض دریچه ($b = 1$) محاسبات انجام می شود.

برخی معادلات

جدول ۴-۸ معادلات تجربی برای تخمین میزان آب شستگی موضعی پائین‌دست سازه‌های هیدرولیکی

نام محقق	نوع سازه یا نوع جریان	معادله ارائه شده
کارستنز Carsten, (1966)	پائین دست دریچه کنترلی (جت افقی)	$\left(\frac{d_s}{b}\right)^6 = 2.85 \times 10^{-3} \left(\frac{V}{\sqrt{g(G_s - 1)D_{50}}} - 4 \right)^{2.5} (\tan\phi) \frac{D_{50}}{b} \frac{Vt}{b}$ ، ضخامت جت $= b$
دودیا Doddiah, (1953)	پائین دست جهت دایره‌ای شکل (جت عمودی)	$\frac{d_s}{b} = \left(\frac{q}{H\omega}\right)^{2/3} \left(\frac{H}{b}\right)^2 \left(\frac{q}{H\omega}\right)^{1/16} \left[0.45 + 0.04 \,Log \left(\frac{q\prime}{H^2} \right) \right]$
اگن برگر Eggenberger, (1943)	پائین‌دست سرریزهای لبه تیز	$d_s = 22.8 \frac{H^{0.5}\, q^{0.6}}{D_{90}^{0.4}} - y_2$ ، D_{90} بر حسب میلیمتر
اگن برگر Eggenberger, (1943)	پائین دست دریچه کنترلی	$d_s = 10.35 \frac{H^{0.5}\, q^{0.6}}{D_{90}^{0.4}} - y_2$
فرانک Prucha, (1960)	پائین دست آبشار عمودی	$d_s = 2.42 \frac{H^{0.5}\, q^{0.67}}{D_{90}^{0.5}\, g^{0.33}} - y_2$
مولر Mueller, (1944)	سرریز لبه تیز	$d_s = \frac{C'}{g^{0.8}} \left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{.49} \frac{H^{0.5}\, q^{0.6}}{D_{90}^{0.4}}$
شوکلیچ Schoklitch, (1932)	سرریز لبه تیز	$d_s = 4.75 \frac{H^{0.2}\, q^{0.5}}{D_{90}^{0.32}} - y_2$
والن تاین Valentine, (1969)	پائین‌دست دریچه کنترلی	$Log\left(\frac{d_s}{b}\right) = \frac{V/\sqrt{gb} - 0.2}{4.7} + 0.55\, Log\left(\frac{b}{D_{90}}\right)$
زیمرمن و مانیاک Zimmerman and Maniak, (1967)	انتهای کف بند افقی یا آستانه انتهائی (پائین‌دست حوضچه آرامش)	$d_s = \frac{2.89\, q^{0.82}}{D_{85}^{0.23}} \left(\frac{d_2}{q^{2/3}} \right)^{0.93} - d_2$
شفاعی بجستان و آلبرتسون Shafai - Bajestan & Albertson, (1991)	پائین دست سازه‌های شیب شکن	$d_s = \left[0.232 \frac{Sin\,\phi}{Sin\,(\phi + \alpha)} \frac{V^2\, y^{2/3}}{g\, D_{90}^{2/3}} \right] Sin\,\beta' - A$

(۳۸۵)

۲/۲

هیدرولیک رسوب
م. یاسی

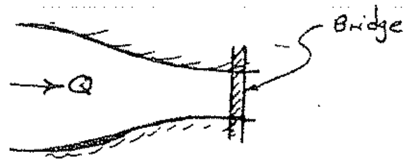
1/2

سری مسائل شماره ۸ : "آبشستگی عمومی و موضعی"

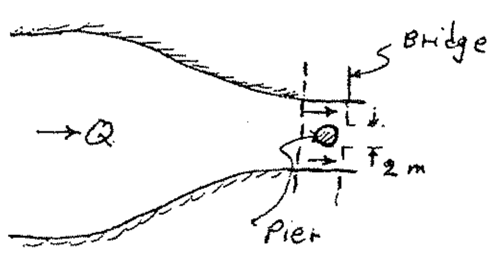
①

(a) A stream of width 40 m flows on a slope of 0.001. The stream contracts smoothly through a bridge site whose width is 10 m. The bed comprises alluvial material of D_{75} size 10 mm. For a discharge of 50 m^3/s and an upstream bed elevation of 100.0 m, determine the bed elevation within the bridge site.

Assume:
* No energy loss through the bridge site
* The stream cross-section is rectangular
* Flow within the bridge site may be modelled as uniform flow
* $n = 0.038\, D_{75}^{1/6}$



(b) The constructed bridge has two spans and the central pier is a cylinder of diameter 2 m.
Using a suitable equation, calculate the bed elevation immediately adjacent to the pier.



Hint: Total Scour = General Scour + Local Scour

② مکانیزم جریان فرسایشی را در حالات زیر بطور خلاصه و دقیق شرح دهید.
الف) آبشستگی عمومی در اثر کاهش عرض رودخانه در یک طرح اصلاح بستر.
ب) آبشستگی موضعی در محل پایه یک پل.

... ادامه دارد!

ادامه (۲)

ج) آبشستگی موضعی پیرامون یک آب‌شکن (Groyne).

د) آبشستگی موضعی در پایین دست یک آبشار قائم (A vertical Drop).

۳) روش‌های حفاظت یک سازه (نظیر پایه پل ، آب‌شکن) را در برابر تخریب ناشی از وقوع آبشستگی موضعی نام برده و بطور خلاصه شرح دهید.

۴) تفاوت در روش تحلیل آبشستگی را در دو شرایط زیر مشخص کنید:

الف) Clear-Water Scour.

ب) Live-Bed Scour (Sediment Transporting Scour).

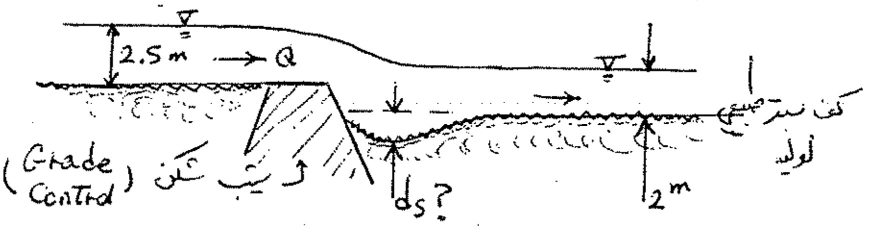
۵) عمق آبشستگی موضعی (Max. local Scour depth) را در پیرامون یک آب‌شکن (Groyne) با مشخصات زیر با روابط ارائه شده توسط: (۱) Melville (1992)؛ (۲) Liu, etal. (1961)؛ (۳) Laursen (1980) و Froehlich (1987) محاسبه و سپس در یک جدول مقایسه کنید.

طول آب‌شکن: $L = 60$ m ؛ زاویه راستای آب‌شکن: $\theta = 60°$ ؛ شکل مقطع آب‌شکن: (Spill slope, 1.5H:1V)

متوسط عمق جریان بالادست $D_0 = 2$ m ؛ متوسط سرعت جریان بالادست $U_0 = 3$ m/s

مواد بستر رودخانه: $D_{16} = 2$ mm , $D_{50} = 6$ mm , $D_{75} = 8$ mm , $D_{84} = 9$ mm

۶) ماکزیمم عمق آبشستگی را در پایین دست یک سازه شیب‌شکن (کف‌بند) در بستر یک رودخانه با مشخصات زیر را محاسبه کنید.



دبی واحد عرض رودخانه: $q = 5$ $m^3/s/m$

مواد بستری: $D_{50} = 7$ mm , $D_{90} = 10$ mm

* راهنمائی: از رابطه Schoklitsch (1932) استفاده کنید