



CENTRO AGRONÓMICO TROPICAL DE
INVESTIGACIÓN Y ENSEÑANZA
CATIE

PROGRAMA MANEJO INTEGRADO DE
RECURSOS NATURALES

MODELACION HIDROLOGICA E HIDRAULICA
USANDO HEC 1 Y HEC 2

PROYECTO RENARM MANEJO DE CUENCAS

CURSO CORTO: C-306-91
 MODELACION HIDROLOGICA E HIDRAULICA USANDO HEC-1 Y HEC-2
 OCTUBRE 21 AL 1 DE NOVIEMBRE DE 1991

PARTE 1: MODELACION HIDROLOGICA

DIA HORA	TEMA	PROFESOR
Lunes 21 de octubre		
8:00 - 9:30	Inauguración	H.Solis
9:30 - 10:00	Introducción	C.Rivas
10:00 - 10:20	CAFE	
10:20 - 12:00	Modelación hidrológica ✓	R.Dreamuno
12:00 - 14:00	ALMUERZO	
14:00 - 15:20	Modelación hidrológica ✓	R.Dreamuno
15:20 - 15:40	CAFE	
15:40 - 17:00	Modelo HEC-1: Componentes ✓	H.Solis
Martes 22 de octubre		
8:00 - 9:50	Modelo HEC-1: Componentes	H.Solis
9:50 - 10:10	CAFE	
10:10 - 12:00	Información de entrada y salida	H.Solis
12:00 - 14:00	ALMUERZO	
14:00 - 15:20	MS-DOS y COED	J.Saborio
15:20 - 15:40	CAF	
15:40 - 17:00	MS-DOS y COED	J.Saborio

Miércoles 23 de octubre

8:00 - 9:50	Ejemplo de modelación con HEC-1	H.Solis
9:50 - 10:10	CAFE	
10:10 - 12:00	Ejemplo de modelación con HEC-1	H.Solis
12:00 - 14:00	ALMUERZO	
14:00 - 15:20	Taller de HEC-1	A.Sánchez
15:20 - 15:40	CAFE	
15:40 - 17:00	Taller de HEC-1	A.Sánchez

Jueves 24 de octubre

8:00 - 9:50	Problemática de Purires	W.Murillo
9:50 - 10:10	CAFE	
10:10 - 12:00	Calibración Cuenca Navarro	R.Dreamun
12:00 - 14:00	ALMUERZO	
14:00 - 15:20	Taller de calibración	H.Solis
15:20 - 15:40	CAFE	
15:40 - 17:00	Taller de calibración	H.Solis

Viernes 25 de octubre

8:00 - 9:50	Resultados de calibración	H.Solis
9:50 - 10:10	CAFE	
10:10 - 12:00	Tormentas de diseño	H.Solis
12:00 - 13:30	ALMUERZO	
13:30 - 18:00	Gira a cuenca Purires	W.Murillo

Lunes 28 de octubre

8:00 - 9:50	Modelación cuenca Purires	H.Solís
9:50 - 10:10	CAFE	
10:10 - 12:00	Modelación cuenca Purires	H.Solís
12:00 - 14:00	ALMUERZO	
14:00 - 15:20	Taller cuenca Purires	H.Solís
15:20 - 15:40	CAFE	
15:40 - 17:00	Taller cuenca Purires	H.Solís

PARTE II: MODELACION HIDRAULICA

Martes 29 de octubre

8:00 - 9:50	Hidráulica de canales	A.Sánchez
9:50 - 10:10	CAFE	
10:10 - 12:00	Hidráulica del HEC-2	A.Sánchez
12:00 - 14:00	ALMUERZO	
14:00 - 15:20	Introducción a HEC-2	H.Solís
15:20 - 15:40	CAFE	
15:40 - 17:00	Requisitos de entrada	H.Solís

Miércoles 30 de octubre

8:00 - 9:50	Requisitos de entrada	H.Solís
9:50 - 10:10	CAFE	
10:10 - 12:00	Ejemplo de archivo de entrada	H.Solís
12:00 - 14:00	ALMUERZO	
12:00 - 15:20	Datos de salida de HEC-2	W.Murillo
15:20 - 15:40	CAFE	
15:40 - 17:00	Taller de HEC-2	W.Murillo

Jueves 31 de octubre

8:00 - 9:50	Modelación de puentes	H.Solís
9:50 - 10:10	CAFE	
10:10 - 12:00	Modelación de puentes	H.Solís
12:00 - 14:00	ALMUERZO	
14:00 - 15:20	Taller HEC-2 en Purires	W.Murillo
15:20 - 15:40	CAFE	
15:40 - 17:00	Taller HEC-2 en Purires	W.Murillo

Viernes 1 de noviembre

8:00 - 9:50	Modificación de canales	H.Solís
9:50 - 10:10	CAFE	
10:10 - 12:00	Modificación de canales	H.Solís
12:00 - 14:00	ALMUERZO	
14:00 - 15:20	Taller HEC-2 en Purires	W.Murillo
15:20 - 15:40	CAFE	
15:40 - 17:00	Evaluación y conclusión	H.Solís

CATIE
 CURSO CORTO: C-306-91
 MODELACION HIDROLOGICA E HIDRAULICA
 USANDO HEC-1 y HEC-2
 OCTUBRE 21 A NOVIEMBRE 1 DE 1991

PROFESORES:

DR. CARLOS RIVAS	CATIE
DR. HERNAN SOLIS (COORDINADOR)	CATIE
MSc RAFAEL OREAMUNO	CATIE
ING WILLIAM MURILLO	SENARA
ING ANTONIO SANCHEZ	UCR
ING JAVIER SABORIO	CATIE

LISTA DE PARTICIPANTES

NOMBRE DE CANDIDATO	PROFESION	INSTITUCION
<u>GUATEMALA</u>		
BARRIENTOS GARCIA MARINO	ING. AGRONOMO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
GUZMAN TOASPERN HUGO	ING. CIVIL	PNUD DIRECCION TECNICA DE RIEGO Y AVENAMIENTO
RUBIO RAMIREZ JOSE	ING. AGRONOMO	DIRECCION TECNICA DE RIEGO Y AVENAMIENTO
<u>HONDURAS</u>		
ENRIQUEZ RAMOS JORGE	ING. CIVIL	SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES
FLORES SANTOS CARMEN	ING. CIVIL	UNIV. DE HONDURAS
NUFIO LANARES JOSE	ING. CIVIL	ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA
ZEPEDA MATAMOROS JOSE	ING. CIVIL	FONDO HONDUREÑO DE INVERSION SOCIAL

EL SALVADOR

CALDERON FLORES CANDELARIO	ING. CIVIL	MAG (RIEGO-DRENAJE)
ESCOBAR MARTINEZ FREDY	ING. AGRONOMO	UNIVERSIDAD DEL SALVADOR
MARTINEZ ELIAS RAFAEL	ING. CIVIL	MOP
RIVAS JORGE	ING. AGRONOMO	CEL

NICARAGUA

ARROLIGA FLORES NICOLAS	ING. AGRONOMO	MAG
BLANCO CHAVEZ MIGUEL	ING. CIVIL	UNIVERSIDAD DE INGENIERIA
GARCIA ROMANO FRANCISCO	ING. CIVIL	CENTRO HUMBOLT

COSTA RICA

ARIAS ZUÑIGA ANA	ING. CIVIL	UCR
CHACON SOLANO JOSE	ING. AGRICOLA	MOPT
GARCIA CORRALES HUMBERTO	ING. CIVIL	MOPT
MACHADO AGUIRRE PORFIRIO	METEOROLOGIA	ICE
MATAMOROS BLANCO GERMAN	ING. AGRICOLA	SENARA
QUIROS QUIROS PATRICIA	ING. AGRICOLA	SENARA

PANAMA

RIVAS POLO GUSTAVO	ING. CIVIL	INSTITUTO RECURSOS HIDRAULICOS
SAAVEDRA SOLIS SIDNEY	ING. CIVIL	UNIVERSIDAD TECN. DE PANAMA

Calculation of Flood Hazard

- HORTON, R. E. (1940) An approach toward a physical interpretation of infiltration capacity; *Soil Science Society of America Proceedings*, vol. 4, pp. 399-417.
- KUNKLE, S. H. (1970) Sources and transport of bacterial indicators in rural streams; *Proceedings of the Symposium on Interdisciplinary Aspects of Watershed Management*, American Society of Civil Engineers, pp. 105-132.
- LEOPOLD, L. B. (1968) Hydrology for urban land planning: a guidebook; *U.S. Geological Survey Circular 554*.
- McHARG, I. (1969) *Design with nature*; Falcon Press, Philadelphia, 198 pp.
- MUSGRAVE, G. W. AND HOLTAN, H. N. (1964) Infiltration; Section 12 in *Handbook of applied hydrology* (ed. Ven te Chow), McGraw-Hill, New York.
- RAGAN, R. M. (1968) An experimental investigation of partial-area contributions; *International Association of Scientific Hydrology, Symposium of Bern, Publication No. 76*, pp. 241-251.
- SEABURN, G. E. (1969) Effects of urban development on direct runoff to East Meadow Brook, Nassau County, Long Island, New York; *U.S. Geological Survey Professional Paper 627-B*.
- STANKOWSKI, S. J. (1972) Population density as an indirect indicator of urban and sub-urban land-surface modifications; *U.S. Geological Survey Professional Paper 800-B*, pp. B219-B224.
- TEMPLE, P. H. (1972) Measurements of runoff and soil erosion at an erosion plot scale, with particular reference to Tanzania; *Geografiska Annaler*, vol. 54A, pp. 203-226.
- TENNESSEE VALLEY AUTHORITY (1964) Bradshaw Creek-Elk River, a pilot study in area-stream factor correlation; *Research Paper No. 4, Office of Tributary Area Development*, Knoxville, 64 pp.
- U.S. FOREST SERVICE (1961) Some ideas about storm runoff and baseflow; *Annual Report, Southeastern Forest Experiment Station*, pp. 61-66.
- WHIPKEY, R. Z. (1965) Subsurface stormflow from forested slopes; *International Association of Scientific Hydrology Bulletin*, vol. 10, no. 2, pp. 74-85.
- WHIPKEY, R. Z. (1969) Storm runoff from forested catchments by subsurface routes; *International Association of Scientific Hydrology, Symposium of Leningrad, Publication No. 85*, pp. 773-779.

Typical Problem

9-1 Mapping of Runoff-Producing Zones

Choose a small drainage basin with a mixture of land use and an area between 5 and 10 sq km. Obtain an aerial photograph of the area at a scale of at least 1:10,000. Study the soils map of the basin, which can be obtained from the County Soils Survey Report, or a similar publication. Walk over the basin, and map the areas that produce various kinds of runoff. The exercise is best done during a wet season when you can observe the runoff processes or recent evidence of

them. You will need to make judgments and rough calculations throughout the exercise, and some of the suggestions in the paper by Dunne, Moore, and Taylor (1975) may be useful.

Write a short report explaining the evidence and the reasoning you used. Describe any problems that the runoff processes you mapped are likely to cause for those concerned with land and water management.

Few people need to be convinced that floods should be a major concern of planners. Annual losses from floods are staggering. Even in Washington, a sparsely populated state with relatively low flood hazard, the annual monetary loss is \$25 million. In the state of California, the flood loss between 1970 and 2000 is expected to total \$6.5 billion if there are no improvements of existing flood-control practices, and \$3.1 billion if all feasible control measures, costing \$2.7 billion, are employed (California Division of Mines and Geology 1973). Even these losses pale into insignificance, however, by comparison with the huge death tolls that have resulted from large floods in some of the major alluvial lowlands of the world, such as the Ganges and Yangtze valleys. On a smaller scale, new housing developments and factories continue to be located on land subject to flooding, indicating that many planners have a limited awareness of the hazard. The situation is further complicated when changes of land use increase the flood hazard, causing problems to downstream areas originally outside the hazard zone. The costs of damage, inconvenience, and control then remain with the planner, developer, landowner, or society for a very long time.

We will reserve further discussion of the impact of flooding until the next chapter, however, and will there describe methods of minimizing flood damage. In this chapter we will introduce some hydrologic principles about flood magnitude, which should help the planner make sense of the many conflicting claims about the factors that influence floods and about the effects of land-use changes, dam construction, and other alterations of the

hydrologic regime. We will then describe various sources of information on floods and will review a variety of methods for predicting flood discharges and heights. Planners increasingly need to make simple calculations of probable flood magnitudes for small catchments when the project with which they are concerned is too small to warrant a full-scale study by a hydrologic consultant. In other situations, the planner may need to make some rough flood calculations at a very early stage in the planning process to find out whether the flooding problem is likely to be a constraint important enough to demand a more sophisticated analysis.

It has been the attitude of planners that, because they are not hydrologists, they must accept the engineering reports of large or specialized organizations as fact. Far better would be the adoption of the attitude that a report on engineering hydrology is based on certain assumptions that even the nonspecialist can understand readily. Planners can, with a little experience, isolate and examine these assumptions and can also make rough calculations to obtain results based on somewhat different assumptions.

The growing concern about the hydrologic impact of various developments is causing planners to make quantitative predictions of the effects of their installations. We will show how it is possible for the planner to calculate the hydrologic changes that will ensue from various kinds of land-use modification. Considering these changes at an early stage in the plan can save money and avoid a great deal of social, economic, and ecologic disruption.

Finally, we hope to provide planners with a simple description of what is involved in even the more complicated types of flood prediction used on large-scale design problems. It is important that planners know what these techniques are based upon and what their limitations are. They will not then be overwhelmed by the tables and graphs in the usual hydrologic report, for they are competent to digest and review such information.

Storage and Transmission of Floodwater

In the preceding chapter we discussed the processes by which runoff is generated on hillsides during storms. A 2-inch rainstorm, for example, occurring on a one-square-mile catchment the soils of which could absorb 0.5 inch would supply to the channels of the area almost 3.5 million cubic feet (100,000 cubic meters) of water in perhaps 2 hours. In Chapter 13, we will discuss the generation of snowmelt runoff, which occurs at lower rates than rainfall but which lasts for a longer time and is often generated from larger portions of a catchment. These vast amounts of water are accommodated within the stream channel system, and if the channel capacity is overtaxed, water moves out over the valley floor and a flood is said to have occurred. Other processes such as dam failures and outbursts of meltwater from beneath glaciers can also supply water to the stream at rates that exceed the storage capacity of the channel system.

Runoff supplied to the channel moves downstream as a wave of increasing and then decreasing stream discharge. As this flood wave moves down the channel it is subject to two processes that alter its character. The first of these processes is *uniform, progressive flow, or translation*, whereby the wave moves downstream without changing its shape (see Figure 10-1(a)). This tendency is dominant in steep, straight mountain streams and desert washes during intense rainstorms, where flow velocities are high and remain relatively

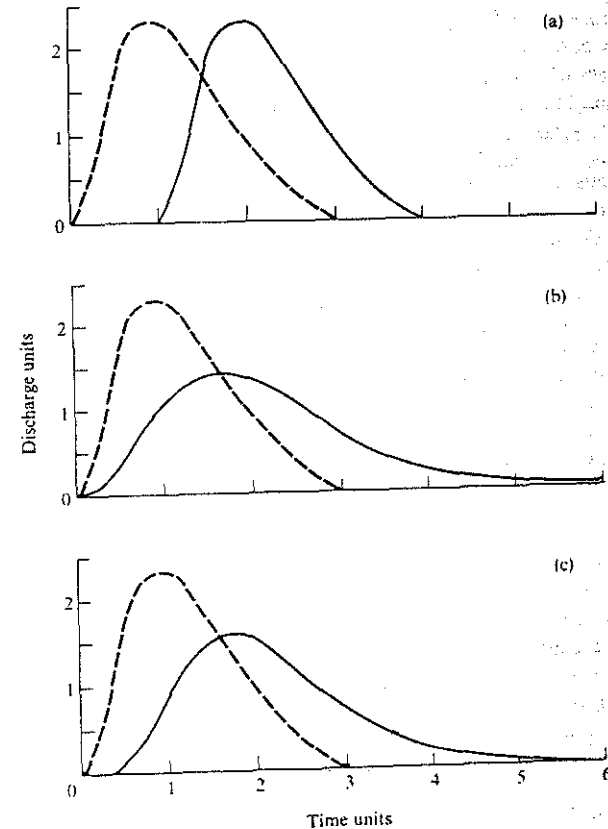


Figure 10-1 Comparison of computed outflow hydrographs (solid line) from a reach of channel for a given inflow (dashed line). The diagrams represent the effects of (a) simple translation or uniform progressive flow, (b) true reservoir action, and (c) "average" river channel storage, a combination of translation and reservoir action. (From W. B. Langbein 1940, *EOS, American Geophysical Union Transactions*, vol. 21, pp. 620-627. Copyrighted by American Geophysical Union.)

constant throughout the range of flood discharge. The second process operating on the flood wave is *reservoir action*, or *pondage*, whereby the wave is attenuated by storage within the channel and valley bottom. When a rapid pulse of water enters a true reservoir (such as a lake or a bathtub), it does not flow out or displace a similar amount of water immediately. Rather, most of the input is stored within the reservoir. In such water bodies there is a relationship between the amount of water in storage (i.e., the height to which water stands above the outlet, whether it is a stream channel or a plug hole) and the rate of outflow from the system. Consequently, as water flows in, it is stored, raising the water level progressively, and causing the outflow to increase. But because some of the input must be stored to increase the output rate, the peak outflow rate cannot be as high as that of the inflow. When the inflow ceases or declines significantly, the water in storage then drains out slowly, maintaining an outflow in excess of the input rate (see Figure 10-1(b)). These relations will be treated more formally and quantitatively in a later section, but for now this qualitative description will suffice.

In most river channels the flood wave operates in a manner that is intermediate between the two extreme situations described above. As the flood wave is being translated downstream, a part of the water is stored in the channel and the wave is attenuated by this reservoir action (see Figure 10-1(c)). From the diagram it can be seen that an "average" river has a very important reservoir function in attenuating flood peaks. The valley floor acts upon the flood wave in the same general manner but with an even greater reservoir component (see Figure 10-2). During extreme floods the channel and the valley floor store a considerable part of the total volume of flood runoff generated on hillslopes by large storms. Table 10-1 shows the magnitude of this storage for some large storms in the eastern United States. The volume of storage in the Ohio River flood of 1937 was approximately 2.3 times the capacity of Lake Mead, the largest artificial reservoir in the United States. We will have more to say about this important function of channels and valley floors in the next chapter.

On a smaller scale, one can see the effects of the translation and storage mechanisms in a channel system by comparing storm hydrographs measured at various places down a channel. Figure 10-3 shows a set of hydrographs from catchments of various size on the Sleepers River Experimental Watershed in northeastern Vermont. It can be seen that on the smallest catchment (0.2 sq mi), runoff responds to each of the three bursts of rainfall; at the outlet of the 3.2-sq-mi basin, the peaks have become attenuated, the smaller, early peaks are becoming damped out and absorbed into the main rising limb, and the time base of the storm hydrograph is increasing. At 16 sq mi, the peaks have become one, and at 43 sq mi this single peak has become attenuated. The damping effect decreases the peak rate of runoff expressed on an area-inch basis as the drainage area increases, although the absolute discharge increases as floodwaters drain from larger and larger areas. Each of these hydrographs is a composite of discharge from the upstream gauge and runoff generated on hillslopes in the drainage area between gauges.

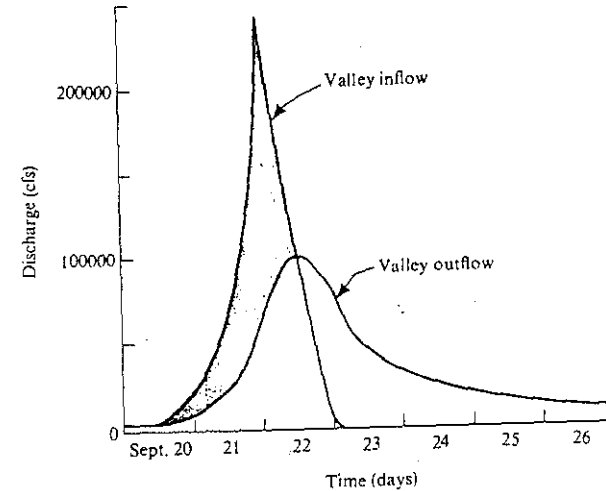


Figure 10-2 Inflow and outflow hydrographs for the valley bottomlands and the channel of the Delaware River above Port Jervis, New York, during the hurricane flood of September 1938. The drainage area is 3076 sq mi. The inflow hydrograph represents the computed time distribution of water provided from the basin to the valley bottomlands. The outflow is the measured flow in the channel and shows the attenuation of peak due to storage in the valley and the channel. The shaded area represents the volume of water stored in the channels and valley floors of the catchment before the peak outflow occurred. (From H. K. Barrows 1942, *EOS, American Geophysical Union Transactions*, vol. 23, pp. 483-488. Copyrighted by American Geophysical Union.)

Table 10-1 Volumes of channel and valley-floor storage in relation to rainfall and runoff during major floods. (From U.S. Geological Survey.)

BASIN	DATE	DRAINAGE AREA (MI ²)	MEAN AREAL RAINFALL (IN)	DIRECT RUNOFF (IN)	MAXIMUM VOLUME OF STORAGE IN CHANNEL AND VALLEY FLOOR		(% OF DIRECT RUNOFF)
					(IN)	(FT ³)	
Muskingum River above McConnellsville, OH	8/8/35	7,411	4.15	2.3	1.83	3.14×10^{10}	80
Ohio River above Metropolis, IL	1/26/37	203,000	12.95	8.9	5.1	2.44×10^{12}	57
Susquehanna River above Marietta, PA	8/26/33	25,990	4.13	1.39	1.1	7.84×10^{11}	79
Connecticut River above Hartford, CT	9/22/38	10,480	7.55	4.05	2.9	4.79×10^{10}	72

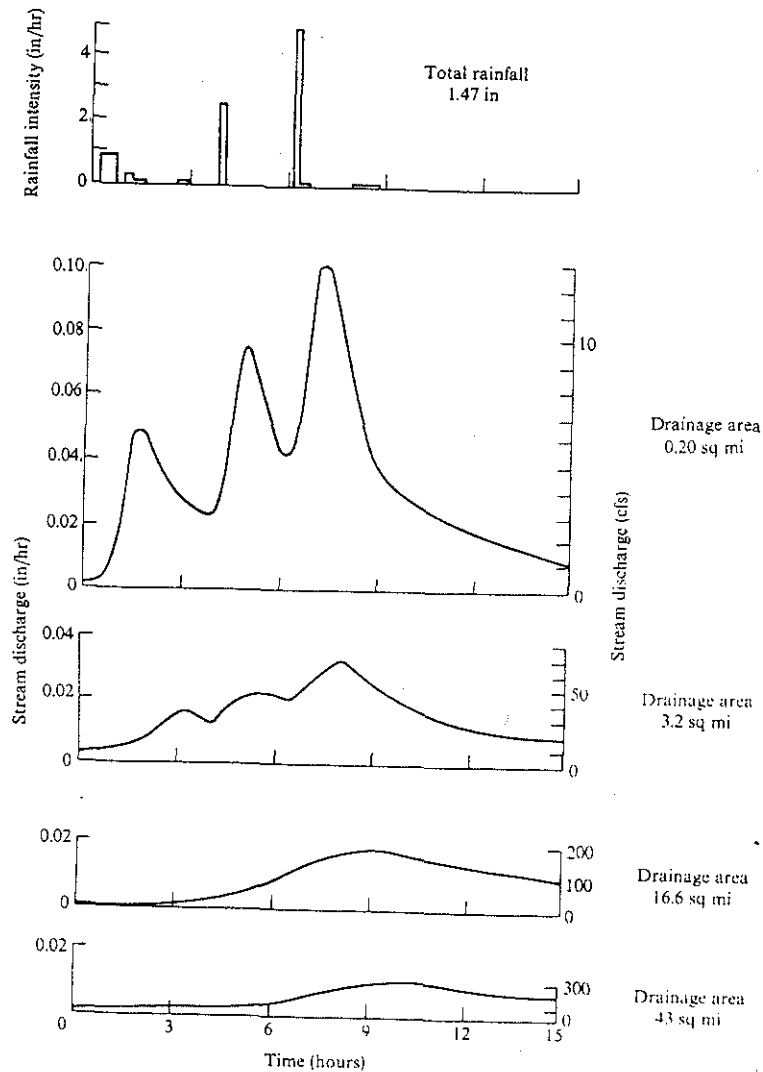


Figure 10-3 Changes in hydrograph shape at a series of stations along the Sleepers River, near Danville, Vermont. (Data from the Agricultural Research Service, U.S. Department of Agriculture.)

Flood Prediction

In predicting the occurrence of floods and the damage they are likely to produce, the hydrologist, engineer, or planner may need to assess one or more of the following features of a flood:

1. Volume of storm runoff, which is necessary for the design of storage works for flood control, water supply, and irrigation.
2. Peak flood discharge, which is necessary for designing bridges, culverts, spillways on dams, and other storage devices.
3. Flood height, to determine whether and where stream banks or artificial embankments will be overtopped, as well as the area of the valley bottom that will be flooded and the depth of such flooding. The depth of flooding is a critical determinant of the chances of survival of structures and crops and of the cost and feasibility of rendering structures resistant to flooding.
4. Time distribution of the whole storm hydrograph, which is necessary for determining the duration of inundation, for reservoir design, and for adding hydrographs together to assess the effects of various tributary inputs, and channel characteristics upon flood discharge at a downstream point. The rate of rise of a flood, in particular, affects the success of warning and evacuation procedures.
5. Area inundated; methods of determining this will be described in the following chapter.
6. Velocities of flow across the valley bottom, which affect the amount of damage done to structures and channel improvements or the amount of scouring of soil from agricultural land. We will discuss flow velocities in Chapter 16.

Flood Records

The best estimates of probable future floods require local information on past flooding, suitably adjusted for changes that may be occurring or that are projected for the basin in question. Information on flood discharges obtained at river-gauging stations like the one shown in Figure 16-2 is published by several agencies of the United States Government and is available in the files of state agencies, the engineering departments of local governments, conservancy districts, and other planning agencies. Records are kept by corresponding agencies in other countries. Local newspapers can be a useful source of historical information on the extent of major floods before the installation of stream gauges. Local officials and inhabitants of valley floors may provide historical information, though memories of floods are remarkably short; this information should be treated with caution and checked wherever possible.

The main sources of information on river discharges in the United States are the publications of the U.S. Geological Survey. Until 1960 the Survey published an annual series of Water Supply Papers entitled *Surface Water Supply of the United States*, which contain streamflow records from each of 14 regions of the United States. Since 1961 these publications have been replaced by one annual compilation for each state, published under the title *Water Resources Data for (Arizona): Part I, Surface Water Records*, and available from the local District Office of the Geological Survey. Both the Water Supply Papers and the state compilations contain mean daily discharges (in cubic feet per second), the maximum instantaneous flow for the year, and the corresponding water surface elevation (gauge height). Notes are also included on the location of the gauging station, the drainage area of the river basin, the extreme flows of record, and any artificial modifications of streamflow. The data on peak flows provide the means of constructing a rating curve (the relation of gauge height to discharge) and a flood-frequency curve.

Most of the gauging-station data referred to above are for large or intermediate streams. There is very little information on the flow of streams draining 10 square miles or less. This deficiency is being rectified, however, and so more data are becoming available for rivers of the size of interest in most planning problems.

Two federal agencies routinely collect good stream records from small catchments, and their data can be very useful to hydrologists, engineers, and planners. The Soil and Water Conservation Research Division of the Agricultural Research Service, U.S. Department of Agriculture, has established a network of approximately 70 experiment stations across the United States. At each of these stations, 5 to 30 catchments are gauged continuously, their drainage areas ranging from a fraction of an acre to more than 50 square miles. At each station office, detailed streamflow records are available for periods as short as a few minutes. In 1958, the Agricultural Research Service released a mimeographed compilation entitled *Annual Maximum Flows from Small Agricultural Watersheds in the United States*. It included annual maximum discharges and annual maximum volumes of runoff for time intervals of 1, 2, 6, and 12 hours, and 1, 2, and 8 days for 322 small catchments at 50 stations in 27 states from 1923 to 1957. Descriptions of the catchments and their land-use changes were released in a 1957 publication, *Monthly Precipitation and Runoff for Small Agricultural Watersheds in the United States*. More recent data on monthly precipitation and runoff, annual maximum discharges, annual maximum volumes, and typical hydrographs and rainfall intensities for selected storms are published for almost 200 catchments at 20 to 30 locations. These publications appear in the U.S. Department of Agriculture Miscellaneous Publication Series and are entitled *Hydrologic Data for Experimental Agricultural Watersheds in the United States*. Publication intervals are erratic, and the one for each year is released several years later, but this little-known series is a valuable one for

the planner and others interested in floods. Not all the streamflow records from each experiment station are released, however, and the published information may be supplemented by applying to the director of each experiment station.

The U.S. Forest Service also maintains experiment stations, where small catchments are gauged on forest- and rangelands across the country. These results are not published.

A third source of flood information on small catchments are the engineering offices of the Bureau of Public Roads, of state highway departments, and of some large cities. Most of these drainage basins are urbanized, and though the data are not published routinely, they are of great value.

Hydrograph Separation

The stream hydrograph is a plot of discharge rate against time at some gauging station. It has a characteristic shape, the rising limb (period before the peak) being steeper than the falling limb (period after the peak). Because a storm hydrograph comprises both stormflow and baseflow, and we wish to examine only storm runoff here, it is necessary to have a technique for separating these two components. By examining hydrograph records it is possible to separate and discard the baseflow and analyze the volume, peak flow rate, and timing of storm runoff. To predict future flood hydrographs, the stormflow is first computed and then added to the baseflow, which is calculated separately.

The techniques of hydrograph separation are all arbitrary and have little or nothing to do with the processes by which stormflow is generated, but if one method is employed consistently, then usable results are obtained. Some of the accepted methods of hydrograph separation are illustrated in Figure 10-4. Whichever method is chosen, it should be checked against observed hydrographs from the catchment or the region, or at least against some qualitative field observations of the approximate duration of storm runoff.

Estimation of Storm Runoff Volume

The estimation of storm runoff volumes is required in planning certain engineering structures, such as reservoirs for water supply, flood detention, or power generation. It is also necessary for applying the unit hydrograph (see later) to the prediction of hydrographs from particular storms.

The simplest method of predicting the volume of storm runoff is by direct correlation with the volume of rainfall. An example of such a rainfall-runoff relation is shown in Figure 10-5. The scatter of points on such graphs is generally great because of differences in storm intensity and duration and in

(Chapter 6) in the soil profile on the first day of calculation. The procedure is not sensitive to variations in this estimate. The use of antecedent precipitation indices for predicting storm rainfall is covered in detail by Linsley and Kohler (1951).

Storm runoff volumes can also be estimated by subtracting from rainfall the volumes of infiltration, interception, and depression storage (see Chapters 3, 6, and 9). Under the usual conditions of fluctuating rainfall intensity, heterogeneous soil cover, and variable antecedent moisture, however, it is very difficult to apply the Horton infiltration model to this subtraction for areas larger than a few acres. This technique does not take into account subsurface stormflow or saturation overland flow. There have been some attempts to generate hydrographs by modeling the whole runoff process (Crawford and Linsley 1966), but the techniques are time-consuming and beyond the scope of most small-scale planning problems. Instead, it is common to subtract a value from the storm rainfall that represents the sum of all the processes that retain water during a storm. Such a value is the Φ index, which is defined as the amount of rainfall that is retained by the basin divided by the duration of the rainstorm.

Values of Φ can be obtained from the rainfall and runoff records of past storms in the basin of interest or in a nearby similar basin. Results from a number of basins can be regionalized, as shown by Rantz (1971), for rural catchments around the San Francisco Bay, but his values seem very low when compared with our own field experience. Figure 10-7 shows Rantz's results, indicating that Φ is a function of both the relative magnitude of the storm and the mean annual precipitation (which represents the effects of vegetation upon processes such as interception, infiltration, and surface retention). We present Figure 10-7 only as an indication of one method of

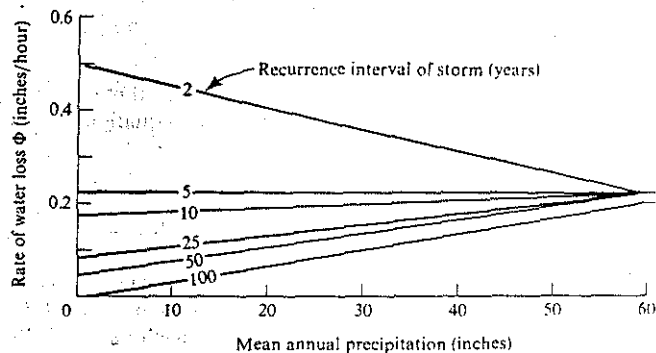


Figure 10-7 Relation of Φ index to mean annual rainfall for storms of various recurrence intervals in the San Francisco Bay region. (From Rantz, 1971.)

regionalizing Φ values. For other regions, Φ values should be estimated from a few measured hydrographs, as described in Typical Problem 10-2. In urban regions, storm runoff volumes are higher than in rural catchments, and to quantify this effect Rantz suggested coefficients by which the rural Φ values should be multiplied for various degrees of urbanization (see Table 10-2). This simplification should be approximately applicable to other urbanized areas.

Table 10-2 Coefficients to convert Φ values for rural catchments to those for urbanized catchments. (From Rantz 1971.)

PERCENTAGE OF CATCHMENT THAT IS URBANIZED*	COEFFICIENT
0	1.00
10	0.95
20	0.90
30	0.85
40	0.80
50	0.75
60	0.70
70	0.65
80	0.60
90	0.55
100	0.50

*Urbanization and impervious cover are not synonymous as used here. "100% urbanized" is roughly equivalent to 50% of the area having an impervious cover.

The U.S. Soil Conservation Service has developed a method for estimating storm runoff volumes from small agricultural catchments with various kinds of soil and land use. The technique is based on a simplified infiltration model of runoff and a good deal of empirical approximation. The necessary graphs for calculating runoff are presented in Figure 10-8. For each catchment and storm, a curve number is chosen for use in the diagrams. The curve number is an empirical rating of the hydrologic performance of a large number of soils and vegetative covers throughout the United States.

Runoff curve numbers for various combinations of soil, cover, and land-use practice can be read from Table 10-3. The hydrologic soil groups and cover types are defined in Tables 10-4 and 10-5. Major soils of the United States have been classified into the hydrologic groups described in Table

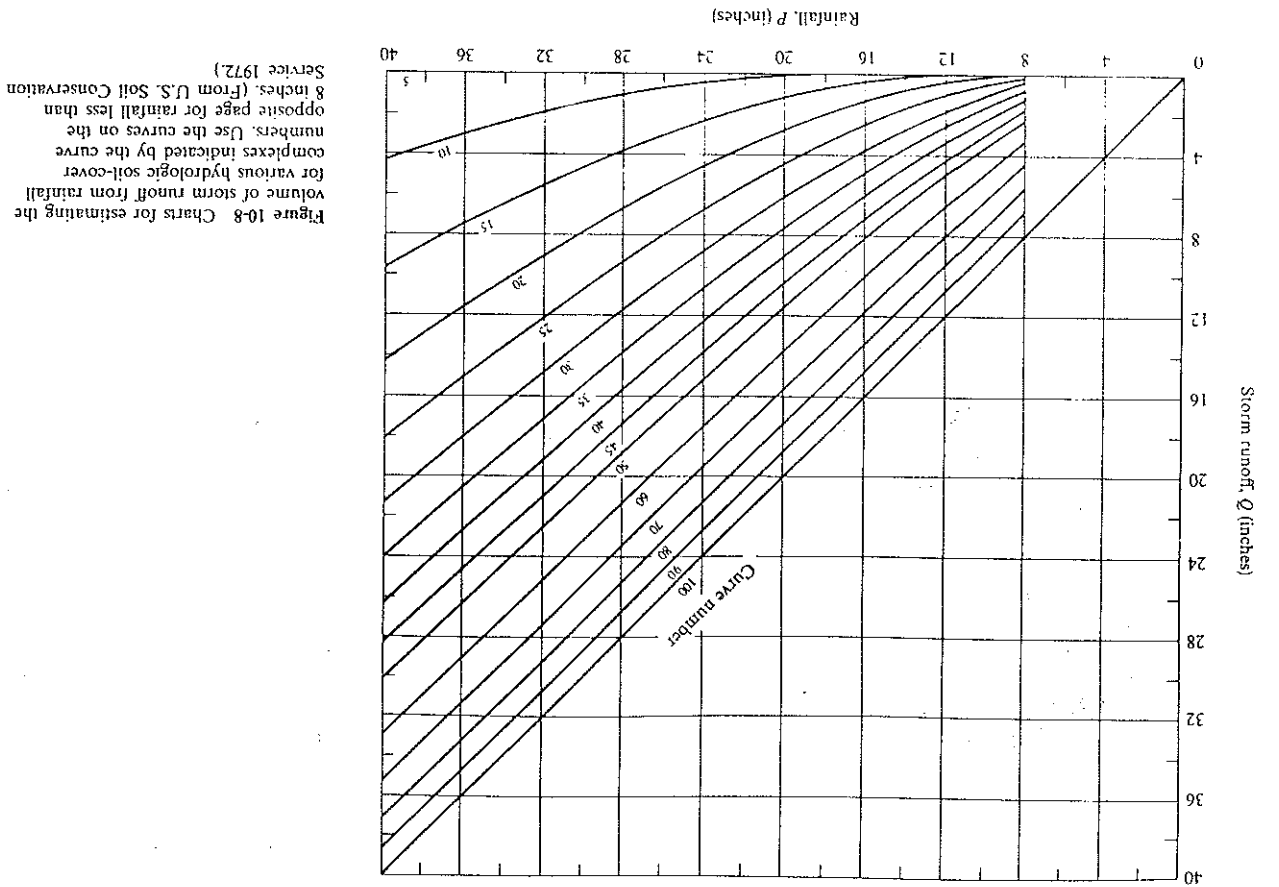
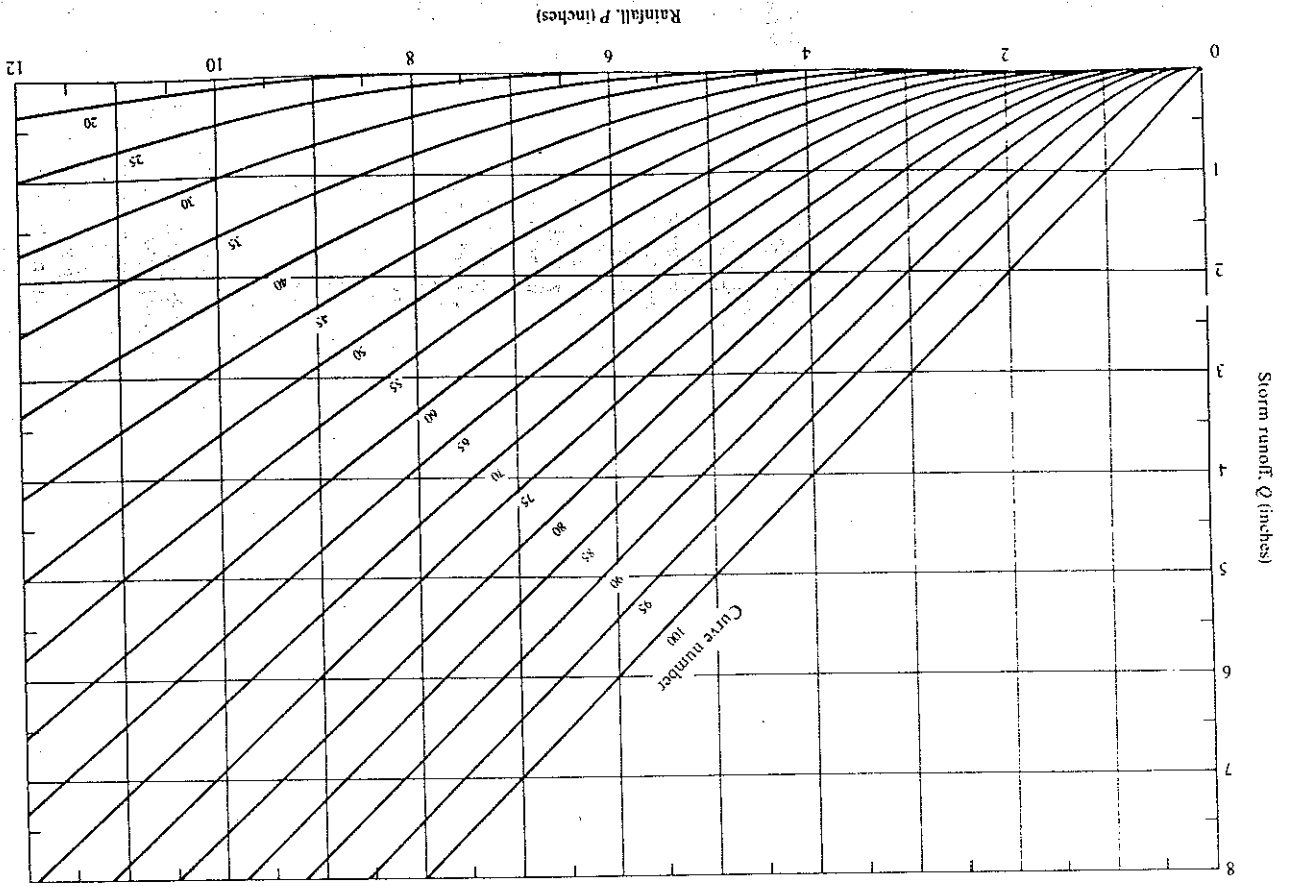


Figure 10-8 Charts for estimating the volume of storm runoff from rainfall for various hydrologic soil-cover complexes indicated by the curve numbers. Use the curves on the opposite page for rainfall less than 8 inches. (From U.S. Soil Conservation Service 1972.)

10-4, and are listed in a U.S. Soil Conservation Service (1972) handbook and in county Soil Survey Reports. Soils in other countries can be similarly classified.

The curve numbers in Table 10-3 apply to average soil moisture conditions. To make runoff estimates for drier or wetter conditions requires the use of Table 10-6, as follows: The antecedent moisture levels are classified into three groups in Table 10-6 on the basis of total precipitation occurring

Table 10-3 Runoff curve numbers for hydrologic soil-cover complexes under average conditions of antecedent moisture. (From U.S. Soil Conservation Service 1972.)

LAND USE OR COVER	TREATMENT OR PRACTICE	HYDROLOGIC CONDITION	HYDROLOGIC SOIL GROUP			
			A	B	C	D
Barrow	Straight row	Poor	77	86	91	94
Row crops	Straight row	Poor	72	81	88	91
	Straight row	Good	67	78	85	89
	Contoured	Poor	70	79	84	88
	Contoured	Good	65	75	82	86
	Contoured and terraced	Poor	66	74	80	82
	Contoured and terraced	Good	62	71	78	81
Small grain	Straight row	Poor	65	76	84	88
	Straight row	Good	63	75	83	87
	Contoured	Poor	63	74	82	85
	Contoured	Good	61	73	81	84
	Contoured and terraced	Poor	61	72	79	82
	Contoured and terraced	Good	59	70	78	81
Broad-seeded legumes or rotation meadow	Straight row	Poor	66	77	85	89
	Straight row	Good	58	72	81	85
	Contoured	Poor	64	75	83	85
	Contoured	Good	55	69	78	83
	Contoured and terraced	Poor	63	73	80	83
	Contoured and terraced	Good	51	67	76	80
Pasture or range		Poor	68	79	86	89
		Fair	49	69	79	84
		Good	39	61	74	80
	Contoured	Poor	47	67	81	88
	Contoured	Fair	25	59	75	83
	Contoured	Good	6	35	70	79
Woodland (permanent)		Good	30	58	71	78
Woodlands (farm woodlots)		Poor	45	66	77	83
		Fair	36	60	73	79
		Good	25	55	70	77
Wetlands			59	74	82	86
Grasslands, dirt			72	82	87	89
Grasslands, hard-surface			74	84	90	92

Table 10-4 Classification of soils by their hydrologic properties. (From U.S. Soil Conservation Service 1972.)

CLASSIFICATION	TYPE OF SOIL
A (low runoff potential)	Soils with high infiltration capacities, even when thoroughly wetted. Chiefly sands and gravels, deep and well drained.
B	Soils with moderate infiltration rates when thoroughly wetted. Moderately deep to deep, moderately well to well drained, with moderately fine to moderately coarse textures.
C	Soils with slow infiltration rates when thoroughly wetted. Usually have a layer that impedes vertical drainage, or have a moderately fine to fine texture.
D (high runoff potential)	Soils with very slow infiltration rates when thoroughly wetted. Chiefly clays with a high swelling potential; soils with a high permanent water table; soils with a clay layer at or near the surface; shallow soils over nearly impervious materials.

Table 10-5 Classification of vegetative covers by their hydrologic properties. (From U.S. Soil Conservation Service 1972.)

VEGETATIVE COVER	HYDROLOGIC CONDITION
Crop rotation	Poor: Contain a high proportion of row crops, small grains, and fallow.
	Good: Contain a high proportion of alfalfa and grasses.
Native pasture or range	Poor: Heavily grazed or having plant cover on less than 50% of the area.
	Fair: Moderately grazed; 50-75% plant cover.
	Good: Lightly grazed; more than 75% plant cover.
	Permanent Meadow: 100% grass cover.
Woodlands	Poor: Heavily grazed or regularly burned so that litter, small trees, and brush are destroyed.
	Fair: Grazed but not burned; there may be some litter.
	Good: Protected from grazing so that litter and shrubs cover the soil.

within the preceding 5 days. The curve numbers of Table 10-3 refer to antecedent moisture condition II in Table 10-6. Find the curve number for this condition, and if the antecedent wetness is less or greater than average, convert the curve number to the value for condition I or III, as shown in columns 2 and 3 of Table 10-7. If a storm continues for several days, the

Table 10-6 Rainfall limits for estimating antecedent moisture conditions. (From U.S. Soil Conservation Service 1972.)

ANTECEDENT MOISTURE CONDITION CLASS	5-DAY TOTAL ANTECEDENT RAINFALL (INCHES)	
	DORMANT SEASON	GROWING SEASON
I	Less than 0.5	Less than 1.4
II	0.5-1.1	1.4-2.1
III	Over 1.1	Over 2.1

Table 10-7 Conversion of runoff curve numbers (CN) for antecedent moisture condition II to those for conditions I (dry) and III (wet). (From U.S. Soil Conservation Service 1972.)

CN FOR ANTECEDENT MOISTURE CONDITION II	CN FOR ANTECEDENT MOISTURE CONDITION	
	I	III
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	56	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22
5	2	13

rainfall should be broken down into daily totals, the antecedent moisture class changed daily and Figure 10-8 used for each day's precipitation.

It is worth pointing out in closing this section on storm volumes, that most of the computational techniques described above assume that the major storm runoff process is Horton overland flow. We have described other processes in Chapter 9. The techniques still seem to work under other runoff conditions, presumably because the major variables (rainfall, antecedent moisture, soil conditions, and topography) function in the same direction to control the magnitude of stormflow, whatever the runoff process.

The Soil Conservation Service method has recently been extended to apply to small urbanized catchments, for which curve numbers can be estimated from Table 10-8. A weighted average curve number can be computed using the proportions of each land-use type, as illustrated in Typical Problem 10-4. Figure 10-9 facilitates the computation of composite curve numbers for differing amounts of impervious area in a catchment whose curve number in the undeveloped state is first estimated from soils and land use.

Table 10-8 Runoff curve numbers for urban and suburban land use for antecedent moisture condition II. (From U.S. Soil Conservation Service 1975.)

LAND USE	HYDROLOGIC SOIL GROUP			
	A	B	C	D
Open spaces, lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.				
good condition: grass cover on 75% or more of the area	39	61	74	80
fair condition: grass cover on 50% to 75% of the area	49	69	79	84
Commercial and business area (85% impervious)	89	92	94	95
Industrial districts (72% impervious)	81	88	91	93
Residential*				
Average lot size Average % Impervious†				
1/8 acre or less 65	77	85	90	92
1/4 acre 38	61	75	83	87
1/3 acre 30	57	72	81	86
1/2 acre 25	54	70	80	85
1 acre 20	51	68	79	84
Paved parking lots, roofs, driveways, etc.‡	98	98	98	98
Streets and roads				
Paved with curbs and storm sewers‡	98	98	98	98
Gravel	76	85	89	91
Dirt	72	82	87	89

*Curve numbers are computed assuming the runoff from the house and driveway is directed toward the street with a minimum of roof water directed to lawns where additional infiltration could occur.

†The remaining pervious areas (lawn) are considered to be in good pasture condition for these curve numbers.

‡In some warmer climates of the country a curve number of 95 may be used.

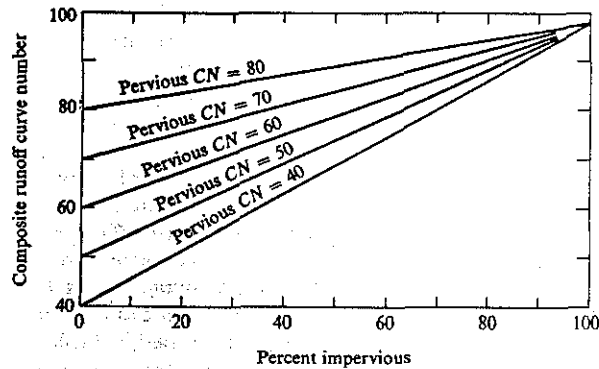


Figure 10-9 Composite runoff curve numbers for various combinations of impervious area and curve number for the remaining unpaved area. (From U.S. Soil Conservation Service 1975.)

storm sewers. The method assumes that a rainstorm of uniform intensity covers the whole basin. Runoff will increase as water from more and more distant parts of the catchment reaches the outlet. When the whole drainage area is contributing, a steady state is reached, and discharge becomes a constant maximum. The time required to reach this steady state is called the *time of concentration* of the basin, and after this time, stormflow discharge is a fixed proportion of the rainfall intensity, and is equal to

$$Q_{pk} = CIA \quad (10-2a)$$

where in English units, Q_{pk} is the peak rate of runoff (cfs), C is the rational runoff coefficient, I is the rainfall intensity (in/hr), and A is the drainage area (acres). If these units are used, the peak discharge is calculated in cfs because 1 in/hr of runoff from 1 acre is approximately equal to 1 cfs.

If metric units are to be used, the formula becomes

$$Q_{pk} = 0.278CIA \quad (10-2b)$$

where Q_{pk} is in m^3/sec , I is in mm/hr , and A is in km^2 .

Some accepted values of C are listed in Table 10-9. These values reflect soil type, topography, surface roughness, vegetation, and land use, and they are usually assumed to remain approximately constant during and between large storms for a given basin. The method is most commonly applied to small urban catchments, and so the majority of published C values relate to urban conditions. If there are important variations of topography, soil, or vegetation within the basin, a weighted average value of C is obtained by weighting the coefficients from each area according to the proportion of the total area they occupy. If a lake or reservoir lies within the catchment, the C values do not apply and some other method of flood prediction must be used.

The values for urban conditions given by the American Society of Civil Engineers in Table 10-9 are for storms with recurrence intervals of 5 to 10 years, and should be adjusted upward for larger storms. A brief survey of data from small forested mountainous catchments, for example, shows that for sandy-loam soils, the value of C can be as high as 0.40 to 0.50 for long storms with a recurrence interval of 100 years. Rantz (1971) takes this factor into account in urban regions by providing a relationship (Figure 10-10) between the percentage of impervious surface in a catchment and the appropriate value of C for a range of recurrence intervals. If the planner has information only on the average lot size in a proposed development, he can estimate the amount of impervious area from Figure 10-11 and use this value in Figure 10-10. If the amount of impervious area is to be directly evaluated for the study, it can be obtained by counting houses and measuring road widths and lengths on topographic maps or air photographs or by a field survey on sample areas.

The appropriate rainfall intensity (I) is chosen with reference to the recurrence interval of the storm to be designed for. The method assumes that

Calculating Flood Peak Discharges

In spite of what may seem a large number of sources of flood information, when one is trying to obtain local data for a design problem there is usually no appropriate streamflow record. Peak discharges must be estimated from the size of rainstorms to be expected and from the characteristics of the catchment. Whenever this is done, the results should be checked against field information such as the size of the stream channel, historical flood data, or the flood peaks from a gauged catchment, which, though different from the one in question, is known to produce larger, similar, or smaller flood peaks.

In some situations, the planner must estimate the size of a future flood at a station for which there is a streamflow record; in others a prediction must be made for an ungauged site. Because the methods of flood prediction from gauged and ungauged catchments are intertwined, they will be treated here in order of increasing sophistication under the following headings: The rational method, Probability analysis, Unit hydrograph methods, and Flood routing (coupled with the other methods).

The Rational Method

The *rational runoff method* predicts peak runoff rates from data on rainfall intensity and drainage-basin characteristics. Ideally, it should be used only for catchments of less than 200 acres, but it is frequently used for basins of up to one square mile and is a widely accepted method for the design of

Table 10-9 Values of the rational runoff coefficient, C . (From American Society of Civil Engineers 1969, Rantz 1971, and elsewhere.)

	C
URBAN AREAS	
Streets: asphalt	0.70-0.95
concrete	0.80-0.95
brick	0.70-0.85
Drives and walks	0.75-0.85
Roofs	0.75-0.95
Lawns: sandy soil, gradient \leq 2%	0.05-0.10
sandy soil, gradient \geq 7%	0.15-0.20
heavy soil, gradient \leq 2%	0.13-0.17
heavy soil, gradient \geq 7%	0.25-0.35
The values listed above can be used, together with areas of each type of surface measured from a map or aerial photograph, to compute weighted average values of C . Alternatively, the following overall values apply to most North American urban areas.	
Business areas: high-value districts	0.75-0.95
neighborhood districts	0.50-0.70
Residential areas: single-family dwellings	0.30-0.50
multiple-family dwellings, detached	0.40-0.60
multiple-family dwellings, attached	0.60-0.75
suburban	0.25-0.40
apartment buildings	0.50-0.70
Industrial areas: light	0.50-0.80
heavy	0.60-0.90
Parks and cemeteries	0.10-0.25
Playgrounds	0.20-0.35
Unimproved land	0.10-0.30
RURAL AREAS	
Sandy and gravelly soils: cultivated	0.20
pasture	0.15
woodland	0.10
Loams and similar soils without impeding horizons: cultivated	0.40
pasture	0.35
woodland	0.30
Heavy clay soils or those with a shallow impeding horizon; shallow soils over bedrock: cultivated	0.50
pasture	0.45
woodland	0.40

the recurrence interval of a flood peak is the same as that of the rainfall that caused it. This is not strictly true, especially for rural areas where the recurrence interval of a flood is slightly greater than that of the rainfall. The duration of the design storm is taken as the time of concentration of the basin, i.e., the time required for overland and channel flow to reach the basin

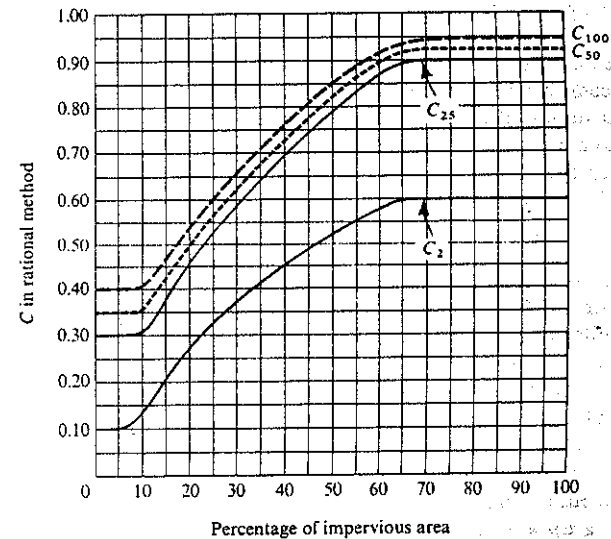


Figure 10-10 Relation of C in the Rational Formula to percentage of impervious area. Curves labeled C_2 to C_{100} refer to recurrence intervals, and values for other recurrence intervals can be interpolated from them. (From Rantz 1971.)

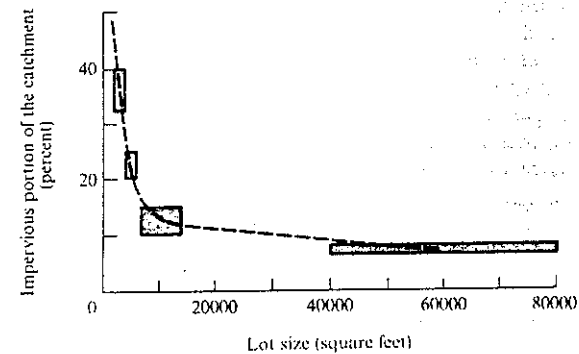


Figure 10-11 Variation of the impervious area with lot size in urban areas. (Data from American Society of Civil Engineers 1969; Rantz 1971.)

outlet from the hydraulically most distant part of the catchment. If the duration of a rainstorm does not equal or exceed the concentration time, the rational method will overestimate the flood peak.

The time of concentration of the catchment can be estimated in various ways. Statistical studies of the time of concentration on small agricultural basins has led to the development of the following formula (U.S. Soil Conservation Service 1972):

$$t_c = \frac{L^{1.15}}{7700H^{0.38}} \quad (10-3)$$

where t_c is the time of concentration (hr), L is the length of the catchment along the mainstream from the basin outlet to the most distant ridge (ft), and H is the difference in elevation between the basin outlet and the most distant ridge (ft).

As an independent check, it is wise to assess the time of concentration from estimates of the velocities of overland flow and channel flow. If the overland flow traverses more than one kind of surface, the travel times across them should be added up. For paved areas, Jens and McPherson (1964) recommend velocities of 0.33 ft/sec for hillslopes of the order of 100 feet in length, ranging up to 0.82 ft/sec for 500-foot-long areas. For turf they recommend velocities of less than 0.2 ft/sec for the shorter slopes, and 0.25 ft/sec for the longer. Bare areas should be intermediate between these values, depending on surface roughness. Emmett (1970) measured velocities of overland flow ranging from 0.02 to 0.05 ft/sec for rangeland hillslopes. Channel velocities can also be computed from the Manning Equation (see Chapter 16), but regardless of the computed value, one should not accept values greater than 8 ft/sec for small artificial channels and 6 ft/sec for small natural channels of the kind likely to be encountered in planning problems.

In urban areas, constant values of concentration time for overland flow on paved areas are often used, as indicated in Table 10-10. Rantz (1971) presented Figure 10-12 for deriving overland travel time as a function of hillslope length and gradient and the C value for the catchment (as an index of the amount and, therefore, depth of overland flow).

The assumptions of the rational method are not well met in practice, but the method has gained popularity because it gives usable results and because it allows one to assess the probable impact of future land-use changes. The method works best for urban and suburban areas and other

Table 10-10 Constant times of concentration for overland flow used in urban hydrology.

TYPE OF CATCHMENT	t_c (MIN)
Individual parking lots, yards, and streets with closely spaced drains	≤ 5
Areas of commercial development on gentle slopes and greater drain spacing	10-15
Flat residential districts with few drains	20-30

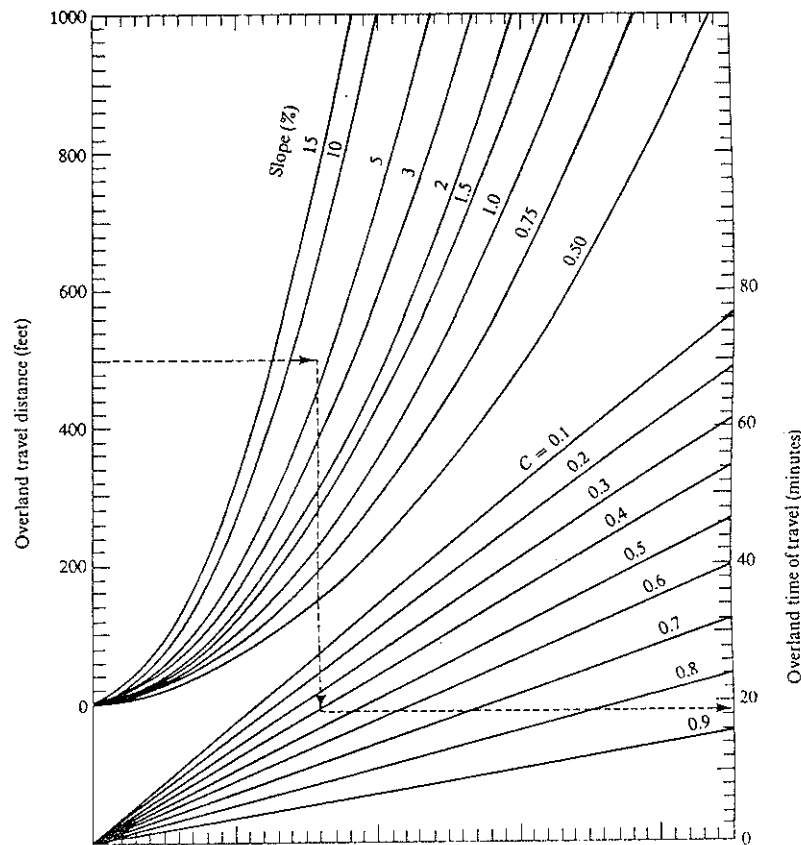


Figure 10-12 Relation of overland time of travel to overland travel distance, average overland slope, and the rational runoff coefficient, C . (From Rantz 1971.)

areas with high runoff rates, moderately steep channels, limited channel storage, and no lakes. It assumes that the generation process is Horton overland flow with the whole catchment contributing. In practice, values of C have been obtained by measuring peak runoff rates and dividing by the product of rainfall intensity and drainage area. This method is appropriate for uniform Horton overland flow.

The C values given in Table 10-9 for forested and other well-vegetated areas, however, have a different meaning. Here most of the catchment does not yield any stormflow while a small proportion of the area is contributing a high percentage of its rainfall. Exactly what this percentage is, we cannot

generalize at present, but 100 percent seems to be the best estimate, particularly during high intensity storms when there is insufficient time for large subsurface or return-flow contributions. In this case C in Equation 10-2 becomes equal to 1.0 and

$$Q_{pk} = IA_s \quad (10-4)$$

where A_s , the saturated area (acres), is a function of the size and duration of the storm, topography, soils, and antecedent moisture conditions. The problem then becomes one of choosing the appropriate contributing area. Unfortunately there are few data on this subject at present. The values of C for forests in Table 10-9 presumably represent average values of the proportion of the area contributing runoff in large storms. Figures 9-11 and 9-13 suggest that in Vermont the maximum size of the contributing area varies from about 10 percent of the whole catchment in basins with limited valley floors and steep sideslopes mantled with deep, well-drained soils to about 50 percent in catchments with gentle sideslopes, thin, moderate-to-poorly-drained soils, and extensive valley bottoms. After a period of dry weather, the contributing area in well-drained watersheds may cover only 2 to 5 percent of the catchment. Dunne et al. (1975) treat the recognition and prediction of contributing areas in greater detail.

When the rational method is applied to variable-source contributions, the meaning of the time of concentration must also change, and it presumably means the time required for water to travel from the hydraulically most distant contributing area to the basin outlet. Since statistical studies of this delay have not yet been made, we can only mention a few of our own field observations. First, the velocities of saturation overland flow are generally much lower than those of Horton overland flow, because the contributing areas tend to have low gradients; dense, grassy, shrubby, or marshy vegetation; and rough surfaces. Only on a slope of 40 percent have we measured velocities of 0.1 to 0.5 ft/sec. Elsewhere, 0.1 ft/sec seems to be a maximum achieved only in large storms. Flow velocities in the small, winding channels that drain these marshy areas vary from 0.5 to 1.0 ft/sec as channel size increases. Because of the generally longer times of concentration and the greater detention storage of overland flow on rough contributing areas, the rational method will probably overestimate peak rates of variable-source runoff, but this will be partly offset by the fact that return flow and subsurface stormflow have been overlooked. Until more field measurements become available, this is the best approximation that can be made. An approximate method for calculating peak rates of variable-source runoff is described by Dunne et al. (1975).

As a cautionary note to potential users of the rational formula, Jens and McPherson (1964) present some data on the precision of peak runoff estimates by this method (see Table 10-11). These values indicate the level of variability in answers obtained for urban areas. Peak flows calculated by the rational method were consistently low.

Table 10-11 Comparison of measured peak discharges and those calculated by the rational formula. (From Jens and McPherson, *Handbook of Applied Hydrology*, edited by Ven te Chow. Copyright © 1964 by McGraw-Hill, Inc. Used with permission of McGraw-Hill Book Company.)

DRAINAGE AREA	TOTAL NUMBER OF ESTIMATES	NUMBER OF ESTIMATES FALLING OUTSIDE 20% LIMITS	MEAN ABSOLUTE DEVIATION (%)
Baltimore 1	25	17	27
Baltimore 2	19	6	17
Baltimore 3	4	3	55
Baltimore 4	7	5	34
Baltimore 5	4	2	19
St. Louis	3	3	79
Los Angeles	1	1	23
Hertfordshire, England	3	1	22
	66	38	Mean = 34

Probability Analysis of Flood Records

A statement of the probability of floods greater than certain limits (or their average frequency of occurrence) is the basis of much planning that concerns river channels and valley floors. Such information is required for engineering design, planning flood-insurance schemes, and land-use zoning of flood-prone areas.

The concepts and methods of probability analysis have already been introduced in the chapter on rainfall intensity. There are two sets of problems to be reviewed. The first arises when a record of floods exists for a station in the reach of the river in question. The second arises when there is no flood record for the particular site, but when other stations in the same area provide records that can be regionalized and applied to the prediction of floods at the ungauged site.

The general method of analysis is the same as for rainfall intensity: either the annual-maximum series or the partial-duration series is used in the analysis, the difference between results obtained from either series being essentially the same for recurrence intervals beyond 10 years (see Table 2-2). Momentary peak discharges should be used rather than average daily discharges, except for large rivers where the two are nearly identical. A probability distribution is fitted to a sample of floods observed at a gauging site, and the estimated parameters of the distribution are then used to predict the average recurrence intervals of floods of chosen magnitudes or the magnitudes of events of chosen frequencies at the site.

Several theoretical probability distributions are commonly used for fitting the observed sample distributions of annual maximum floods. They are:

1. The lognormal distribution
2. The Gumbel Type I extreme-value distribution, as used in Chapter 2 for rainfall
3. The Gumbel Type III extreme-value distribution (a logarithmic transformation of Gumbel Type I)
4. The Pearson Type III distribution.

The only criteria for choosing one of the four are convenience and goodness-of-fit. The Pearson Type III distribution is slightly more complicated to use and, although increasingly in use by U.S. federal agencies, will not be treated here. The method is clearly described by Benson (1971). We have not found its results to be any better, or even very different, from those of other methods.

The use of each of the other distributions is simplified by the availability of various graph papers, the scales of which are designed so that the cumulative frequency curve of the field values plots as a straight line if the observed data fit the appropriate theoretical frequency curve. Fitting a straight line to a set of plotted points aids in the comparison of curves between stations and in extrapolation.

Figures 10-13 to 10-15 are examples of the probability papers in most common use in flood studies. A cumulative frequency curve of observed floods on the Tana River at Garissa, Kenya is plotted on each of the papers for comparison. On each graph, the plotting formula

$$T = \frac{n + 1}{m} \quad (2-4)$$

is used. The line drawn through the plotted points is the *flood-frequency curve* for the station. We feel that graphical curve-fitting is preferable to the analytical computation of a best-fit line by computer alone, because it allows one to see whether an individual flood lies well off the general trend defined by all other floods. Such an outlying point can cause the computed best-fit line to be shifted into an unrepresentative position. It is not unusual for a record to include an extreme flood whose recurrence interval is much greater than the length of the record. Because of the uncertainties inherent in a short record, however, it is not wise to move the extreme point to the right until it falls on the curve unless there is some independent confirmation of the true recurrence interval.

Comparison of Figures 10-13 to 10-15 shows that there is little difference between flood magnitudes predicted for various frequencies within the observed range of the data. Extrapolation of the lines drawn on the different papers, however, can lead to widely different estimates of the magnitudes of rare floods.

Such variability brings up the whole question of the validity of extrapolating from a short hydrologic record to estimate rare events. It is obviously risky, but frequently there is no alternative, and the best one can do is to

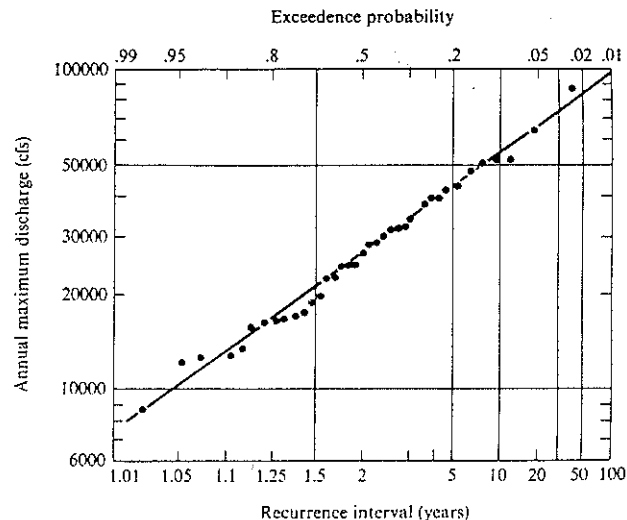


Figure 10-13 Flood-frequency curve plotted on logarithmic probability paper, Tana River at Garissa, Kenya, 1934-1970. The scale at the top is the probability that the discharge is equaled or exceeded in any given year. The bottom scale, recurrence interval, is the average number of years in which the annual peak equals or exceeds the discharge given on the ordinate. (Data from the Ministry of Water Development, Nairobi.)

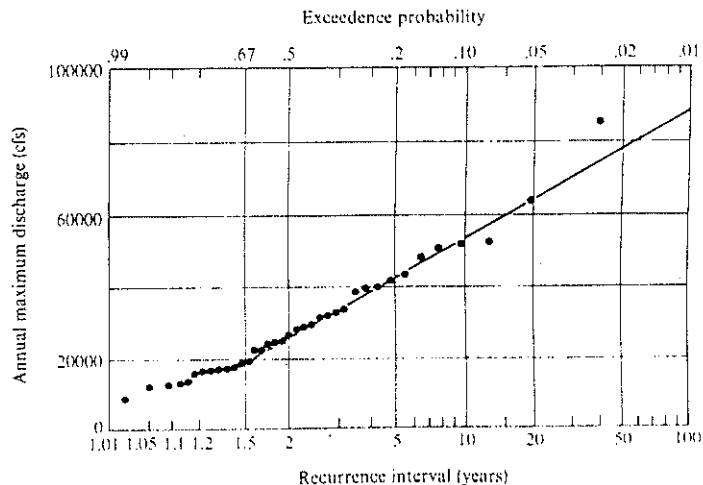


Figure 10-14 Flood-frequency curve plotted on arithmetic Gumbel Type I graph paper, Tana River at Garissa, Kenya, 1934-1970. (Data from the Ministry of Water Development, Nairobi.)

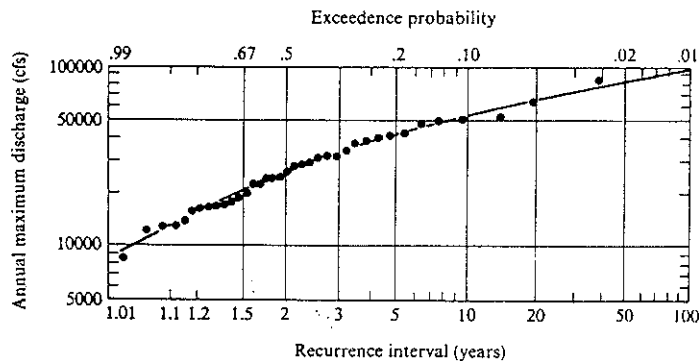


Figure 10-15 Flood-frequency curve plotted on logarithmic Gumbel Type III graph paper, Tana River at Garissa, Kenya, 1934-1970. (Data from the Ministry of Water Development, Nairobi.)

estimate rare events by such extrapolation (possibly using more than one of the theoretical probability distributions). It is wise then to interpret the reasonableness of the result in terms of one's knowledge of the regional hydrology, historical records, or other information such as the dimensionless rating curve illustrated in Chapter 16. The degree of uncertainty that one accepts in such estimates depends upon ethical and economic issues with respect to the risk of loss of life and property or the inconvenience in areas affected by the flooding. Ogrosky (1964) has outlined the policy of the U.S. Soil Conservation Service with regard to the design of small floodwater-retarding structures. In the design of some major dams, the risk of failure has been reduced by designing spillways to accommodate the 1000-year or 10,000-year flood. It is doubtful whether these floods have any physical meaning in view of the rapidity with which climate, and therefore hydrology, changes, but their estimation minimizes the problem of uncertainty by providing a large safety factor.

Some hydrologists have proposed the drawing of *confidence bands* around flood-frequency curves. Suppose we are concerned about the reliability of point x_m (representing the annual maximum discharge for a recurrence interval of T_m years) in Figure 10-16. Its plotted position, obtained from the line through the set of points in a sample, is the best estimate we can make of its true position. But there is a possibility of sampling error, and the true position might lie above or below (i.e., there is a chance that an error has been made in estimating the discharge of a flood with a recurrence interval of T_m).

If we assume that such sampling errors are normally distributed about the mean flood frequency curve, we should be able to draw an interval $\pm \Delta x_m$ within which there is a probability of, say, 90 percent that the true

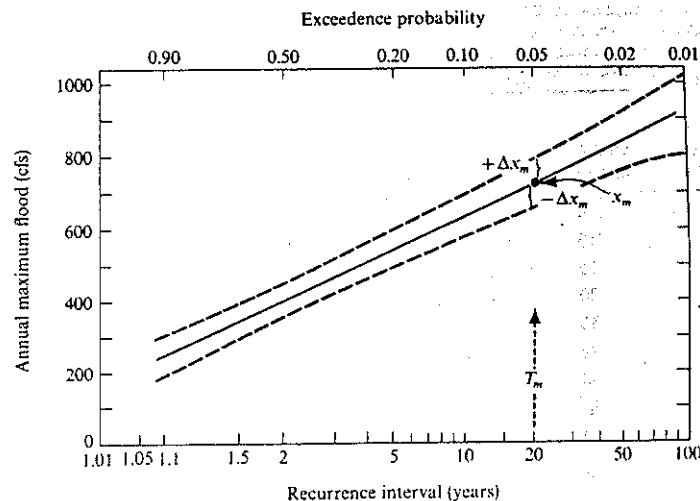


Figure 10-16 Confidence bands around a flood-frequency curve.

position of x_m lies. If this confidence interval is computed for a selection of plotted points in Figure 10-16 and curves are drawn as shown, bands are defined within which there is a 90-percent certainty that the true discharge for a chosen recurrence interval should lie.

Beard (1962) has presented a method for drawing confidence bands within which 90 percent of all floods with a chosen recurrence interval should lie. He published coefficients (see Table 10-12) for various levels of confidence, which should be multiplied by the standard deviation of the sample and then added to and subtracted from the discharges of the flood-frequency curve for various recurrence intervals. If the ordinate scale of the graph is logarithmic, the standard deviation of the logarithms is multiplied by each coefficient. The antilogarithm of this product is then added to or subtracted from the flood-frequency curve for various recurrence intervals.

In Figure 10-17 these intervals have been calculated for a flood-frequency curve and the confidence bands drawn for a 90-percent level of probability. They provide a warning to those who extrapolate the flood-frequency curve, for at the higher end of the curve the bands are widening sharply, indicating considerable uncertainty in estimating rare floods.

At this point it is also useful to recall (from Chapter 2) that even a well-defined recurrence interval is only the average frequency with which storms occur. The 50-year flood is *not* something that will occur 50 years from now, nor is it something that will occur 50 years after the last event of similar magnitude and at 50-year intervals thereafter. There is a 2-percent chance that the 50-year flood will occur in any given year, and if it occurred this



Table 10-12 Coefficients for the calculation of the 90% and 75% confidence intervals around the flood-frequency curve. The standard deviation of the sample of annual maximum floods is multiplied by these coefficients and added to or subtracted from the discharge values of the flood-frequency curve at the appropriate recurrence interval. (From Beard 1962.)

CONFIDENCE BAND	YEARS OF RECORD	RECURRENCE INTERVAL (YR)					
		1000	100	10	2	1.1	1.01
90%, upper	5	4.41	3.41	2.12	.95	.76	1.00
	10	2.11	1.65	1.07	.58	.57	.76
	15	1.52	1.19	.79	.46	.48	.65
	20	1.23	.97	.64	.39	.42	.58
	30	.93	.74	.50	.31	.35	.49
	40	.77	.61	.42	.27	.31	.43
	50	.67	.54	.36	.24	.28	.39
	100	.45	.36	.25	.17	.21	.29
90%, lower	5	-1.22	-1.00	-.76	-.95	-2.12	-3.41
	10	-.94	-.76	-.57	-.58	-1.07	-1.65
	15	-.80	-.65	-.48	-.46	-.79	-1.19
	20	-.71	-.58	-.42	-.39	-.64	-.97
	30	-.60	-.49	-.35	-.31	-.50	-.74
	40	-.53	-.43	-.31	-.27	-.42	-.61
	50	-.49	-.39	-.28	-.24	-.36	-.54
	100	-.37	-.29	-.21	-.17	-.25	-.36
75%, upper	5	1.41	1.09	.68	.33	.31	.41
	10	.77	.60	.39	.22	.24	.32
	15	.57	.45	.29	.18	.20	.27
	20	.47	.37	.25	.15	.18	.24
	30	.36	.29	.19	.12	.15	.20
	40	.30	.24	.16	.11	.13	.18
	50	.27	.21	.14	.10	.12	.16
	100	.18	.14	.10	.07	.09	.12
75%, lower	5	-.49	-.41	-.31	-.33	-.68	-1.09
	10	-.39	-.32	-.24	-.22	-.39	-.60
	15	-.34	-.27	-.20	-.18	-.29	-.45
	20	-.30	-.24	-.18	-.15	-.25	-.37
	30	-.25	-.20	-.15	-.12	-.19	-.29
	40	-.22	-.18	-.13	-.11	-.16	-.24
	50	-.20	-.16	-.12	-.10	-.14	-.21
	100	-.15	-.12	-.09	-.07	-.10	-.14

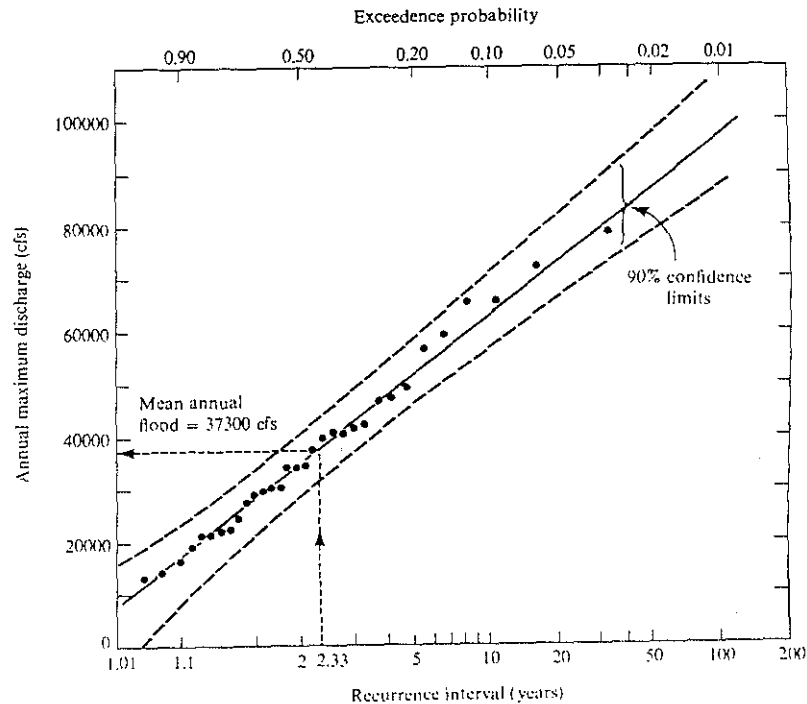


Figure 10-17 Flood-frequency curve for annual flood values on Skykomish River at Gold Bar, Washington. Dashed lines show zone within which there is a 90-percent chance that the true value for that recurrence interval will lie. (Data from U.S. Geological Survey.)

year, there is still a 2-percent chance that it will occur next year. Generalizing this, we can say (from Equation 2-5) that the probability of a flood with a recurrence interval of T years occurring or being exceeded within the next n years is

$$q = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \tag{2-5}$$

There is a 21-percent chance that the 200-year flood will occur in the next 50 years. Figure 2-15 is equally applicable to floods and to rainfall in this context.

Climatic fluctuation is still another factor that can cause uncertainty and lead to misjudgment and misuse of flood-frequency curves. The data fitted by the flood-frequency curve must be homogeneous in time, in the sense that the sample record used should not include floods from two different rainfall-

runoff regimes. Many parts of East Africa, for example, have undergone a striking change of rainfall since 1960, and it is doubtful whether floods from before and after this date should be mixed in constructing a flood-frequency curve. As an illustration, the data compiled in Figure 10-13 have been segregated into two sets of years and replotted in Figure 10-18 as two flood-frequency curves that are strikingly different. Unfortunately there are no hard and fast rules to guide the hydrologist in such a situation. So he must make a judgment about the significance of the separation of these two curves. Does it represent only a short run of wet years? Or has the hydrologic regime of the basin undergone a radical change? If the latter hypothesis is correct, use of the longer but mixed record in Figure 10-13 could lead to a serious underestimation of floods in the new regime. In this case the shorter record, although subject to grave sampling errors, would be the one to use for planning. A question would also arise about the probable duration of the new regime, and again there are no precise statistical answers. The hydrologist would have to consult climatologists. We raise the problem here, not because we can give answers, but so that the hydrologist and planner can see that flood-frequency curves and the statistics they yield are subject to large uncertainties, and that they should be treated conservatively.

For such reasons, flood-frequency curves should be checked and updated from time to time. If the record remains homogeneous, its increasing length will reduce the standard deviation of the sample and thus narrow the confidence bands in Figure 10-17. Land-use changes, dam construction, and channel changes could cause a lack of homogeneity in flood records, and in

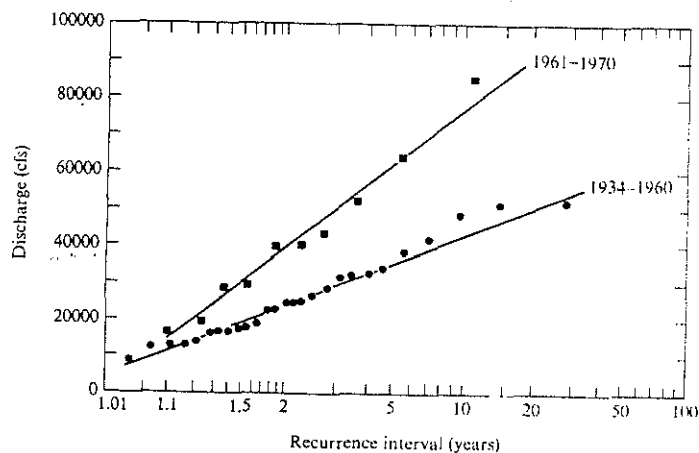


Figure 10-18 Flood-frequency curves derived from two periods of time within the same long record of Tana River at Garissa, Kenya. (Data from the Ministry of Water Development, Nairobi.)

many regions these changes are rendering flood records of little value. Another factor that may cause a lack of homogeneity in a flood record is the variation of the causative meteorological event. In New England, for example, some annual maximum floods are generated by summer rainstorms, others by autumn hurricanes, others by snowmelt, and still others by rain on melting snow, sometimes coupled with surges following the breakup of ice jams. Usually all such floods are included in the flood-frequency analysis. Whether they should be or not is a subject for debate.

On Figure 10-17, we have labeled one discharge on the ordinate as the *mean annual flood*. This is simply the arithmetic mean of all the annual maximum discharges. If the sample flood-peak distribution fits a Gumbel Type I theoretical frequency distribution, the recurrence interval of a discharge equal to the mean annual flood is 2.33 years. For convenience, the mean annual flood is usually read from the flood-frequency curve as the discharge with a recurrence interval of 2.33 years. The same can be done for the Gumbel Type III flood-frequency graph, where the 2.33-year recurrence interval should correspond to a discharge equal to the logarithmic mean of the annual flood peaks. Sometimes, small discrepancies occur between the computed and the graphically determined values of the mean annual flood, when the sample record is not closely fitted by the Gumbel distribution. Dalrymple (1960) states that for U.S. Geological Survey practice at least, "The mean annual flood for a gauging station is by definition the 2.33-year flood from the graphic-frequency curve . . ." Because of the widespread usage of this definition, it is probably best to employ the graphical determination of the mean annual flood.

Graphical estimation of the mean annual flood, the uncertainty of extrapolating a flood-frequency curve, and the width of the confidence bands make flood prediction a risky enterprise. Often the observed flood distribution is not fitted well by a straight line on any of the graph papers, and the hydrologist must sketch a curve to fit the points. He should be fully aware of the possible errors when using the information so gained. It is also advisable not to rely on one method of flood prediction, but to use several methods in an attempt to obtain a consensus.

Use of Historical Information on Floods

Suppose the highest flood observed in a 50-year record is also known to be the highest in a much longer period of time (perhaps since colonization, or since the beginning of newspaper publication). If, for example, the historical record of floods is 220 years long, then the recurrence interval of the highest recorded flood should be set as 221 years rather than as 51 years. The second highest recorded flood should then be computed as the second highest of a 50-year record (25.5 years), as usual. Benson (1950) has treated the use of historical data more extensively.

Stage-Frequency Curves for a Station

Often, one is concerned not so much with the magnitude of floods at a station but with their height or stage. The estimation of recurrence intervals for flood heights can be made directly from records of stage or indirectly through the stage-discharge relation (the *discharge rating curve* for the gauging station, as described in Chapter 16). A problem arises because the stage-discharge relation may vary, being subject to both short-term random fluctuations and to long-term trends. If the rating curve has remained virtually stable or has changed only randomly and by small amounts, frequencies of flood stages can be computed directly from the record of annual maximum stages, or they can be obtained by using the flood-frequency curve to estimate the recurrence interval for discharges and then converting the discharges to heights by means of the stage-discharge relationship.

If the discharge rating curve has changed by some large amount, one can only assume that the most recent relation will hold in the future, but some estimate should also be made of the possible errors inherent in this assumption. If the stage-discharge curve is showing a definite trend because of aggradation, degradation, or widening of the channel, the discharge frequencies should first be determined and converted to heights by means of an assumed stage-discharge relationship based on the previous trend. Again, an estimate of possible errors should be made, and where possible the stage-discharge relationship should be checked periodically.

The Partial-Duration Flood Series

In using the partial-duration series (see Chapter 2), all flood peaks above a certain base magnitude are used. The base is usually chosen equal to the lowest annual maximum flood of record, or of a magnitude such that the partial-duration series contains only as many floods as there are years of record. If peaks occur so close together that they cannot be considered independent events, only the larger is included in such a listing. Using the plotting-position formula given in Equation 2-4, the partial-duration series is usually plotted on semi-logarithmic paper with recurrence interval on the logarithmic scale, or on double-logarithmic paper.

There is a relationship between recurrence intervals obtained from the annual-maximum series and the partial-duration series, as shown in Table 10-13. The differences are negligible for return periods greater than 10 years. But there is a distinction between the meaning of recurrence interval of floods obtained from the two series. For the annual-maximum series the recurrence interval is the average interval within which a flood of a given size will occur as an *annual maximum*. The recurrence interval obtained from the partial-duration series is the average frequency of occurrence between floods of a given size irrespective of their relation to the year. It is

Table 10-13 Relation between recurrence intervals of the annual-maximum series and the partial-duration series. (From Langbein 1960.)

RECURRENCE INTERVALS (YR)	
ANNUAL-MAXIMUM SERIES	PARTIAL-DURATION SERIES
1.16	0.5
1.50	0.9
1.58	1.0
2.00	1.45
2.54	2.0
5.52	5.0
10.50	10.0
20.50	20.0
50.50	50.0
100.50	100.0

the average time between flows equal to or greater than a given discharge. The usual method of obtaining return periods for the partial-duration series is to obtain them for the annual-maximum series and then to convert the frequencies by use of Table 10-13.

In Chapter 16, it is shown that the bankfull discharge for most rivers has a recurrence interval on the annual flood series of 1.5 years. This means that 1 year out of 1.5 or 2 years out of 3, the highest discharge for the year will be equal to or will exceed the bankfull capacity of the channel. Table 10-13 shows that a flow having a recurrence interval of 1.5 years in the annual flood series will have a recurrence interval of 0.9 years in the partial-duration series. Therefore a discharge equal to or greater than bankfull may be expected to occur on the average once every 0.9 years, or 100 times every 90 years. This is slightly more often than once a year. On the average, then, the bankfull stage will be equaled or exceeded about once a year.

Maximum Probable Flood

In the design of large flood-control dams and other structures, it is often necessary to consider the possibility of a flood that would result from the most critical combination of flood-producing conditions. The assessment of this maximum probable flood is usually based on the consideration of the probable maximum precipitation (see Chapter 2) and measurements of the largest historical floods. In some areas such as the Pacific Northwest or New England, estimates of the maximum probable flood must also take

into account snowmelt occurring during large rainstorms and the possibility of ice jams on the river. The derivation of a maximum probable flood for a large river in the Indus Valley of Pakistan is described by Binnie and Mansell-Moulin (1966), who used the probable maximum precipitation for the basin, the worst conceivable antecedent moisture and runoff conditions, and the unit hydrographs from earlier large storms.

A different design frequency is usually chosen for the spillway and for the reservoir storage in large structures. If a large dam storing water for irrigation overflowed once in 50 years, the overflow water might cause damage in the valley downstream but would not be catastrophic. If, however, the dam itself were to wash out, the flood wave caused by the sudden release of the stored water might wipe out cities downstream and cause great loss of life. Therefore, a reasonable risk of overflow could be accepted and the recurrence interval of such an event might be chosen as once in 50 years. But the spillway design would be chosen to accommodate the largest possible flood or maximum probable event because the risk of dam failure should be as close to zero as scientific calculation allows. The engineering hydrologist and the design engineer may have to deal with computing the maximum probable flood, but this is not within the purview of the planner to whom the present book is directed.

Regional Flood-Frequency Curves

As we have seen, flood-frequency analysis for single stations is subject to large errors because of the brevity of most records, the inherent variability of floods, and the difficulty of fitting theoretical frequency distributions to the sample record. The sampling variability has been analyzed by Benson (1960) for a hypothetical 1000-year record that is fit perfectly by an extreme-value distribution. Possible errors are shown to be uncomfortably large. One method of reducing the variability due to sampling is to combine the records from many gauging stations in a region. In effect, this involves substituting space for time to increase the size of the sample. Flood-frequency characteristics of various catchments can also be correlated with meteorologic or physiographic parameters. Floods in ungauged basins can then be estimated from the physical geography of the catchment. The relations developed with this method are called *regional flood-frequency curves*.

The development of regional flood-frequency curves is based on the empiricism that for large regions of homogeneous meteorologic and physiographic conditions, individual basins covering a wide range of drainage areas have flood-frequency curves (on, say, Gumbel Type III paper) of approximately the same slope. This is illustrated in Figure 10-19 for some short records from six basins of the Sleepers River Experimental Watershed in northeastern Vermont. The mean annual flood for each basin can be read at a recurrence interval of 2.33 years, as shown. If each flood is divided by

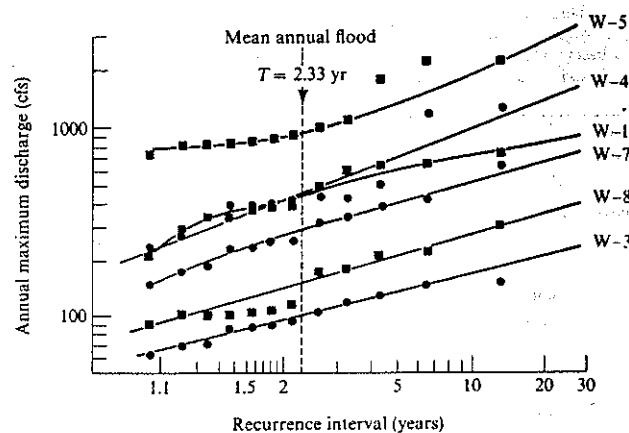


Figure 10-19 Flood-frequency curves derived from measurements on six small catchments in a homogeneous region of northeastern Vermont (Sleepers River Experimental Watershed). (Data from the Agricultural Research Service, U.S. Department of Agriculture.)

the mean annual flood, as shown in Table 10-14, the flood-frequency curves can be replotted, as shown in Figure 10-20(a), with the ordinate now being a ratio of each flood to the mean annual flood. The curves for all the stations will pass through a ratio of 1.0 at a recurrence interval of 2.33 years.

A question then arises whether the differences in slope in Figure 10-20(a) are due to chance sampling variations among stations within a homogeneous region, or whether they indicate significant differences among basins with respect to the factors controlling flood characteristics. To test whether the variation is significant, we use a *homogeneity test*, the rationale of which is discussed by Dalrymple (1960). The test, which is illustrated in Typical Problem 10-10, shows that the six catchments in our example are sufficiently homogeneous to use for the definition of a single regional flood-frequency curve. This regional curve is defined by computing the median ratio for values of each recurrence interval and drawing an average curve, as shown in Table 10-14 and Figure 10-20(b).

We now have a graph that, if we know the mean annual flood for a basin, can be used to estimate floods of any other recurrence interval. The final part of the problem, then, is the development of a technique for relating the mean annual flood to some characteristic of the basins, so that the regional flood-frequency curve can be used to estimate floods from ungauged basins. The most obvious and widely used basin characteristic for such a correlation is the drainage area above the stream gauge. Figure 10-21 shows the relationship for the Vermont stations, where there is a strong correla-

Table 10-14 (a) Tabulation of the *T*-year flood for various basins taken from the accompanying flood-frequency curves. The floods are expressed in cubic feet per second. The data are for 6 basins in the Sleepers River Experimental Watershed, Vermont. (b) Ratio of *T*-year flood to the mean annual flood for the basins.

DRAINAGE BASIN	W-1	W-3	W-4	W-5	W-7	W-8
Area (sq mi)	16.58	3.23	16.80	42.91	8.35	6.04
Mean annual flood	455	105	465	1000	290	157
1.1-year flood	240	67	234	770	155	93
1.5-year flood	370	86	340	880	230	122
2-year flood	430	99	420	940	270	144
3-year flood	500	117	540	1100	330	175
5-year flood	600	140	710	1400	400	215
10-year flood	720	173	1000	2000	520	280
15-year flood	780	198	1210	2500	600	330
25-year flood	860	230	1550	3050	720	400

(b)

DRAINAGE BASIN	W-1	W-3	W-4	W-5	W-7	W-8	MEDIAN
1.1-year flood	0.53	0.64	0.50	0.77	0.54	0.60	0.57
1.5-year flood	0.82	0.82	0.74	0.88	0.79	0.78	0.81
2-year flood	0.95	0.94	0.91	0.94	0.93	0.92	0.94
3-year flood	1.10	1.11	1.17	1.10	1.14	1.12	1.12
5-year flood	1.32	1.34	1.53	1.40	1.39	1.38	1.38
10-year flood	1.58	1.65	2.15	2.00	1.80	1.80	1.80
15-year flood	1.71	1.89	2.62	2.50	2.07	2.10	2.08
25-year flood	1.90	2.20	3.35	3.05	2.48	2.56	2.52

tion between drainage area and mean annual flood. The development of a regional flood-frequency curve is now complete, and it can be used as illustrated in Typical Problem 10-11.

For other regions, where the basins are larger, less steep, and contain larger channels and more extensive floodplains, the channel storage mechanisms referred to earlier tend to produce a less rapid increase in mean annual flood downstream, and the slope of the line in Figure 10-22, for example, is lower than that of the preceding diagram. This slope represents the exponent in the equation relating mean annual flood to drainage area, and for many regions it lies close to 0.75. The tendency for intense rainstorms to be localized (see Chapter 2) also contributes to a less rapid increase in mean annual flood with catchment size, but in northeastern Vermont most floods are produced by large general rainstorms or snowmelt.

The Vermont basins have a single area-to-flood relationship, but this may not be the case elsewhere. Even if the homogeneity test shows that all the gauges in a region are similar with respect to the slope of the flood-frequency curve, they may need to be divided into groups to obtain correlations of drainage area and mean annual flood. Particularly in mountainous regions, it may be necessary to add mean basin altitude as a second variable to predict the mean annual flood (see Figure 10-22). Where strong gradients of precipitation occur in a region, it is usually necessary to use mean annual precipitation or mean annual runoff as a second variable along with drainage area. These factors can be related to the mean annual flood by multiple regression techniques (Rantz 1971).

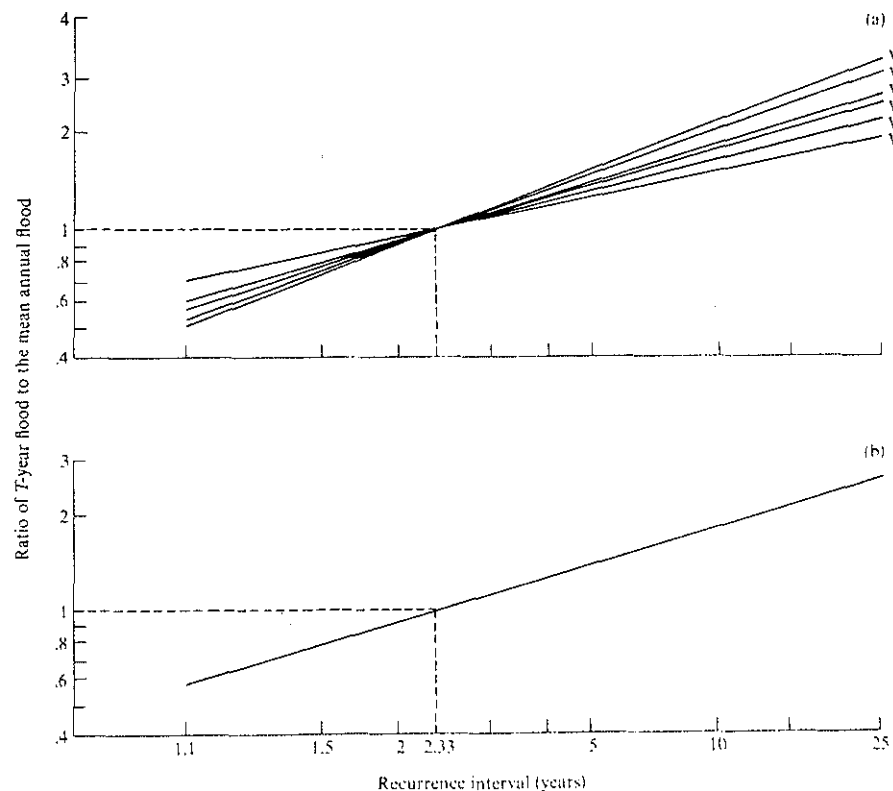


Figure 10-20 Flood-frequency curves from Figure 10-19 with the discharge expressed as a ratio to the mean annual flood. (a) Individual or station curves for the six catchments. (b) Regional curve for northeastern Vermont, constructed from median values of curves in (a) above.

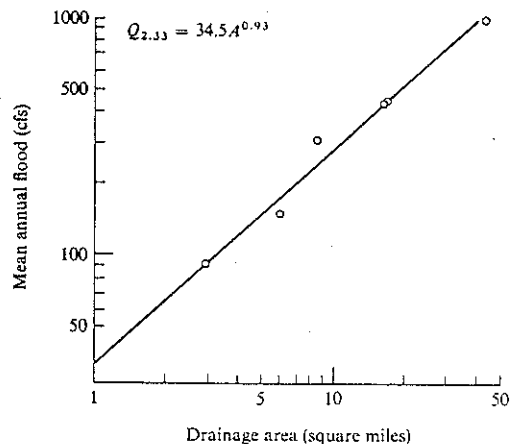


Figure 10-21 Relationship of mean annual flood to drainage basin area for catchments of the Sleepers River Experimental Watershed near Danville, Vermont.

In a large proportion of the flood problems faced by the planner or environmentalist, there will not be a gauging station at the location under study, and estimates must be made from surrounding areas and usually from data applying to larger basins. To make these estimates, the regional flood-frequency curve becomes, then, one of the planner's most important tools. Fortunately, most of the continental United States has been included in regional studies the data for which are readily available in published form. The publications include tabulated lists of annual floods for most stations in the United States, and curves from which the value of the mean annual flood and frequency of various discharges can be computed. The location and the size of the basin for which estimates are needed are the parameters required to use the published curves. The whole set of data and the curves are published in the Water Supply Papers of the U.S. Geological Survey under the title *Magnitude and Frequency of Floods in the United States*. Each volume of the series covers a different region. The volumes are Water Supply Papers No. 1671 to No. 1688, and are available in nearly all large public and university libraries.

Unfortunately, most of the curves presented in this massive library of data do not include drainage basins of less than 10 square miles, so the curves must sometimes be extended or extrapolated to smaller areas. When such extrapolation is used, the results should be considered estimates only and should be checked against other data. For example, results from an extrapolated regional curve may be checked against those from computing frequency curves for individual stations close to the area of interest. In making a final choice of a discharge value, extra weight can be given to

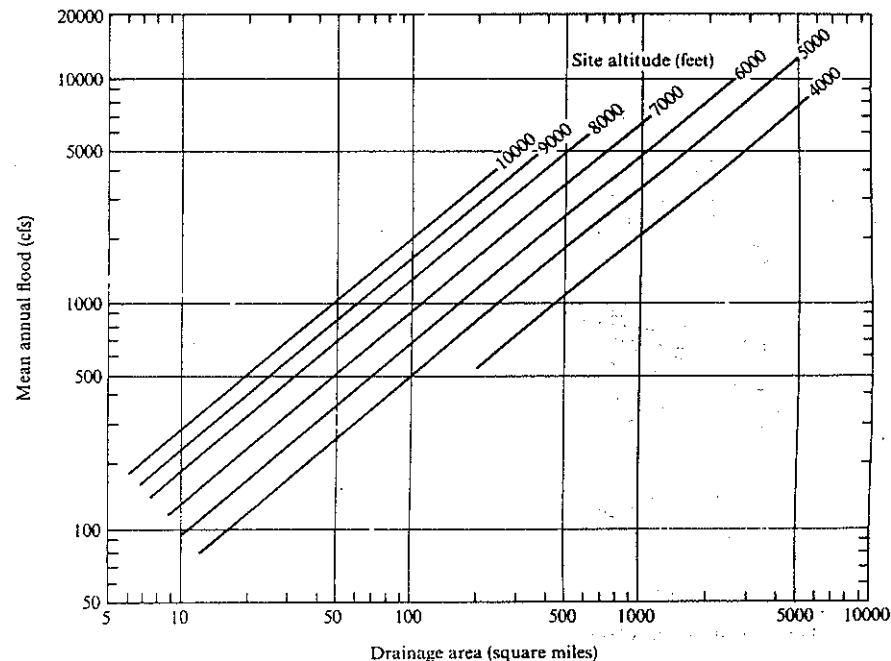


Figure 10-22 Variation of mean annual flood with drainage area and altitude of the gauging site for a region in northern Wyoming. Note that for a fixed altitude, $Q_{2.33}$ is proportional to $A^{0.85}$. (From Carter and Green 1963.)

values derived from nearby stations having the same topographic aspect, size, and vegetation characteristics as the area under study. Local data for the individual basin may be considered. Local residents can be asked how often the stream flows out of its banks and whether the frequency of over-bank flow has changed in past decades.

Dalrymple's manual gives detailed instructions for the compilation of regional flood-frequency curves, including such matters as how to fill in gaps in the record of annual floods, how to adjust records of unequal length to a common base period, and how to adjust a short record by means of a longer one.

The regionalization of flood data for an area of uniform physiography can be extended to the analysis of flood heights. An example of the results of such an exercise is presented in Figure 10-23. Planners will immediately recognize the utility of such a graph. At any streamside site on which development is proposed, the drainage area can be measured from a topographic map. Reading upward from the drainage area on the abscissa of the

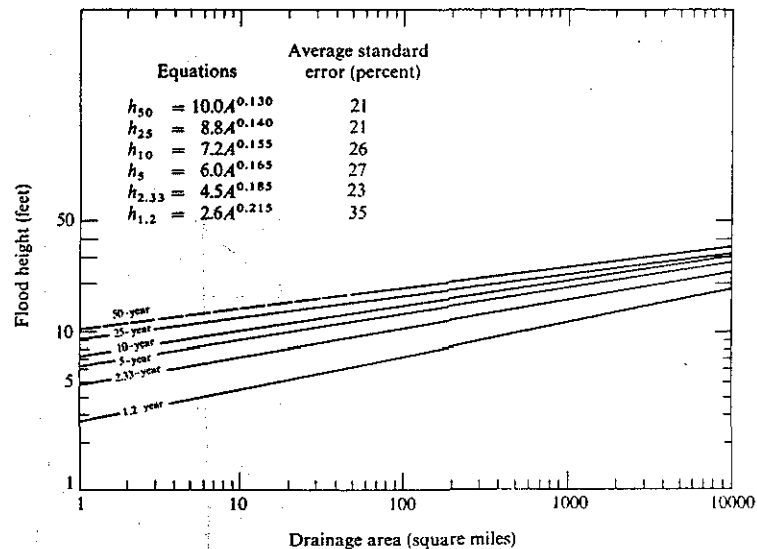


Figure 10-23 Regional flood height-drainage area-frequency relations for the plains area in Missouri. Height refers to the elevation of the water surface above the bed of the channel at the average (median) discharge. (From Gann 1968.)

diagram, it is possible to estimate the heights of floods above the bed of the channel without an extensive hydrologic analysis.

We refer to this technique of regionalizing hydrologic and geomorphic information in the text because it has great value for the planner. The analysis of records collected at a few stations within a hydrologically homogeneous region produces relationships like those shown in Figures 10-20 through 10-23, and others in later chapters. From such a summary it is possible to estimate the hydrologic and geomorphic characteristics of ungauged sites where the planning must be done. Errors of estimation, of course, can be large and should be checked, but usually the results are sufficiently precise for most planning problems. We recommend the technique strongly.

Flood-Frequency Curves for Large Rivers

Large rivers receive runoff from several flood-frequency regions and so do not fit into the patterns required for regional curves to be useful. In these cases it is usual to plot frequency curves for several stations along the main stem of the river in the manner shown in Figure 10-24. Each of the vertical dashed lines in the figure represents the flood-frequency curve at one sta-

tion. Curves are drawn to join points representing the mean 1-year, 10-year, 25-year, and 50-year floods. The data for most rivers when plotted on such a diagram would show steadily increasing discharge with increasing distance downstream, because flood values for a given frequency usually increase as the 0.75 power of the drainage area. The Rio Grande from Colorado to Texas, illustrated in Figure 10-24, drains a semi-arid to arid area downstream of the Jemez River. Note that the discharge of a given frequency does increase from Lobatos to Jemez River, a generally mountainous area. Through the next 325 miles the discharge remains about constant, even decreasing slightly below the Rio Salado. The decrease is a logical result of the fact that in that lower reach any flood would spread out over a wide, brushy, and in places, marshy valley and lose water to infiltration.

Multiple Regression Analysis of Floods

Although many flood records pass the homogeneity test, indicating that the slopes of their flood-frequency curves are approximately equal, more detailed examination often indicates that the slopes decline slightly, but

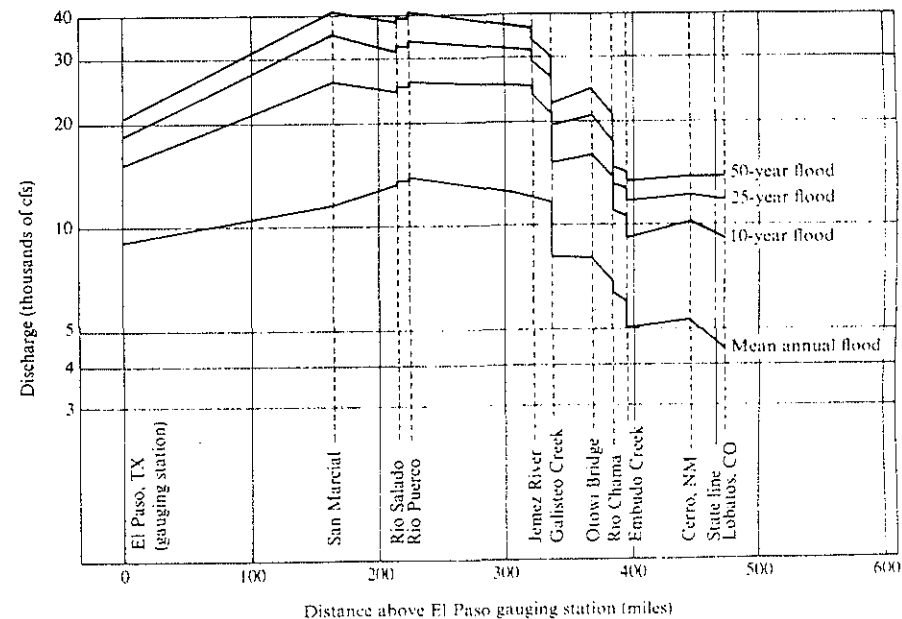


Figure 10-24 Variation of discharge for selected flood frequencies with distance above the El Paso gauging station, Rio Grande main stem below Lobatos, Colorado. (From Wiard 1962.)

significantly, as drainage area increases. This variation does not render the regional flood-frequency method useless, but it introduces a bias. To circumvent this and other minor difficulties, several hydrologists have proposed the use of multiple regression techniques to predict floods of various recurrence intervals from measures of controlling factors such as precipitation, drainage area, and topography. Rantz (1971), for example, was able to predict the magnitude of floods of 2-year, 5-year, 10-year, 25-year, and 50-year recurrence intervals from the drainage area and mean annual rainfall. Basin size is an obvious determinant of flood size, as mentioned for the Vermont regional flood-frequency analysis. Mean annual precipitation is a good index of the relative magnitude of storms of any frequency in a region (see Figure 2-18).

The multiple regression equations, listed in Table 10-15, were obtained by statistical analysis of data from 40 gauging stations in rural catchments of the San Francisco Bay region. This analysis is simply another kind of regionalization of flood-frequency information and can be used for estimating annual floods from ungauged basins.

Benson (1962, 1964) has made extensive multiple regression studies of floods in New England and in the southwestern United States. His equations incorporate such factors as drainage area, channel slope, amount of lake storage, rainfall intensity, air temperatures, elevation, frequency of thunderstorms, and mean annual runoff. Where such data are available, the resulting multiple regression equations usually give good predictions. But in most planning studies the necessary data would be too costly and time-consuming to collect. An increasing number of these multivariate studies are appearing, however, and those requiring few input variables are very useful.

Use of Flood-Frequency Analysis in Urban Catchments

As explained in Chapter 9, urbanization causes an increase in the size of floods in the small catchments with which planners are usually concerned. In the planning process it is important, therefore, to be able to assess the probable impact of urbanization upon the magnitude of flood peaks. In an earlier section we described how such an assessment could be made by the rational method. Here flood-frequency relations are applied to the same problem.

Carter (1961) and Anderson (1970) presented analyses of the effects of urbanization on hydrographs from drainage basins in the Piedmont and Coastal Plain physiographic provinces around Washington, DC. They first computed the change of peak discharge to be expected after urbanization due to the change of impervious area alone. An average peak runoff rate for rural parts of basins in the region was about 30 percent of the rainfall intensity, while on the impervious areas it was approximately 75 percent.

Table 10-15 Regression equations used to estimate floods of various recurrence intervals on rural drainage basins of the San Francisco Bay region. (From Rantz 1971.)

RECURRENCE INTERVAL (YR)	MULTIPLE REGRESSION EQUATION*	LOGARITHMIC UNITS	STANDARD ERROR OF ESTIMATE		
			PERCENT		
			PLUS	MINUS	MEAN
2	$Q_2 = 0.069A^{0.913}P^{1.965}$	0.226	68.3	40.5	54.4
5	$Q_5 = 2.00A^{0.925}P^{1.206}$	0.175	49.6	33.2	41.4
10	$Q_{10} = 7.38A^{0.922}P^{0.928}$	0.168	47.2	32.1	39.6
25	$Q_{25} = 16.5A^{0.912}P^{0.797}$	0.178	50.7	33.6	42.2
50	$Q_{50} = 69.6A^{0.847}P^{0.511}$	0.192	55.6	35.7	45.6

* Q_T = the T -year flood in cfs.

A = drainage area in square miles (range 0.2 to 196)

P = mean annual basinwide precipitation in inches (range 13 to 60)

(These values are really coefficients in the rational formula, as listed in Table 10-9). If the percentage of impervious area in an urbanized basin is Z , and the rainfall intensity during a storm is I , then the peak discharge, Q_{pk} , is

$$Q_{pk} \text{ (after urbanization)} = I \left[\frac{0.30(100 - Z)}{100} + \frac{0.75(Z)}{100} \right] \quad (10-5)$$

which simplifies to $I(0.30 + 0.0045Z)$. The change of flood peaks due to impervious area alone can then be expressed as

$$\frac{Q_{pk} \text{ (after urbanization)}}{Q_{pk} \text{ (before urbanization)}} = K = \frac{0.30 + 0.0045Z}{0.30} \quad (10-6)$$

The effect of urbanization depends on the nature of the soils in the undisturbed region, as well as the extent of impervious area. Areas that experience high runoff rates before urbanization will be least affected. Substitution of values of Z from Figures 9-18 and 10-11 and values of C for soils from Table 10-9 will give the reader a feel for the effects of increasing the impervious area alone. Surprisingly, these effects are rather small in most basins.

Carter and Anderson went on to show that the dominant influence of urbanization was on the lag time of the catchment, as described in Chapter 9. They used as their index of timing, t_r , the lag between the centroids of rainfall and of runoff (as defined in Figure 10-25). For rural basins around Washington, DC, they showed that this lag could be correlated with the ratio L/\sqrt{S} , where L is the length of the mainstream channel in miles and S is the channel slope (in feet per mile) between points 10 percent and 85 percent of the mainstream length above the basin outlet. Their relationship for rural basins is shown as the upper line in Figure 10-26.

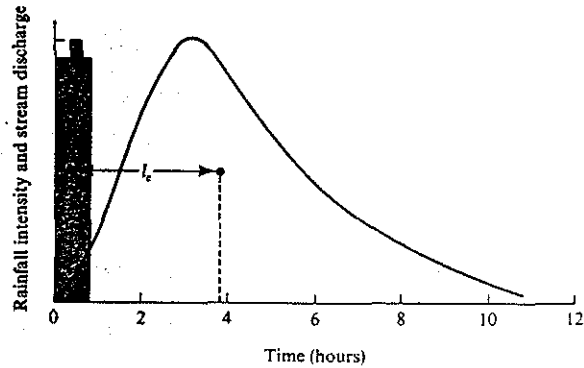


Figure 10-25 The centroid lag, l_c , is the time difference between the center of mass of rainfall and the center of mass of runoff. It can be obtained by plotting accumulation curves for rainfall and for runoff. The times at which 50 percent of the total accumulation of both variables are located on the graph and the time difference between them is the centroid lag.

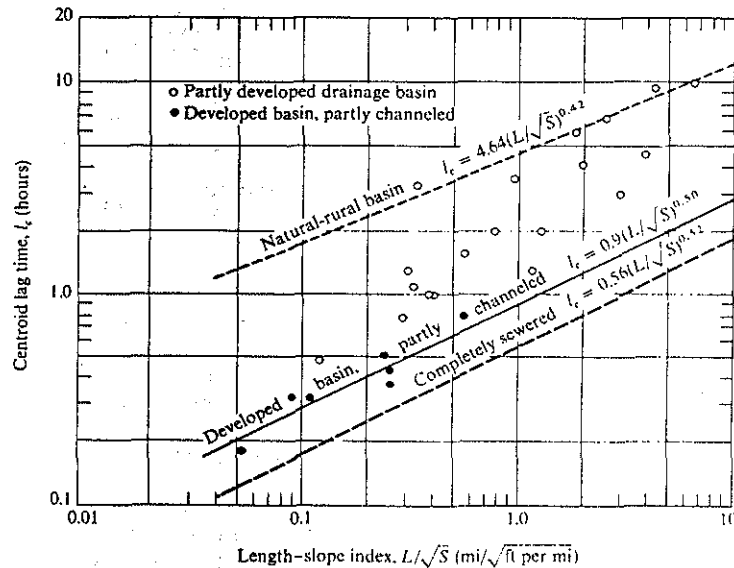


Figure 10-26 Relation of centroid lag, l_c , to a length-slope index for basins with different degrees of storm sewerage near Washington, DC. L is the length of the main channel in miles; S is the slope of the channel between points 10 and 85 percent of the channel length above the outlet. (From Anderson 1970.)

For basins whose stream channels had been lined, straightened, or diverted into pipes, the centroid lags were reduced to 12–15 percent of their rural values. In many suburban areas, however, the ultimate degree of development involved the alteration (sewerage) of all small channels, with only moderate or no alteration of the larger channels. The lag times in these partly sewerage basins are shown by the central line in Figure 10-26 and average about 20–25 percent of the rural values. Basins currently undergoing development lie between the upper two lines on the graph.

Multiple regression was then used to define a relationship between the previously discussed basin parameters and the mean annual flood ($Q_{2.33}$):

$$Q_{2.33} = 230KA^{0.82}l_c^{-0.48} \quad (10-7)$$

where flow is expressed in cfs, the area (A) is in square miles, K is given by Equation 10-6, and l_c (in hours) is obtained from Figure 10-26 for any degree of urbanization. Using this equation, the mean annual flood can be predicted for any basin from its degree of imperviousness, its drainage area, and the length and slope of the main channel.

Anderson then derived regional flood-frequency curves for rural basins and for completely impervious basins around Washington, DC. For the latter he used the regional rainfall intensity-frequency curves and the rational method. By interpolation he estimated regional flood-frequency curves for basins with intermediate degrees of imperviousness and obtained Figure 10-27.

If the 50-year flood is to be predicted for a basin with 40-percent impervious cover, the mean annual flood of the basin is first computed from Equation 10-7. Figure 10-27 is then entered at an abscissa value of 50 years,

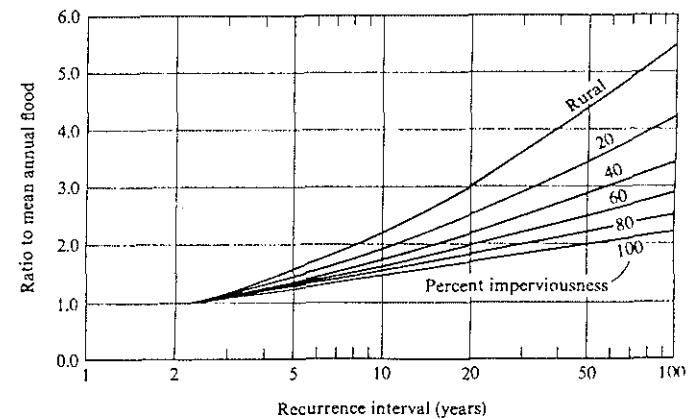


Figure 10-27 Regional flood-frequency curves for catchments with various percentages of impervious area near Washington, DC. (From Anderson 1970.)

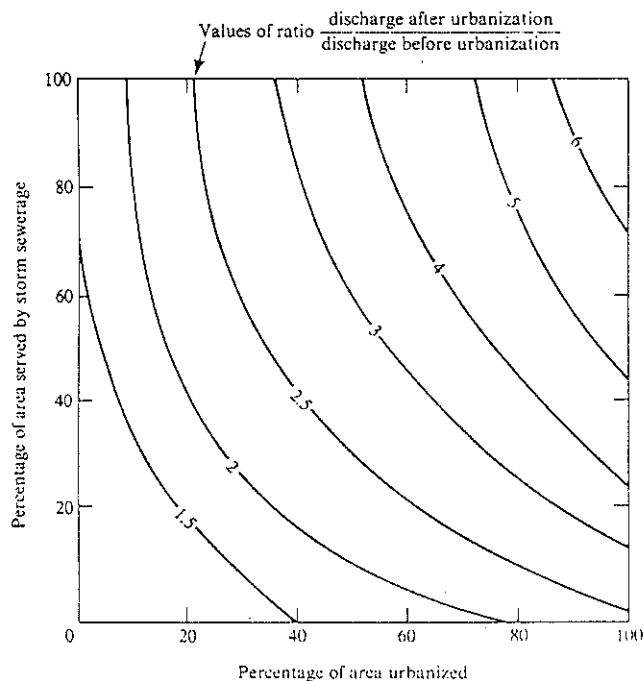


Figure 10-28 Effect of urbanization and storm sewerage on mean annual flood for a one-square-mile basin. Family of lines define the ratio of peak discharge after urbanization to peak discharge before urbanization. Complete (100%) urbanization is approximately equivalent to 50 percent of the area being impervious. (From Leopold 1968.)

and from the 40-percent curve the ratio of the 50-year flood to the mean annual flood is read.

In regions similar to the Washington area, this technique could be used in the manner described above. Elsewhere, the regional flood-frequency curves for rural and completely impervious basins would be derived and a new interpolation made.

Leopold (1968) drew together the results of various studies on the hydrologic impact of urbanization. Figure 10-28 shows the effect of urbanization on the size of the mean annual flood from one-square-mile basins. Two parameters are used to describe the extent of urbanization, the percentage of area served by storm sewers and the percentage of the area urbanized. Complete, or 100 percent, urbanization is generally equivalent to 50 percent of the area rendered impervious. The graph would have to be changed for

different drainage areas and for flows of different frequencies, but it is a useful illustration of the effects of urbanization on catchments of a size of interest to planners. Rantz (1971) developed a similar set of graphs shown in Figure 10-29 from work by James (1965). They are to be used in conjunction with the regression equations listed in Table 10-15 for floods of various recurrence intervals in natural catchments. Floods of various recurrence intervals for the rural condition are estimated from the table and are then multiplied by the number on the appropriate curve in Figure 10-29. The appropriate values for "percentage of channels sewered" and "percentage of the basin developed" can be taken from a map of proposed land use to predict the hydrologic impact of urbanization.

The Unit Hydrograph

The flood-prediction techniques described previously only allow estimates of storm runoff volumes and peak flows. For many planning purposes one needs to predict the form of the storm hydrograph, that is, the time distribution of runoff throughout the storm. Hydrographs are used for engineering planning such as reservoir design or for assessing the influence of flood-detention structures in reducing flood peaks. The whole hydrograph is also necessary when hydrographs from dissimilar tributary areas are added and routed downstream to a channel reach of interest. The duration of flooding, a critical factor in many planning problems, can also be studied from a prediction of the hydrograph.

The most common technique of hydrograph prediction involves construction of the *unit hydrograph*. The method is approximate and is subject to many theoretical difficulties, but for more than 30 years has given answers that are sufficiently accurate for most planning purposes, usually predicting flood peaks within ± 25 percent of their true value. Another advantage of the method is that it allows predictions to be made from only a short record of rainfall and runoff. Results can be regionalized to allow predictions for ungauged basins. After describing the construction of unit hydrographs for rural catchments, we will illustrate their application to urban areas so that the planner can use the technique for predicting the hydrologic impact of various degrees of urbanization.

The unit hydrograph of a basin is the hydrograph of one inch of storm runoff generated by a rainstorm of fairly uniform intensity occurring within a specific period of time. The specified duration of the rainstorm varies and will be discussed later. There is some difference in practice and in the hydrologic literature about the characteristics of the rainstorm referred to in the definition. Some hydrologists require that the storm be distributed uniformly over the catchment, while others refer only to a rainstorm whose spatial distribution reflects fixed basin characteristics such as topography or usual storm tracks. The latter usage is more realistic.

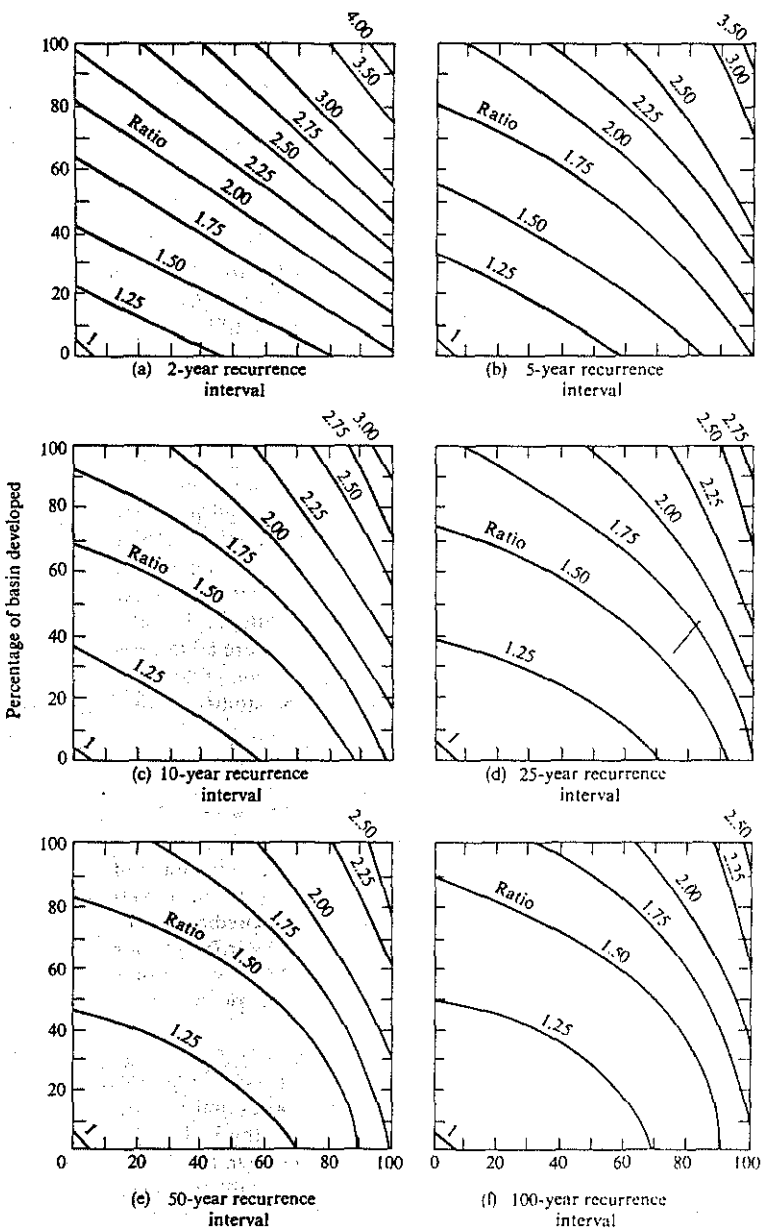


Figure 10-29 Ratios of flood-peak magnitude for urbanized basins to that for un-urbanized basins for floods of various recurrence intervals. One hundred percent of the basin is roughly equivalent to 50 percent of the area being impervious. (From Rantz 1971.)

Many of the catchment characteristics that affect the timing of runoff (i.e., the shape of the flood hydrograph) are fixed from storm to storm. These include the size and shape of the drainage basin; the pattern, density, gradient, and size of stream channels; and the pattern of soils and land use. Because of the constancy of these controls, one might expect rainstorms of a specific duration to produce hydrographs of the same shape and duration. If the time base, X , of the hydrograph in Figure 10-30 is fixed for rainstorms of a specific duration, D_r , and the temporal pattern of runoff is determined by the constant drainage-basin characteristics referred to above, then the ordinates of the hydrograph (i.e., the discharge at various times) should be proportional to the total volume of storm runoff generated. If the shaded hydrograph in Figure 10-30 encompasses one inch of runoff, it is defined to be the unit hydrograph for the rainstorm with a duration D_r . All hydrographs generated by rainstorms of duration D_r will have the same time base. If the total volume of storm runoff is 2 inches, the ordinates of the hydrograph will be twice those of the unit hydrograph. If we can predict the volume of direct runoff that will be produced by a storm of similar duration, we can compute the hydrograph by altering the ordinates of the unit graph

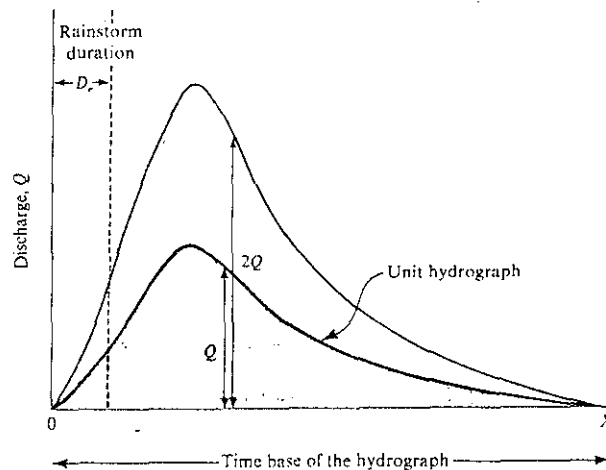


Figure 10-30 A unit hydrograph (shaded) and a hydrograph consisting of 2 inches of runoff, obtained by doubling the ordinates of the unit hydrograph on a fixed time base.

by the ratio of the storm runoff volume to one inch of runoff, as indicated in Figure 10-30.

Theoretically, one should compute a unit hydrograph for each storm duration. In practice, this is not necessary, though sometimes several unit hydrographs of different durations are derived for a basin by grouping storms into categories according to their length. We will show later how unit hydrographs of any duration can be calculated once a graph is derived for one duration. Unit hydrographs are often derived for durations of the most common or most critical storms in a region. Figure 10-31 shows the durations of storms for which unit hydrographs have been successfully constructed by various authors. For basins of less than 10 square miles, the storm duration is commonly taken as one-third to one-quarter of the time of concentration, or as 20–25 percent of the lag to peak. These are only rough guidelines, however, and should be checked in the region of application. The choice of an appropriate storm duration comes down to a matter of the one that gives the most consistent unit hydrographs over a number of storms. It should be remembered that the duration to which we are referring is that of the *rainstorm* generating the unit hydrograph, *not* to the duration of the hydrograph. A 6-hour unit graph is one that results from a 6-hour rainstorm; the duration of the resulting storm runoff may exceed 24 hours.

Unit hydrographs are constructed using the following steps (see Typical Problem 10-15):

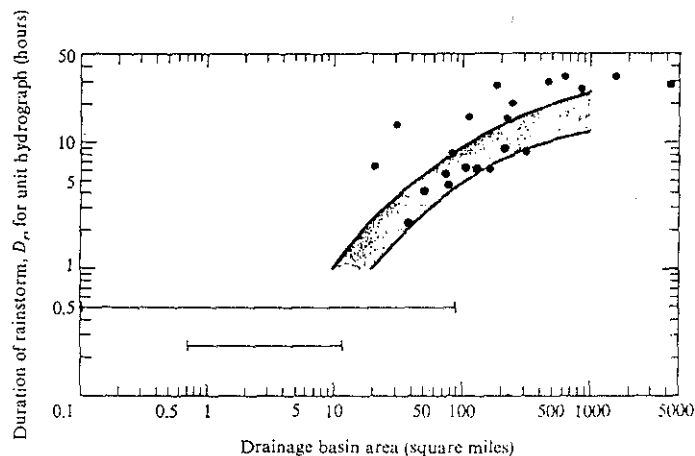


Figure 10-31 Storm durations that have been used successfully for deriving unit hydrographs from catchments of various sizes. The shaded area indicates a range of commonly used durations; the other data are from particular basins in the South Atlantic states (solid square, ■), the North Atlantic states (solid circles, ●), Texas and California (bars). (Data from Snyder 1938, Taylor and Schwarz 1952, Espey et al. 1966, Rantz 1971.)

1. Choose four or five hydrographs from storms of intense, moderately uniform rain.
2. Plot each hydrograph on a sheet of graph paper, and separate the stormflow and baseflow by one of the techniques illustrated in Figure 10-4.
3. By use of a planimeter or by counting squares on the graph paper, or from the tabulated stream record if one is available, compute the total amount of stormflow in inches.
4. Reduce the ordinates of the stormflow graph to their equivalent values for 1 inch of runoff by dividing each ordinate by the ratio of the total amount of stormflow to 1 inch.
5. Plot the reduced hydrographs and superimpose them, each hydrograph beginning at the same time.
6. Fix the peak of the unit hydrograph by computing the average discharge of all the peaks, and their average time of occurrence.
7. Sketch the unit hydrograph to conform to the average shape of the reduced hydrographs, passing through the computed peak and having a volume of 1.0 inch.

If hydrographs with more than one peak are used, the method of derivation becomes rather complicated (see Collins 1939).

Prediction of the hydrograph of a future storm from the unit hydrograph requires an estimate of the probable volume of stormflow by the techniques discussed earlier in this chapter. If a prediction is made that a certain rainstorm will generate 2.5 inches of stormflow, the ordinates of the unit hydrograph are multiplied by 2.5, and the storm runoff thus computed is added to the estimated baseflow to produce the desired hydrograph.

Unit Hydrographs for Storms of Various Durations

If a 2.5-hour storm generating 1 inch of storm runoff is followed immediately by another of equal length, producing the same amount of runoff, the result will be as shown in Figure 10-32. A second unit hydrograph is produced, which lags the first one by 2.5 hours, and the discharge of the second is added to that of the first. The result is a hydrograph of 2.0 inches of runoff generated by a 5-hour rainstorm. If the ordinates of this graph are halved, one obtains the unit hydrograph (1.0 inch of stormflow) for a 5-hour storm.

This method can be extended by adding many successive 2.5-hour unit hydrographs to obtain Figure 10-33. The resulting hydrograph is known as the *summation-curve*, or *S-curve* for a 2.5-hour unit hydrograph. It represents the hydrograph from an infinitely long rainstorm generating direct runoff at a rate of 0.4 in/hr (i.e., the same rate of runoff as in a 2.5-hour unit hydrograph). From the *S-curve* can be obtained the unit hydrograph for any other

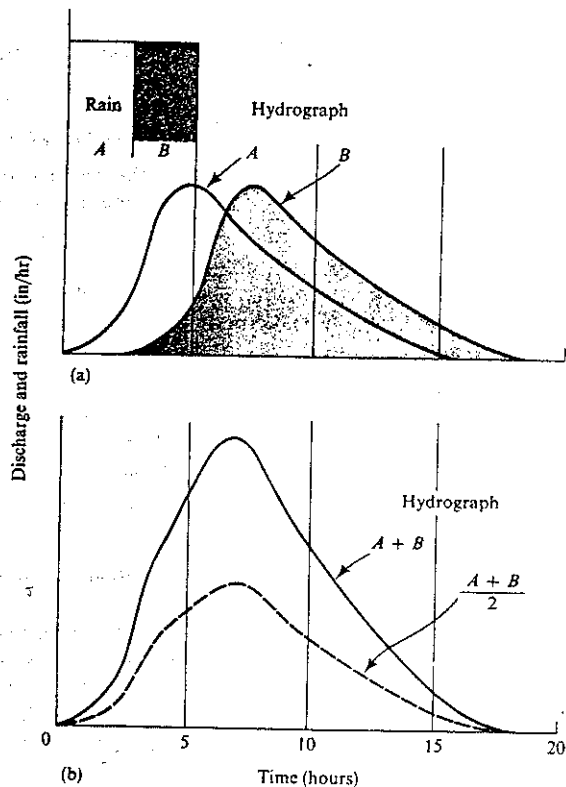


Figure 10-32 (a) Two consecutive storms, each lasting 2.5 hours, produce unit hydrographs A and B. (b) In the channel these are added to produce hydrograph A + B, the area under which is 2 inches. Halving the ordinates of the 2-inch hydrograph gives the unit hydrograph for a 5-hour storm $(A + B)/2$.

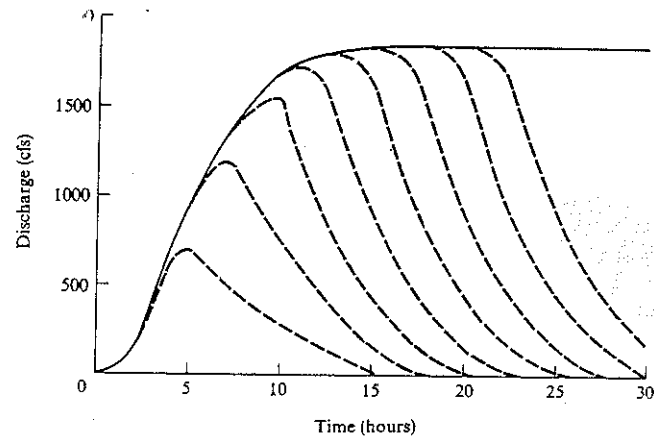


Figure 10-33 S-curve, or summation-curve, derived by adding successive 2.5-hour unit hydrographs from Figure 10-32.

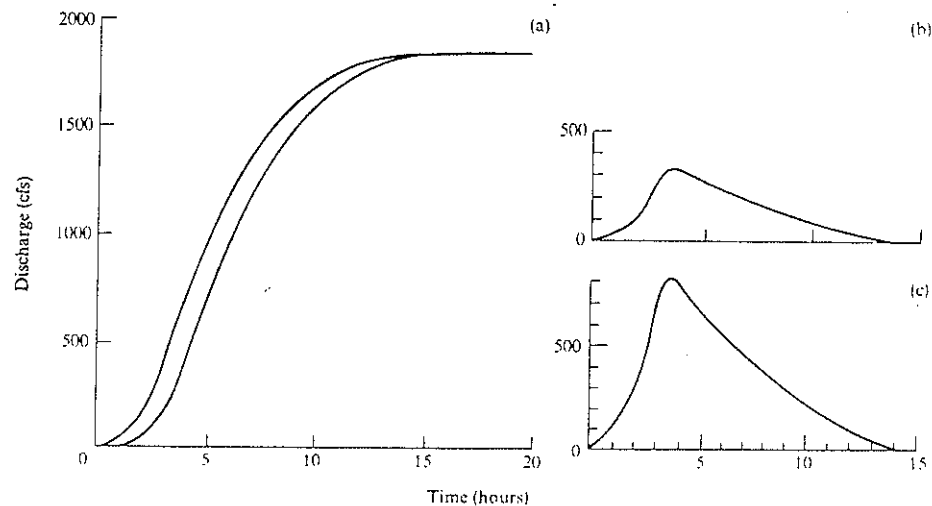


Figure 10-34 Construction of unit hydrographs for a chosen storm duration of one hour. (a) Two S-curves for a 2.5-hour storm offset by 1 hour. (b) Subtraction of S-curves in (a) gives a hydrograph of 0.4 inches of runoff produced by a 1-hour storm. (c) Multiplication of ordinate values of (b) by 2.5 gives a 1-hour unit hydrograph (volume of runoff is 1 inch).

duration. For periods greater than 2.5 hours the procedure of adding unit hydrographs to obtain one with a longer duration is outlined above. Hydrographs with shorter durations (say, 1 hour) can be obtained by a process of subtracting S-curves. Two such S-curves, representing runoff rates of 0.4 in/hr, can be offset by 1 hour, as shown in Figure 10-34(a). The differences between the ordinates of the two curves gives the ordinates of a hydrograph consisting of 0.4 inches of runoff (Figure 10-34(b)). The multiplication of these ordinates by 2.5 gives the 1-hour unit hydrograph for the basin (Figure 10-34(c)).

Synthetic Unit Hydrographs

Despite the large number of streams that are gauged in the world, most planning problems involve ungauged basins. Estimates of the unit hydrograph for an ungauged stream can be made if the information derived from the analysis of gauging records on other streams is regionalized. This is done by constructing *synthetic unit hydrographs*. Unit hydrographs are computed for the gauged streams in an area, and the lag, peak, and duration of these hydrographs are related to geomorphic parameters of the catchment, such as drainage area, channel gradient, and drainage density. These geometric characteristics of the catchment represent the constant factors that affect the storage and transmission of a volume of runoff generated by a rainstorm, and thereby control the temporal distribution of storm runoff. Once correlations have been established between geomorphic variables and the characteristics of the unit hydrograph, an estimate of these latter characteristics can be made for ungauged basins from a few measurements of their physical geography. If the correlations include some variables related to human activity, then the synthetic unit hydrograph technique can also be used to predict the hydrologic consequences of development. This will be illustrated later by examples of synthetic unit hydrographs for urban catchments.

The procedure for developing synthetic unit hydrographs was introduced by Snyder (1938), who correlated the timing and peak rates of hydrographs derived for basins in the Appalachian Mountains with measures of the physiography of the catchments. The most important parameter that must be estimated for a synthetic unit hydrograph is the time lag (t_p) between the center of mass of the rainstorm and the peak of the hydrograph. For catchments varying in size from 10 to 10,000 square miles, Snyder was able to correlate this lag to peak with the length of the drainage basin in a form expressed in the following equation:

$$t_p = C_r(LL_c)^{0.3} \quad (10-8)$$

where t_p is the lag to peak (hours), L is the length of the mainstream from outlet to divide (miles), and L_c is the distance from the outlet to a point on the stream nearest the centroid of the basin (miles). The coefficient, C_r , varied from 1.8 to 2.2 in Snyder's study of Appalachian basins, with the lower values generally being associated with steeper basins, as expected.

In other regions the same general form of equation has been used and a new coefficient obtained to represent local physiographic conditions. Values of C_r mentioned in the literature vary from 0.3 for very steep mountain basins to 8 or 10 for lowlands. In many regions, however, we have been able to obtain good correlations between lag to peak and the area of the catchment, as shown for two regions in Figure 10-35. Such a graph can be rapidly constructed after measuring the lags on a few hydrographs generated by moderately uniform storms of the appropriate duration. In that figure it can be seen that the runoff process affects lag time for basins of the same drainage

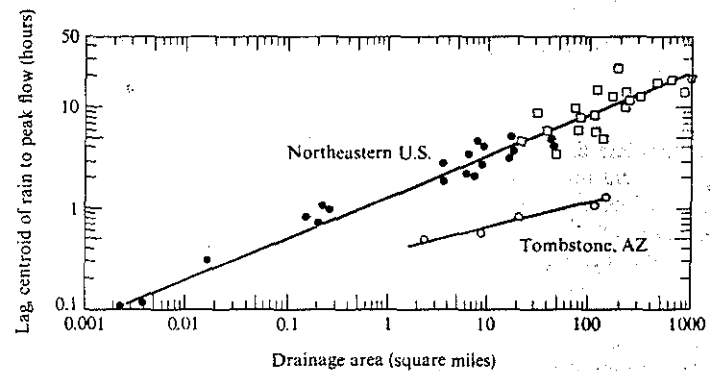


Figure 10-35 Lag to peak as a function of drainage area. The upper curve is for some basins in northeastern United States where variable-source contributions with large amounts of saturation overland flow occur. The lower curve is for basins in Arizona, where Horton overland flow occurs. Data apply to rural conditions. The open squares represent data from Taylor and Schwartz (1952). Solid circles are from the Sleepers River Experimental Watershed, northeastern Vermont, and the open circles are from Experimental Watersheds of the U.S. Department of Agriculture at Tombstone, Arizona.

area. In the northeastern United States, moist soils near stream channels become saturated and contribute the storm runoff. In Arizona, Horton overland flow dominates, and runoff follows rainfall more quickly. The lag of storm runoff generated by different processes is discussed further by Dunne (1978).

The duration of the rainstorm generating each unit hydrograph in Snyder's Appalachian study was related to the lag to peak in the following manner:

$$D_r = 0.18t_p \quad (10-9)$$

where D_r is duration in hours. Again, this relationship is not necessarily appropriate for other regions. The data of Taylor and Schwarz (1952), for example, suggest that for basins larger than 20 square miles, D_r and t_p should be approximately equal in New England. The peak discharge of the unit hydrograph for storms of duration D_r was found by Snyder to be correlated with the drainage area as

$$Q_{pk} = \frac{C_p A}{t_p} \quad (10-10)$$

where Q_{pk} is the peak discharge of the unit hydrograph (cfs), A is the drainage area (mi^2), and C_p is a coefficient ranging from 370 when C_r is high to 440 when C_r is low, and averaging 405.

The time base, or duration, of the unit hydrograph was correlated with the lag to peak as

$$t_b = 72 + 3t_p \quad (10-11)$$

where t_b is the time base of the unit hydrograph (hours). This equation is obviously not valid for small catchments that have hydrographs of about one day's duration, but in large basins its use will not usually cause large errors, especially in humid regions with significant drainage of subsurface stormflow. Taylor and Schwarz (1952), who worked in the central and northern Appalachians, suggest the expression

$$t_b = 5(t_p + 0.5D_r) \quad (10-12)$$

In small catchments the Soil Conservation Service method described on page 342 should give better results since it was developed from data on small catchments. Again, however, the estimated values should be checked against some measured hydrographs from basins in the region of interest.

In order to define a unit hydrograph from a storm of different duration, say D_R , the lag to peak t_{pR} was found by Snyder to equal

$$t_{pR} = t_p + 0.25(D_R - D_r) \quad (10-13)$$

This lag time is then substituted into Equations 10-10 and 10-11 to obtain the peak and duration of the new unit hydrograph. Snyder's equations have been tested elsewhere, and their general form is applicable to unit hydrographs from other regions. To obtain good estimates of the lag and peak, however, unit hydrographs from gauged basins in the region should be used to evaluate C_t , C_p , and D_r .

Some treatments of the synthetic unit hydrograph evaluate the lag from the centroid of rainfall to the centroid of runoff. This lag is often correlated with the ratio L/\sqrt{S} , where L is the mainstream length and S (ft/mi) is the slope of the main channel between points located 10 and 85 percent of the length (L) upstream from the basin outlet. This quotient can then be used to obtain centroid lags for synthetic unit hydrographs (see, for example, Carter 1961, and Figure 10-26).

The centroid lag can also be estimated from the drainage-basin area as indicated in Figure 10-36, in which the lag to centroid is plotted. Again the differences between regional curves reflect differences of runoff processes and various physiographic characteristics. Plotting of centroid lags for a few hydrographs from a range of catchment sizes will define the curve for a region.

There is a wide enough variation among the empirical formulas for lag time that it is not obvious which should be used in a particular circumstance. For example, in Figure 10-36 there is a threefold difference in lag time for an area of one square mile, depending on whether the runoff is generated by saturation overland flow from variable sources or by Horton overland flow. Even larger lags occur where subsurface stormflow is the dominant source

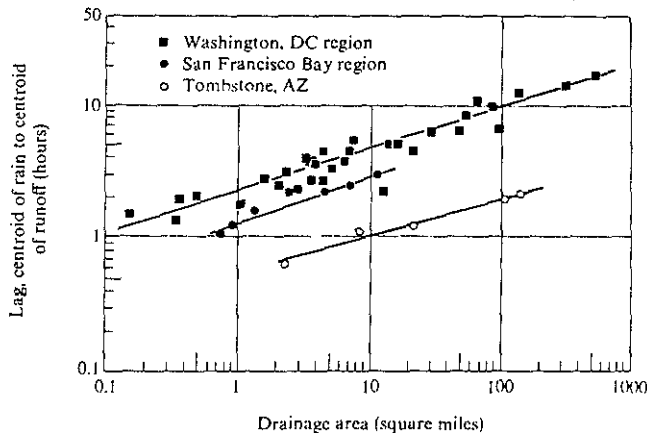


Figure 10-36 Lag, t_c , between centroids of rainfall and runoff as a function of catchment size in three rural regions. Measuring lag time to centroid of runoff gives larger values of lag than when the measurement is made to hydrograph peak. Data are for rural conditions. (Data from Anderson 1970, Rantz 1971, U.S. Department of Agriculture publications.)

of storm runoff. A planner may not know which of the processes dominates in the area of concern. Streamflow records may be numerous, but if climatic conditions vary greatly over short geographic distances as in parts of California, the choice among gauging stations may be difficult. Also, the gauging station records probably apply to drainage areas considerably larger than those with which many planners deal. Confidence can be increased greatly by a direct observation of lag time on the area being studied. The technique is easy on very small basins. A single rainstorm is sufficient to obtain usable results.

A staff gauge is placed in the channel of the basin of interest. The gauge plate need not be of enameled metal as at gauging stations. A yardstick, meter stick, or stick of wood marked with a scale having graduations to 0.2 foot can be used. It is driven into the channel bed in a straight reach of channel and supported by diagonal braces above the expected water surface.

Lag to peak can be determined by plotting the gauge height and rainfall against time through a storm. A plastic rain gauge is installed in an open area, not shaded by trees, in the vicinity of the gauge plate. If a cheap plastic rain gauge is not available, any tin can may be used.

During a rainstorm, rain gauge readings should be made at 10-minute or 15-minute intervals, and if the basin under study is 0.1 of a square mile or less, the staff gauge should be read about every 3 minutes. The time of reading the staff gauge and the rain gauge should be recorded.

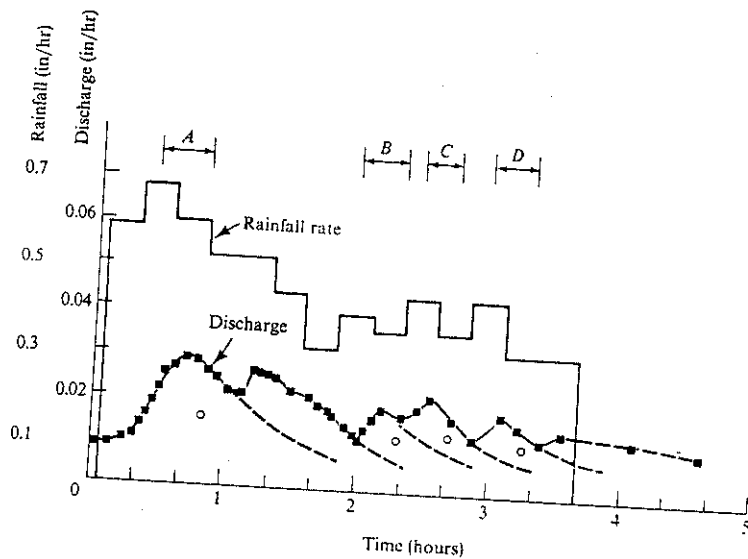


Figure 10-37 Hyetograph and hydrograph for a storm on Cerrito Creek at Leopold's house, Berkeley, California, an urbanized area of 0.068 sq mi. The data from this storm furnished four estimates of centroid lag, *A-D*, the average of which is 20 minutes. The lag to peak is 11 minutes.

Figure 10-37 presents data obtained in this way for a storm on February 29, 1976. The basin observed is Cerrito Creek at Leopold's home, Berkeley, California, where the area of the basin, mostly urbanized, is 0.068 square miles. The rain gauge was read at intervals of 15 minutes and the staff gauge every 3 to 4 minutes during a storm that lasted 3 hours. Each solid square on the diagram represents a staff gauge reading. Four bursts of rainfall caused identifiable rises in the stream discharge.

The dashed lines are an estimate of how runoff would have receded following each rise if the rainfall had ceased at that time. The open circles within the hydrograph area indicate the positions of the centroid of runoff for each individual hydrograph rise.

The time lags between the center of each rainfall burst and the centroid of resulting runoff are labeled *A* to *D*. The average of these four estimates of lag is 20 minutes. Plotting this lag in Figure 10-36 at a drainage area of 0.068 square miles places the point at a slightly smaller lag time than would be expected from the extrapolation of the San Francisco Bay region curve. This is logical because Cerrito Creek Basin is urbanized, whereas the Bay region curve applies to rural conditions.

The procedure for developing synthetic unit hydrographs by the methods of Snyder and others, then, is as follows:

1. The required geomorphic parameters of the basin are measured from maps.
2. The lag to peak of the unit hydrograph is calculated from an equation with the same form as Equation 10-8, from a regional relationship such as those shown in Figure 10-35, or from a field measurement.
3. The duration of the unit storm is calculated from Equation 10-9. If this is the duration of interest in the planning problem, proceed to the next step. If not, the lag to peak is calculated for the desired duration using Equation 10-13.
4. The peak discharge of the unit hydrograph is calculated from Equation 10-10, with or without the modification for storm duration. The value of C_p should be checked for the region if at all possible.
5. The time base of the unit hydrograph is calculated from one of the methods described above and is checked against field observation if possible.
6. The centroid of rainfall ($0.5D$, after the onset of rain), the lag to peak (t_p), peak discharge (Q_{pk}) and time base (t_b) are plotted on a sheet of graph paper, and the unit hydrograph is sketched through the three points to encompass an area representing a storm runoff volume of one inch, as shown in Figure 10-38. As an aid to sketching the hydrograph, the U.S. Army Corps of Engineers has developed two empirical formulas for estimating the width

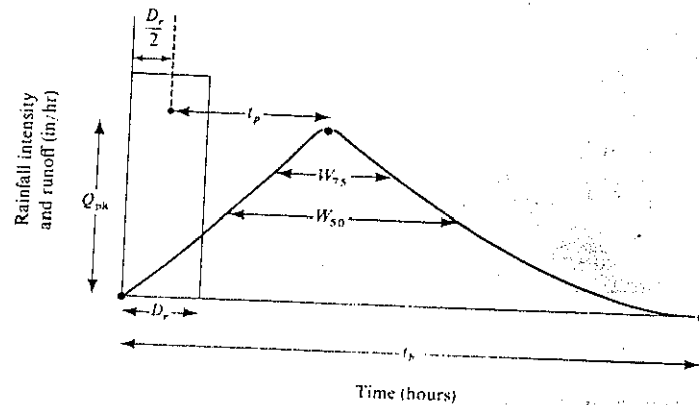


Figure 10-38 Construction of the synthetic unit hydrograph. It is obtained by plotting the three points shown by solid circles, which are evaluated by the methods described in the text. The hydrograph is then sketched through these points and is adjusted to encompass an area representing one inch of runoff. All symbols are defined in the text.

of the unit hydrograph at discharges equal to 50 percent and 75 percent of the peak. The relationships are

$$W_{75} = \frac{440A}{Q_{pk}^{1.08}} \quad (10-14)$$

$$W_{50} = \frac{770A}{Q_{pk}^{1.08}} \quad (10-15)$$

where W_{75} , W_{50} = width of the unit hydrograph at discharges equal to 75 and 50 percent of the peak (hours), A is the drainage area (square miles), and Q_{pk} is the peak discharge.

7. The desired baseflow is added to the storm hydrograph.

The U.S. Soil Conservation Service (1972) by the study of unit hydrographs from a large number of small drainage basins has developed modifications of the synthetic unit hydrograph technique. These methods are most suited to drainage areas of less than 100 square miles. The simplest method is an approximation of the unit hydrograph by a *triangular unit hydrograph*, illustrated in Figure 10-39 and derived as follows:

From the area of the triangle in Figure 10-39, the volume of runoff, R (inches), is equal to

$$R = \frac{Q_{pk}T_p}{2} + \frac{Q_{pk}T_r}{2}$$

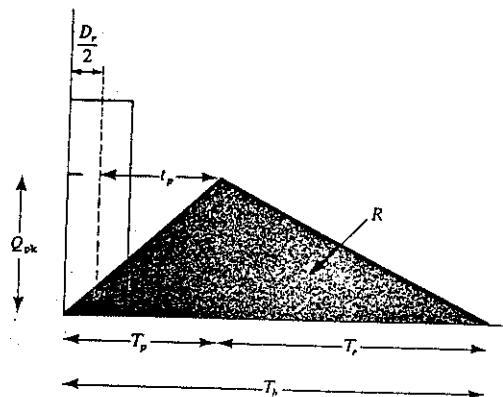


Figure 10-39 The triangular unit hydrograph as defined by the U.S. Soil Conservation Service, where R is the volume of storm runoff (in), Q_{pk} is the peak rate of runoff (in/hr), T_p the time of rise to the peak (hr), T_r the duration of the recession limb (hr), T_b the time base or duration of rainfall excess. Note the slight differences in the symbols used in this diagram and in Figure 10-38.

where Q_{pk} is peak discharge (in/hr), T_p is time duration of the rising limb, and T_r is duration of the recession limb. Therefore,

$$Q_{pk}(\text{in/hr}) = \frac{2R}{T_p + T_r} \quad (10-16)$$

Examination of a large number of hydrographs from small agricultural basins throughout the United States led to the empirical generalization that

$$T_r \approx 1.67T_p \quad (10-17)$$

This generalization should be checked before application to a specific region, but since the coefficient 1.67 is low by comparison with coefficients from most regions in which we have worked, its use will give results on the safe side for design purposes.

Substituting Equation 10-16 into Equation 10-17 yields

$$Q_{pk}(\text{in/hr}) = \frac{0.75R}{T_p} \quad (10-18)$$

The coefficient varies from about 0.5 for flat, swampy catchments to 0.9 for mountains, as the ratio of T_p to T_r changes somewhat from that indicated in Equation 10-17. To convert from inches per hour to cfs, Equation 10-18 is multiplied by 645.3 and the basin area (1 in/hr = 645 cfs/sq mi), giving

$$Q_{pk}(\text{cfs}) = \frac{484.1R}{T_p} \quad (10-19)$$

The time of rise, T_p , consists of one-half the duration of rainfall ($0.5D_r$) plus t_p , the lag between the centroid of rainfall and the peak of the hydrograph. Another empirical generalization developed by the Soil Conservation Service for small drainage basins is that the lag to peak, t_p , is approximately equal to $0.6t_c$, where the time of concentration can be estimated from Equation 10-3. Therefore,

$$T_p = 0.5D_r + 0.6t_c \quad (10-20)$$

and

$$Q_{pk} = \frac{484.1R}{0.5D_r + 0.6t_c} \quad (10-21)$$

Again, it is usually better to measure t_p or to estimate it from the drainage area, as indicated in Figure 10-35. A good indication of the form of such a relationship for small agricultural basins can be obtained from the hydrographs published by the U.S. Department of Agriculture in their annual publication *Hydrologic Data for Small Agricultural Watersheds in the United States*. Some of the lag values derived in this way are strikingly different from those obtained by using the hypothetical time of concentration. If the duration of the appropriate unit storm is not known, it can be estimated as one-third to one-quarter of the lag to peak.

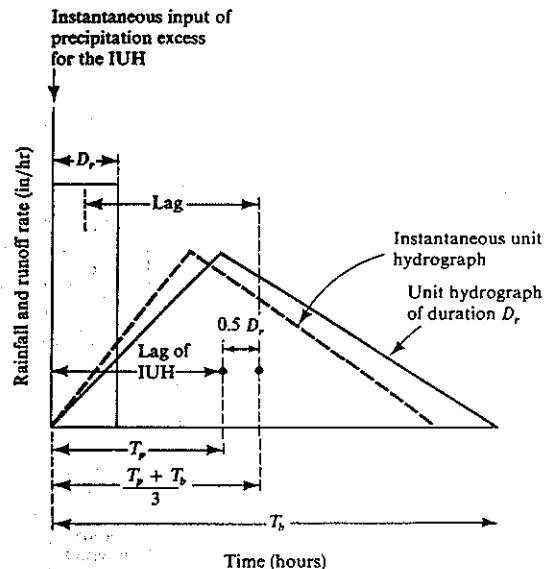


Figure 10-42 Basic triangular unit hydrograph and instantaneous unit hydrograph (IUH) used by Rantz (1971). The symbols are defined in the text. The solid circles represent the centroids of the two unit hydrographs, and it can be seen that the two hydrographs have the same lag between the centroids of rainfall and runoff.

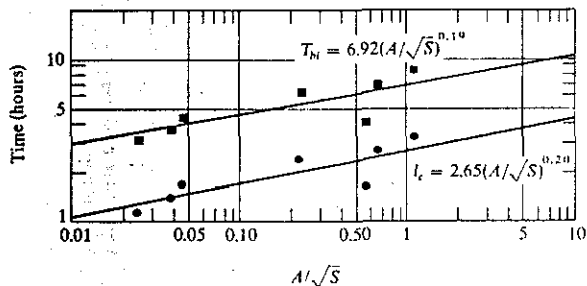


Figure 10-43 The centroid lag (l_c) and the duration of the unit hydrograph (T_b) of the instantaneous unit hydrograph are related to the area and channel slope in rural catchments of the San Francisco Bay region. Drainage basin area (A) is expressed in square miles, and the channel slope (S) is measured in ft/mi between points located 10 and 85 percent of the distance along the channel from the outlet. (From Rantz 1971.)

Rantz then correlated the centroid lag of the instantaneous unit hydrographs from gauging stations with the characteristics of the gauged basins, as shown in Figure 10-43. With an estimate of the lag, Rantz was then able to construct the instantaneous triangular unit hydrograph. His usage, however, is slightly different from that of the Soil Conservation Service described previously. Recall that he could estimate the lag from basin characteristics. Because the hydrograph is a triangle, the time from the start of runoff in Figure 10-42 to the centroid of the hydrograph is equal to $(T_p + T_b)/3$. Therefore,

$$l_c = \frac{T_p + T_b}{3} - \frac{D_r}{2}$$

But since D_r for the instantaneous unit hydrograph is infinitesimally small, the last term is zero and

$$T_{pi} = 3l_c - T_{bi}$$

where the i -subscripts refer to the instantaneous unit hydrograph.

When the instantaneous unit hydrograph is used to obtain a unit hydrograph for a storm of finite duration, the subtractions of D_r and $0.5D_r$, described earlier are simply reversed and

$$T_b = T_{bi} + D_r \tag{10-22}$$

$$T_p = T_{pi} + 0.5D_r \tag{10-23}$$

The duration of precipitation excess, D_r , that should be used is one that lies between $0.2T_p$ and $0.33T_p$, according to Rantz.

Because the area under the triangle in Figure 10-42 represents one inch of runoff, T_b can now be used to calculate Q_{pk} from equations like 10-16 and 10-19:

$$Q_{pk}(\text{cfs}) = \frac{2 \times 1(\text{in}) \times 645.3(\text{cfs}/\text{mi}^2/\text{in}/\text{hr}) \times A(\text{mi}^2)}{T_b(\text{hr})}$$

$$Q_{pk} = \frac{1290.67A}{T_b} \tag{10-24}$$

In applying the triangular synthetic unit graph for predictions the hydrologist must examine some local hydrologic records and decide what storm durations produce the critical floods in the drainage basins of interest. Most often, in the small drainage basins of interest to planners, the critical design storms are those of relatively short duration and high intensity. It seems appropriate to use a storm with a duration approximately equal to the centroid lag because by this time the area contributing runoff to the outlet will be a maximum. Note that we are now discussing the duration of some future design storm, *not* the duration, D_r , of the storm for which the triangular unit hydrograph was constructed. Rantz suggests using a storm duration of the next hour larger than the centroid lag. After choosing the

The triangular unit hydrograph is a useful tool for small basins, especially on agricultural lands and where Horton runoff conditions dominate the storm hydrograph. For most design purposes the triangular approximation to the true hydrograph form is acceptable. The technique is deceptively simple, however, and the results should be checked against field observations of flows wherever possible. When more detail is needed in the form of the unit hydrograph, the Soil Conservation Service uses a *dimensionless unit hydrograph*, illustrated in Figure 10-40, and derived from a variety of small catchments, differing in size and physiography. It is used by first calculating Q_{pk} and T_p from one of the methods described previously and obtaining other values of time and discharge for the hydrograph as ratios to Q_{pk} and T_p from the figure.

The dimensionless unit hydrograph discussed above is comparable to the dimensionless hydrograph of Langbein (1940) (see Figure 10-41) in which the time scale is in percent of centroid lag (L_c) rather than percent of the rising limb duration (T_p). In the Langbein graph the peak of the hydrograph occurs at a time after the beginning of runoff equal to 60 percent of the lag between centroid of rain and centroid of runoff. The hydrograph base, or total time for runoff, is about 4.0 times the centroid lag. To use this average unit graph, one estimates lag time from a formula or from the graph in Figure 10-36, and having chosen the volume of runoff, the distribution of this volume into hydrograph form is accomplished by the use of the average unit graph (see Typical Problem 10-20).

The Soil Conservation Service triangular and dimensionless unit hydrographs employ a standard hydrograph form to all catchments. If the hydrologist does not want to rely on such a generalized procedure, he may adopt the approach described above but derive triangular hydrographs or a dimensionless unit hydrograph for his own region.

Rantz (1971) developed a slightly more complicated technique for rural and urban basins in the San Francisco Bay region, using a tool known as the *instantaneous unit hydrograph*. The next few pages draw heavily from Rantz's paper. In an earlier section referring to Figure 10-34, we introduced the procedure for changing the duration of the unit hydrograph by subtracting two S-curves. If the S-curves are brought closer and closer together, they will eventually be separated by only an infinitesimally small time increment. The difference between their ordinates (when multiplied by an appropriate factor) would then represent a hydrograph of one inch of runoff generated in an infinitesimal time period. The purpose of an instantaneous unit hydrograph is to provide some general relationships among principal hydrograph factors that can be applied to a storm of any short duration to obtain the unit hydrograph for that storm.

The development of such hydrographs is beyond the scope of this book, but Rantz obtained approximate instantaneous unit hydrographs for small basins from 15-minute unit graphs by subtracting a time interval equal to D_r (15 minutes) from T_b and subtracting $0.5D_r$ from T_p (see Figure 10-42). This does not change the centroid lag.

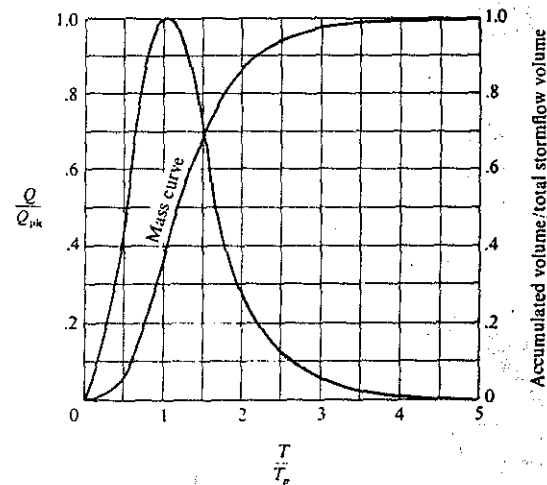


Figure 10-40 Dimensionless unit hydrograph and mass curve; the latter represents the accumulated area under the hydrograph. (From U.S. Soil Conservation Service 1972.)

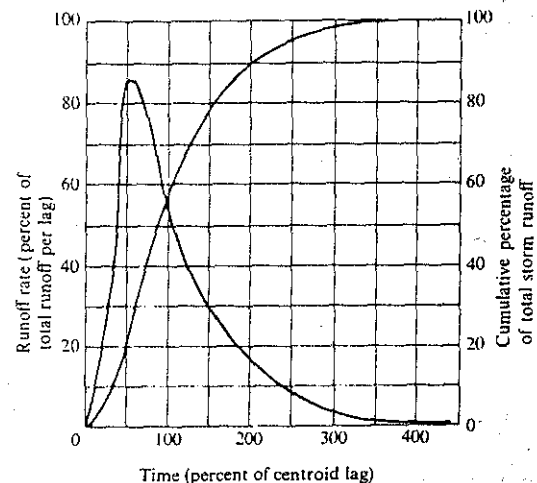


Figure 10-41 Langbein's summation graph and the derived unit hydrograph. (From W. B. Langbein 1940, *EOS, American Geophysical Union Transactions*, vol. 21, pp. 620-627. Copyrighted by American Geophysical Union.)

appropriate duration, one reads the total storm depth for the chosen recurrence interval from the rainfall intensity-duration-frequency curves described in Chapter 2.

The chosen rainstorm duration will then be divided into time increments equal to D_r (between $0.2T_p$ and $0.33T_p$), and the unit hydrograph will be constructed as described above and applied to successive increments of precipitation as previously described. It is necessary, therefore, to decide how the precipitation will be distributed during the design storm. In Chapter 2 we described mass curves of storm rainfall and presented a table used by Rantz, and based upon data from the U.S. Soil Conservation Service, for estimating the time distribution of precipitation during storms with durations ranging from one to six hours. The total storm duration can be divided into increments of D_r , and from the average mass curves, the rain falling in each increment can be obtained. It is wise to find characteristic mass curves of rainfall for one's own region from the National Weather Service, the Soil Conservation Service, or a similar agency.

The next step is to compute the volume of runoff (precipitation excess) that will be generated during each time increment by the chosen rainfall. This was described in an earlier section. The lag and time base of the instantaneous unit hydrograph for the basin are determined from Figure 10-43, and are altered to the corresponding parameters of the synthetic hydrograph for a storm of duration D_r by means of Equations 10-22 and 10-23. The peak of this synthetic unit hydrograph is then obtained from Equation 10-24, and the triangle is defined. Its ordinates are multiplied by the volume of stormflow generated in the first time increment D_r of the storm, as previously calculated.

We now have a hydrograph that would be generated by rainfall occurring in the first increment of the storm. The process is repeated for successive increments, and the hydrographs are added together to define the runoff pattern for the entire design storm.

The baseflow should then be added. Because critical large storms usually occur on wet antecedent conditions, the baseflow may be quite large and should be estimated with care, using the statistical or water-balance techniques discussed elsewhere in this text or preferably some field observations. For the San Francisco Bay region, Rantz considered baseflow as a fixed percentage of peak flow, as shown in Table 10-16.

By using design rainfalls of various recurrence intervals, the investigator can construct hydrographs for storms of various frequencies, including the probable maximum storm. The method is illustrated in Typical Problem 10-21.

Synthetic Unit Hydrographs for Urban Areas

Espey et al. (1966) derived 30-minute unit hydrographs for rural and urban basins in Texas. They then selected several parameters of these unit hydrographs (such as T_p , T_b , and Q_{pk}) and used multiple regression techniques

to relate each of these parameters to the length and gradient of the main stream, the extent of impervious cover, and the degree of alteration of the channels. The resulting equations can be used to predict changes in the unit hydrograph as the impervious area and channel improvements spread through the basin.

Rantz (1971) stated that almost all the studies of the effects of urbanization upon the unit hydrograph had shown centroid lags for completely urbanized basins to range from 10 to 50 percent of those for rural catchments. He therefore chose an average of 25 percent of the rural value for both the time to peak and the time base of the instantaneous unit hydrograph (i.e., for T_{pi} and T_{bi}). For partly urbanized basins he interpolated coefficients between 100 percent for a rural watershed and 25 percent for complete urbanization, as shown in Table 10-17. Note that "100 percent urbaniza-

Table 10-16 Baseflow for design floods in the San Francisco Bay region. (From Rantz 1971.)

RECURRENCE INTERVAL (YR)	BASEFLOW EQUALS PEAK DISCHARGE OF SURFACE RUNOFF TIMES THE PERCENTAGE LISTED BELOW
2	5
5	5
10	10
25	15
50	20
100	25

Table 10-17 Coefficients to convert T_{pi} and T_{bi} of the instantaneous unit hydrograph for rural catchments to those for urbanized catchments. (From Rantz 1971.)

PERCENTAGE OF CATCHMENT THAT IS URBANIZED	COEFFICIENT
0	1.00
10	0.92
20	0.85
30	0.78
40	0.70
50	0.62
60	0.55
70	0.48
80	0.40
90	0.32
100	0.25

tion" does not mean "100 percent impervious." Rantz suggests that in a fully urbanized region with a mixture of residential and business areas, about 50 percent of the basin is impervious. Once T_{pi} and T_{bi} are found for the urbanized basin, the time dimensions of the unit hydrograph for a finite time interval, D_r , can be obtained from Equations 10-22 and 10-23. The value of D_r selected should lie between $0.2T_p$ and $0.33T_p$, as in the rural case. The calculation of the unit hydrograph and the design hydrograph for a storm of any recurrence interval then proceeds as for rural basins. The volume of storm runoff for the urbanized catchment is calculated by the methods described in an earlier section of this chapter.

The synthetic unit hydrograph is a valuable tool for assessing the hydrologic effects of urbanization. For ungauged basins, the method allows the calculation of a spectrum of flood peaks if rainstorms of various frequencies and durations are used. From a planning map showing the future spread of urbanization through a catchment, it is possible to predict future changes in the storm hydrograph. Such predictions can be used to anticipate and avoid many problems, such as channel alteration, bridge and culvert failure, and the expansion of the flood-prone area into residential property that was previously safe. Synthetic unit hydrographs computed for various combinations of urban land use and flood-control methods can provide the planner with a quantitative indication of how best to limit the hydrologic impact of urbanization. We will consider some of the other tools he might need for this in the next section, and in Chapter 11 we will review some methods of flood control.

Flood Routing

Once a storm hydrograph has been calculated, other questions may be asked about it. What will happen to the peak rate and timing of runoff if the flood wave passes through a lake or reservoir or along a reach of channel? What will happen if flood waves move down two dissimilar tributary valleys and coalesce downstream? Such questions must often be asked when the probable effects of dams upon downstream floods are being considered, or when flood forecasts are made. Many engineering design problems, such as the planning of reservoir sites and of spillways on dams, the construction of levees, or the assessment of the probable effects of a flood-control dam on discharges past some community far downstream, also require a knowledge of the modifications of hydrographs as the flood wave moves downstream. Most planners, of course, will not be involved in the detailed design work for large engineering structures. They should, however, know the basic principles underlying such work so that they can communicate with the design team.

Some planners concerned with small areas are also finding that they need to make calculations of how flood waves move through small catchments and how they are affected by stormwater detention basins, farm ponds, and

similar structures. To do this, the planner must be familiar with the simplest techniques used by engineers for larger reservoirs and channels. For these reasons, the subject of *flood routing* is now introduced.

The beginning of this chapter described qualitatively how river channels, lakes, and artificial reservoirs modify the form of a flood wave. The modifications involve both storage and translation of the wave, and the group of methods used for calculating these effects are known as *flood-routing techniques*. Some of the methods available require detailed knowledge of the hydraulics of river channels, information that is costly and time-consuming to collect. Such information is not used in most planning problems, except where costly ventures are being considered. The most frequently used routing methods are based on the simple statement that the mass of storm runoff remains constant. During any time interval, the water that flows into a reach of channel or a lake must contribute both to the outflow and to a change in the volume of water stored in the channel or lake. The simplest case of routing a flood wave through a reservoir is considered first.

Reservoir Routing

For a chosen time interval, Δt , the equation of continuity for a reservoir can be written as

$$I \Delta t = O \Delta t + \Delta S \quad (10-25)$$

where I and O are the average rates of inflow and outflow for the time interval (cfs), ΔS is the change in storage during the time interval (ft^3 , or in cfs-hours), and Δt is the time increment being considered (hours).

The inflow and outflow rates are the averages of rates at the beginning and end of each time increment. The change in storage is the difference between the volumes in storage at the beginning and end of the time interval. If we use subscripts 1 and 2 to denote the beginning and end of each interval, we can rewrite Equation 10-25 as

$$\left(\frac{I_1 + I_2}{2} \right) \Delta t = \left(\frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t + \left(\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} \right) \Delta t \quad (10-26)$$

Equation 10-26 can be rewritten as Equation 10-27, which despite its odd-looking form is useful for our purpose:

$$\left(\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{O_2}{2} \right) \Delta t = \left(\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{O_1}{2} \right) \Delta t + \left(\frac{I_1 + I_2}{2} \right) \Delta t \quad (10-27)$$

For each time increment, all but one of the values in Equation 10-27 are known and can be used to compute the single unknown value, which is O_2 , the rate of outflow from the reservoir at the end of the time interval. I_1 and I_2 are the known rates of input to the reservoir (calculated by the unit hydrograph or a similar method). The storage at any time is related to the

Table 10-18 Evaluation of the storage-outflow relationship for a reservoir.

WATER ELEVATION ABOVE BOTTOM OF SPILLWAY (FT)	STORAGE ABOVE BOTTOM OF SPILLWAY (FT ³)	RATE OF OUTFLOW (CFS)	$\frac{S}{\Delta t}$ (CFS)	$\left(\frac{S}{\Delta t} - \frac{O}{2}\right)$ (CFS)	$\left(\frac{S}{\Delta t} + \frac{O}{2}\right)$ (CFS)
0	0	0	0	0	0
0.5	2,500,000	38	347	328	366
1.0	5,000,000	103	694	642	745
1.5	7,500,000	187	1041	947	1134
2.0	10,000,000	294	1388	1241	1535
2.5	12,500,000	390	1735	1540	1930
3.0	15,000,000	515	2082	1824	2339
3.5	17,500,000	645	2429	2107	2752
4.0	20,000,000	780	2776	2386	3166
4.5	22,500,000	930	3123	2658	3588
5.0	25,000,000	1080	3470	2930	4010

height of the water surface in the lake. The outflow rate is also related to the height of the water surface above the bottom of the outlet channel. Since both storage and outflow are related to the water level, they are related to one another. The definition of this relationship will be explained in the following text.

In summary, reservoir routing involves (1) the evaluation of the storage-outflow relationship for the reservoir; and (2) the application of the continuity equation in the form of Equation 10-27 for small intervals of time to relate inflow, storage, and outflow.

Suppose that the discharge rating curve* for the outlet of a reservoir has been evaluated by a set of simultaneous measurements of discharge and of the height of the water surface above the bottom of the outlet. From the discharge rating curve, we choose a range of water levels and tabulate them in the first column of Table 10-18. When the water level stands at each of these elevations, a calculable volume of water is in storage above the outlet. If the reservoir has vertical sides, this volume is simply the area of the water surface multiplied by the height of the water surface above the outlet. For gently sloping sides the volume-height relationship must be obtained from a topographic or hydrographic survey of the reservoir. To illustrate, we consider a vertical-sided reservoir with an area of five million square feet. The volumes in storage for each water surface elevation can then be calculated, as shown in column 2 of Table 10-18. The third column of the table can be read from the discharge rating curve for each selected value of the water

*A discharge rating curve for a channel cross section defines the relationship between discharge and water surface elevation; it will be discussed in more detail in Chapter 16.

level. The last three columns of Table 10-18 are derived from the first three for a fixed chosen time increment, Δt ; they are required for use in Equation 10-27. For the time increment in this problem we have chosen a value of 2 hours. Therefore, Δt in column 4 is 7200 seconds. For various water elevations we now have both the outflow rates and the two terms involving storage. We can plot these quantities against one another to define the storage-outflow relations as shown in Figure 10-44. Column 3 in Table 10-18 is the abscissa and columns 5 and 6 are ordinate values in the figure.

We are now ready to route an inflow through the lake. Suppose the one to be routed is that shown in Figure 10-45. From this inflow hydrograph we tabulate values of I_1 and I_2 , and of the average inflow rate $(I_1 + I_2)/2$ for each 2-hour increment, as shown in Table 10-19. If inflow and outflow rates are approximately equal before the flood wave enters the lake, the outflow rate is 90 cfs. These values are entered in the first line of Table 10-19. At the beginning of the second time interval, therefore, the discharge, O_1 , is 90 cfs and, according to Figure 10-44, this implies a value for $[S_1/\Delta t - O_2/2]$ of 580 cfs, which is entered in column 4 of the second line of Table 10-19. According to Equation 10-27, we obtain $[S_2/\Delta t + O_2/2]$ in the fifth column of the table by summing $(I_1 + I_2)/2$ and $[S_1/\Delta t - O_1/2]$ from columns 3 and 4. Returning to Figure 10-44 with the newly calculated value of $[S_2/\Delta t + O_2/2]$, we can read off the outflow rate at the end of the time interval and enter it in column 6 of Table 10-19. This outflow rate is the second point on our routed hydrograph and the new value of O_1 for the second time interval. It allows us to obtain a new value of $[S_1/\Delta t - O_1/2]$ for the next time interval. The process is repeated for each period as illustrated in Table 10-19, and the routed outflow hydrograph is plotted as the dashed line in Figure 10-45.

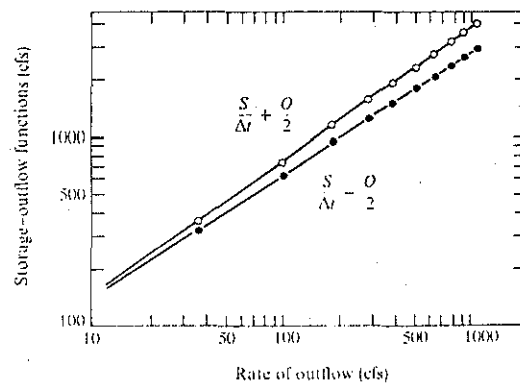


Figure 10-44 Storage-outflow relationships for a reservoir.

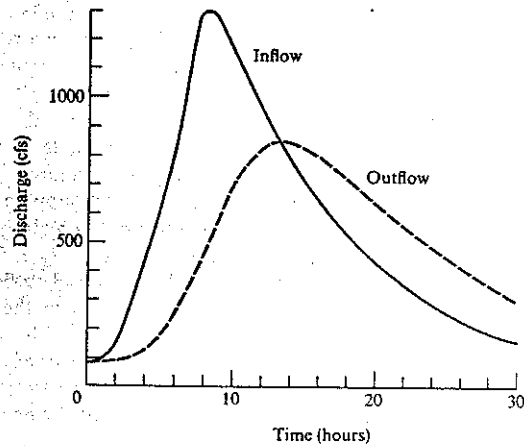


Figure 10-45 Hydrograph of inflow to a reservoir, solid line; and of outflow from reservoir, dashed line.

Table 10-19 Hydrograph routing of inflow through the reservoir.

TIME (HR)	INFLOW (CFS)	AVERAGE INFLOW OF TIME $\left(\frac{I_1 + I_2}{2}\right)$ (CFS)	$\left(\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{O_1}{2}\right)$ AT BEGINNING OF TIME INTERVAL (CFS)	$\left(\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{O_2}{2}\right)$ AT END OF TIME INTERVAL (CFS)	OUTFLOW (CFS)
0	90	—	—	—	90
2	145	118	580	698	94
4	440	292	595	887	132
6	835	638	741	1379	240
8	1300	1068	1100	2168	455
10	1175	1238	1690	2928	695
12	970	1072	2210	3282	815
14	790	880	2450	3330	840
16	650	720	2510	3230	800
18	535	592	2420	3012	725
20	445	490	2300	2790	640
22	365	405	2100	2505	560
24	300	332	1930	2262	485
26	245	272	1750	2022	420
28	205	225	1600	1825	360
30	170	188	1430	1618	305

If the lake level is below the outlet at the beginning of inflow, the water is simply accumulated in storage until it raises the level of the lake above the outlet.

Two main factors control the effect of the reservoir on the routed storm hydrograph. The first is the area of the reservoir, which controls the volume of storage for a given change of height. The second is the nature of the relationship between storage (represented by the elevation of the water surface above the bottom of the outlet) and the rate of outflow. If the outlet is a natural stream channel, the form of this discharge rating curve varies widely. On artificially controlled outlets, however, the storage outflow relationship can be designed to suit the purposes of the planner. If he wishes to pass the flood wave through the reservoir with relatively little attenuation, he might design a broad, low weir on the outlet. If he must strongly attenuate stormflow in a reservoir with a small surface area, he might decide to construct a high, narrow outlet, which would force the water to accumulate to a high level in the reservoir in order to pass flood discharges. Some stage-discharge relationships for typical outlets are listed in Table 10-20. On natural stream outlets the stage-discharge relationship is given by the rating curve of the channel (see Chapter 16).

Table 10-20 Stage-discharge relationships for typical reservoir outlets.

TYPE OF OUTLET	STAGE-DISCHARGE RELATIONSHIP*
Rectangular, sharp-crested weir without contractions	$Q = 3.33LH^{1.5}$
Rectangular, sharp-crested weir with contractions	$Q = 3.34LH^{1.47}$
Trapezoidal, sharp-crested (Cipoletti) weir with sides sloping at 4:1	$Q = 3.37LH^{1.5}$
Triangular, sharp-crested weir	
120° V-notch	$Q = 4.43H^{2.45}$
90° V-notch	$Q = 2.48H^{2.48}$
30° V-notch	$Q = 0.67H^{2.5}$
Rectangular, broad-crested weir	$Q = 2.7LH^{1.5}$, but with many variations depending upon the form of the crest
Natural stream, small channel below lake in Labrador	$Q = 14.3H^{1.34}$, but with many variations depending upon the form of the channel

* Q = outflow (cfs)

H = water elevation above bottom of outlet (ft)

L = width of rectangular outlet (ft)

Channel Routing

The most commonly used method of routing a flood wave from one point on a channel to some site downstream is the *Muskingum channel-routing method*, developed by G. T. McCarthy of the U.S. Army Corps of Engineers. As with the case of a reservoir, routing along a channel requires the use of the continuity equation and of a relation between storage (water surface elevation) and outflow. In a reach of channel, however, storage is a function of both inflow and outflow. Figure 10-46 shows a flood wave moving along a channel. Consider the volume of water in storage in the reach between stations A and B when the outflow from the reach (at A in Figure 10-46) is 10,000 cfs. On the rising limb of the hydrograph, the volume of water in storage is greater than at the same discharge on the falling limb. The difference between the two storage volumes on the rising and falling limbs will depend upon the form of the flood wave, and therefore upon both the rate of inflow to the reach and the rate of outflow.

It is possible to measure directly the volume of water in a long reach of channel (and valley floor at overbank flows) by making detailed topographic surveys and computing the volume of water in storage when the water surface stands at various elevations. More often, however, the amount of storage is obtained directly, through an analysis of measured hydrographs from the same storm at the upper and lower ends of the channel reach in question.

In natural channels the exact relationship between inflow, outflow, and storage is usually quite complicated, but the Muskingum channel-routing

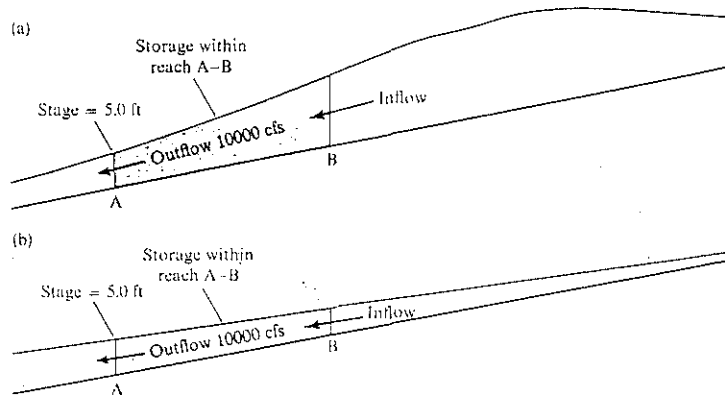


Figure 10-46 Profiles of water flowing in a channel reach during the rising limb of a flood wave (a) and the recession limb (b). Storage of water in the reach between A and B is greater on the rising limb than at the same outflow rate on the falling limb.

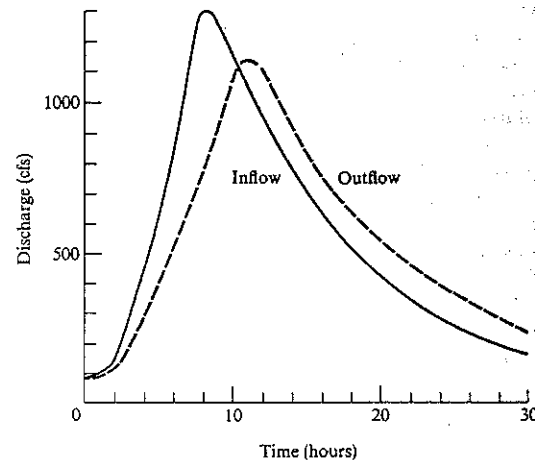


Figure 10-47 Inflow and outflow hydrographs for a reach of channel used to evaluate K and x in Equation 10-28.

procedure makes use of the simplifying assumption that the relationship can be approximated as

$$S = K[xI + (1 - x)O] \quad (10-28)$$

where K is a constant, whose units are those of time, and x is a factor that weighs the relative influences of inflow and outflow upon the storage.

The application of this equation to a large number of rivers has shown that the value of K approximates the travel time of the flood wave through the reach. This is to be expected because Equation 10-28 shows that K is a quotient between storage within the channel and some function of the rate of flow through the channel; i.e., K is an approximate "residence time." The weighting factor, x , expresses the amount of attenuation of the flood wave within the reach. In the extreme case of a true reservoir, the value of x is zero; i.e., storage is not related to inflow, and only the storage-outflow rating curve for the outlet need be defined. At the opposite extreme, if $x = 0.5$, inflow and outflow affect the storage equally, and the flood wave is simply translated through the reach without attenuation. These two extreme cases were discussed qualitatively at the beginning of this chapter. They can now be handled quantitatively. For most river channels, x lies between 0.1 and 0.3, indicating both attenuation and translation. The modal value is about 0.2, but the factor must be evaluated empirically for the reach in question. The constants, K and x , can be evaluated from simultaneous measurements of inflow and outflow for the reach, as illustrated below.

At any time the storage within the reach can be computed as the difference between the cumulative amounts of inflow and outflow. Given the observed inflow and outflow at the ends of a channel reach as plotted in Figure 10-47

and tabulated in Table 10-21, the storage is computed in columns 2 through 10 of the table. The average inflow and outflow rates for each time interval are listed in columns 3 and 7, the volumes of inflow and outflow are listed in columns 4 and 8, and the cumulative volumes of flow up to each time are entered in columns 5 and 9. Subtracting cumulative outflow from cumulative inflow gives the volume of storage in the reach at any time. The remainder of the table is used to calculate values of the weighted discharge $[xI + (1 - x)O]$ in Equation 10-28, using arbitrarily chosen values of x .

The numbers in column 10 can be taken as values for the left-hand side of Equation 10-28. Values of the right-hand side of that equation can be obtained by using various values of x , as shown in columns 11 through 16 of Table 10-21. Then, for each chosen value of x , S can be plotted against $[xI + (1 - x)O]$. According to Equation 10-28, there should be a linear relationship between the two variables, and the slope of the straight line should be K . This will only be true for the correct value of x ; other values of x will produce hysteresis loops, as shown in Figure 10-48(a).

Table 10-21 Evaluation of storage and weighted discharge for a reach of river.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
HOURLY I (CFS)	$\left(\frac{I_1 + I_2}{2}\right)$ (FT ³)	$\left(\frac{I_1 + I_2}{2}\right)\Delta t$ (FT ³)	CUMUL. INFLOW (FT ³)	O (CFS)	$\left(\frac{O_1 + O_2}{2}\right)$ (CFS)	$\left(\frac{O_1 + O_2}{2}\right)\Delta t$ (FT ³)	
0	90	—	0	90	—	—	
2	145	118	849,600	120	105	756,000	
4	440	292	2,102,400	175	148	1,065,600	
6	835	638	4,593,600	510	342	2,462,400	
8	1300	1068	7,689,600	760	635	4,572,000	
10	1175	1238	8,913,600	1070	915	6,588,000	
11	1060	1118	4,024,800	1140	1105	3,978,000	
12	970	1015	3,654,000	1100	1120	4,032,000	
14	790	880	6,336,000	930	1015	7,308,000	
16	650	720	5,184,000	750	840	6,048,000	
18	535	592	4,262,400	640	695	5,004,000	
20	445	490	3,528,000	550	595	4,284,000	
22	365	405	2,916,000	470	510	3,672,000	
24	300	332	2,390,400	400	435	3,132,000	
26	245	272	1,958,400	340	370	2,664,000	
28	205	225	1,620,000	280	310	2,232,000	
30	170	188	1,353,600	260	270	1,944,000	

The required value of x is indicated, then, by the narrowest loop, and the calculation and plotting must be repeated until a narrow loop is derived, as shown in Figure 10-48(b). A straight line through the points of this curve has a slope of K time units. In the example, two trials were sufficient to produce a tight loop indicating that 0.15 is the appropriate value of x . The slope of the line indicates that the value of K is 800,000 cubic feet per 100 cfs, or 8000 seconds. We have now defined the relationship between inflow, outflow, and storage and are prepared for the development of the routing technique itself.

Again, the method is based on the continuity equation, expressed for some time interval as

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} = \frac{S_2 - S_1}{\Delta t} \quad (10-29)$$

From Equation 10-28, we know that

$$S_2 - S_1 = K[x(I_2 - I_1) + (1 - x)(O_2 - O_1)] \quad (10-30)$$

(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
CUMUL. O (FT ³)	S (FT ³)	$[xI + (1 - x)O]$					
		$x = 0.10$			$x = 0.15$		
		xI	$(1 - x)O$	$[xI + (1 - x)O]$	xI	$(1 - x)O$	$[xI + (1 - x)O]$
0	0						
756,000	93,600	12	94	106	18	89	107
1,821,600	1,130,400	29	133	162	44	126	170
4,284,000	3,261,600	64	308	372	96	291	386
8,856,000	6,379,200	106	572	678	160	540	700
15,444,000	8,704,800	124	823	947	186	778	964
19,422,000	8,751,600	112	994	1106	168	939	1107
23,454,000	8,373,600	102	1008	1110	152	952	1104
30,762,000	7,401,600	88	914	1002	132	863	995
36,810,000	6,537,600	72	756	828	108	714	822
41,814,000	5,796,000	59	626	685	89	591	680
46,098,000	5,040,000	49	535	584	74	506	580
49,770,000	4,284,000	41	459	500	61	434	495
52,902,000	3,542,000	33	390	423	50	370	420
55,566,000	2,836,800	27	333	360	41	314	355
57,798,000	2,224,800	23	279	302	34	264	298
59,742,000	1,634,400	19	243	262	28	230	258

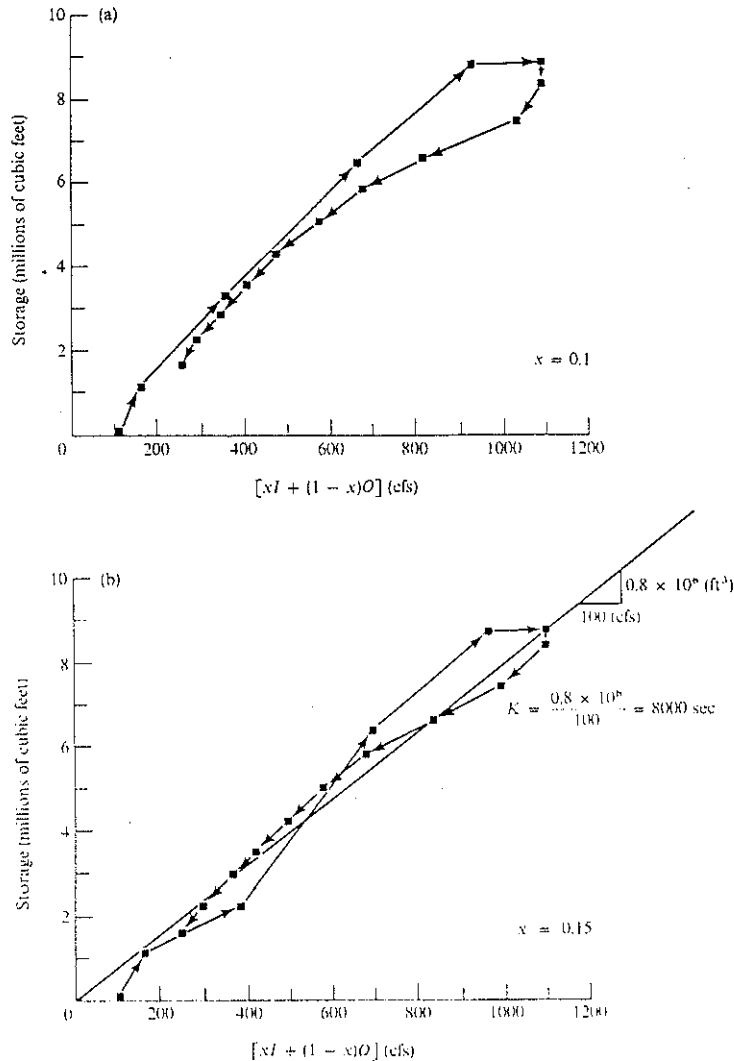


Figure 10-48 Two trials of the plot of storage in a channel reach as a function of weighted discharge, $[xI + (1-x)O]$, for two assumed values of x . (a) $x = 0.1$. (b) $x = 0.15$. The data for these graphs are listed in Table 10-21.

and combining this with Equation 10-29, we obtain

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad (10-31)$$

where

$$C_0 = -\frac{Kx - 0.5 \Delta t}{K - Kx + 0.5 \Delta t}$$

$$C_1 = \frac{Kx + 0.5 \Delta t}{K - Kx + 0.5 \Delta t}$$

$$C_2 = \frac{K - Kx - 0.5 \Delta t}{K - Kx + 0.5 \Delta t}$$

and where, as a check, $C_0 + C_1 + C_2 = 1.0$.

The value of O_2 for one time period becomes the value of O_1 for the next period. In the foregoing it is assumed that K and x are constant throughout the range of flows to be expected. If this is not so, they may have to be changed as the river rises, and the line shown in Figure 10-48 may become a curve. Once the values of K and x have been evaluated for a reach of river, they can be used to route hypothetical design hydrographs downstream.

The situation considered above is for a major channel with no important tributaries. If the unmeasured tributary area is small, its contribution to the inflow in Table 10-21 can be estimated without significant error. If large tributaries enter the channel, the inflow hydrograph on the main channel must be routed to the junction and added to the hydrograph from the tributary, and then the combined hydrograph is routed downstream.

A review of approximate methods of channel routing in more complicated field situations on large rivers is given by Lawler (1964).

In Figure 10-49 the solid curve represents the hydrograph of a flood entering the upper end of a channel reach, whose K and x values have been evaluated from an earlier runoff event, as shown in Table 10-21 and Figure 10-48. The new flood can then be routed along the reach of channel by using Equation 10-31 with the following values for the three constants:

$$C_0 = -\frac{8000(0.15) - 0.5(7200)}{8000 - 8000(0.15) + 0.5(7200)} = 0.23$$

$$C_1 = \frac{8000(0.15) + 0.5(7200)}{8000 - 8000(0.15) + 0.5(7200)} = 0.46$$

$$C_2 = \frac{8000 - 8000(0.15) - 0.5(7200)}{8000 - 8000(0.15) + 0.5(7200)} = 0.31$$

$$C_0 + C_1 + C_2 = 0.998$$

The routing procedure is illustrated in Table 10-22, and the result is plotted as the outflow graph in Figure 10-49.

Channel routing is widely used in flood forecasting and in the design of major structures. For the planner the principles involved should be under-

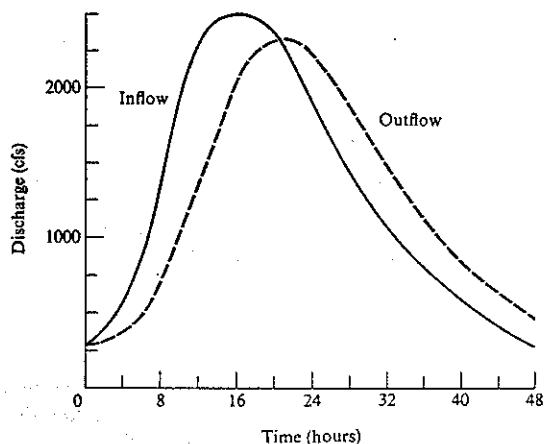


Figure 10-49 Inflow design hydrograph and routed outflow from a reach of channel.

Table 10-22 Calculation of the outflow hydrograph from the reach of channel with $K = 8000$ seconds and $x = 0.15$. The inflow is a previously calculated design hydrograph for the drainage basin above the inflow point at the upper end of the channel reach of interest.

HOUR	I (CFS)	$C_0 I_2$	$C_1 I_1$	$C_2 O_1$	O (CFS)
0	300	—	—	—	300
4	540	124	138	93	355
8	1340	308	248	110	666
12	2260	520	616	206	1342
16	2480	570	1040	416	2026
20	2370	545	1141	628	2314
24	1850	426	1090	717	2233
28	1410	324	851	692	1867
32	1050	242	649	579	1470
36	790	182	483	456	1121
40	590	136	363	291	790
44	420	97	271	245	613
48	290	67	193	190	450

stood because they provide a guide to the effect of changes made on small basins by urbanization, channelization, and other land alterations. But the technique is difficult to use in small basins because there seldom are two gauging stations along a small stream from which inflow and outflow hydrographs can be obtained for analysis. Even if by good fortune there exists a gauging station on the stream in the area of study, it is unlikely that a second station also exists on the same stream at another point sufficiently nearby to be used in deriving the storage-discharge relations.

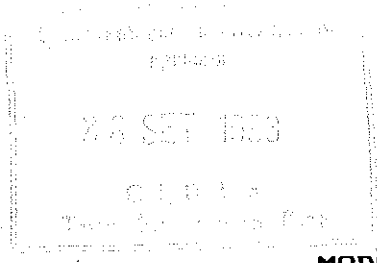
The authors are strongly of the opinion that the environmental planner should and can make field observations appropriate to the solution of a hydrologic problem even when the standard network of gauging stations, climatic stations, or other desirable data collection points do not exist in the study area. If the problem at hand includes the necessity of determining how a change of land use upstream will be felt at some downstream point on a channel, it is quite practical to make the observations necessary to obtain at least one inflow and outflow hydrograph for the channel length involved. To be sure, it requires waiting for a storm to occur and observations during the storm, but the results obtained are worth the effort if a good solution to the routing problem is important. There is also great satisfaction in the accomplishment. The procedure involves the following considerations:

Channel routing is easiest and most satisfactory if the reach of channel under consideration does not have any major tributaries entering it. A staff gauge should be installed at each end of the reach chosen. For a small basin it is often possible to find a channel length of one-quarter to one-half mile in which no important tributary enters. The staff gauges should be placed as far apart as tributary entrances allow. During low or moderate flow, at least one discharge estimate should be made at each staff gauge. A cross section at each staff is surveyed. For each an estimated rating curve can be constructed (see Typical Problems 16-1 and 16-3).

The investigator then waits until a storm of moderate size occurs, preparation having been made in advance for an observer to reach each staff gauge as early in the storm as possible. With synchronized watches, the observers read the water level at the staff gauges, plotting the observed readings as they are made until at least one simple hydrograph has been observed.

With one good hydrograph rise observed at the two locations and a rating curve available for each, the data necessary for flood routing are at hand. The procedure shown in Table 10-21 and Figure 10-48 is carried out, leading to a determination of a storage-discharge relation for the channel reach. If tributaries enter the reach of interest, they can also be gauged and their discharge added to the inflow to the reach.

In preparing for such an observational period, it is well to know in advance the probable time period elapsing from beginning of the hydrograph to the peak in order to plan the logistics of being at the gauge early enough in the storm. The relation of drainage area to lag time, Figure 10-35, provides a time estimate that is helpful.



CAPITULO 1

MODELACION HIDROLOGICA

Preparado por MSc Rafael Oreamuno

1.1 El Ciclo Hidrológico

Es esencial, tanto para los profesionales que laboran en funciones de planificación como para aquellos que trabajan con labores de diseño, el tener un marco conceptual de referencia con el cual analizar el impacto que una obra civil puede tener sobre el ambiente. Ese marco de referencia lo provee el ciclo hidrológico.

El ciclo hidrológico, esquematizado en la figura 1.1, describe el movimiento del agua a través de la atmósfera y sobre la superficie de la tierra. Durante su interminable ciclo del océano a la atmósfera a la tierra y de vuelta al océano, el agua se almacena temporalmente en ríos, lagos, suelos y acuíferos quedando así disponible para múltiples usos.

En el ciclo hidrológico, la energía solar evapora el agua de los océanos. Esta agua es transportada por los vientos sobre las masas continentales y, bajo condiciones atmosféricas favorables, una porción de ésta precipita, generalmente en forma de lluvia o nieve.

Antes de alcanzar la superficie de la tierra, un gran volumen de la precipitación es retenido en el follaje y ramas de la cobertura vegetal. Parte de éste se almacena en la superficie de las hojas durante el período de humedecimiento, lo cual conduce a un proceso de evaporación en una inmensa superficie expuesta. A este proceso, mediante el cual el agua es detenida por la vegetación y devuelta a la atmósfera por evaporación, se le conoce como intercepción.

Una vez que el agua llega a la superficie del terreno, parte es absorbida por el suelo. La parte de la precipitación que no es absorbida por éste, llena las depresiones del terreno y, eventualmente, cuando éstas se llenan, se inicia el proceso de flujo superficial.

El agua absorbida por el terreno, penetra las capas superiores del suelo y es retenida en éste por medio de las fuerzas capilares. Este volumen define el contenido de humedad de un suelo. Si el contenido de humedad aumenta y alcanza a satisfacer la capacidad de almacenamiento del suelo, el agua que se infiltre desplazará a aquella que era retenida, y ésta podrá entonces moverse lateralmente como

flujo subsuperficial o percolar hacia zonas más profundas hasta alcanzar la zona de aguas subterráneas, donde los poros del suelo o roca se hallan completamente saturados. De esta última zona el agua se mueva lentamente hacia ríos, lagos y pantanos, proveyendo el escurrimiento superficial durante la época de estiaje.

No toda el agua que se infiltra alcanza las corrientes superficiales o subterráneas. Parte de ella se almacena en las capas superiores del terreno y es devuelta a la atmósfera por evaporación directa o por transpiración a partir de las hojas de las plantas. Un volumen considerable de agua también se evapora a partir de las superficies de los ríos, lagos y pantanos.

Los procesos anteriormente descritos son los que definen el concepto clásico del ciclo hidrológico; sin embargo, este concepto del ciclo puede ser extendido para incluir el movimiento de sedimentos, agentes químicos, calor y biota contenidos en el agua. Desde este punto de vista, el ciclo hidrológico incluye todas las fases acuosas de los sedimentos, gases y minerales, calor y materia viviente. El elemento unificador de este concepto es el almacenamiento y transporte del agua y sus constituyentes. Esta definición extendida del ciclo hidrológico aumenta el valor de éste como marco de referencia para el análisis de los problemas que se presentan en los procesos de planificación.

Rocas expuestas a la superficie de la tierra se combinan con agua, gases (especialmente oxígeno y dióxido de carbono) y ácidos orgánicos, por medio de un conjunto de procesos geológicos conocidos como meteorización o desgaste. Los productos de estas reacciones físico-químicas son suelos y soluciones químicas. Estas últimas fluyen a través del suelo y de la zona de aguas subterráneas hacia los ríos, definiendo las propiedades químicas de los recursos hidráulicos y su conveniencia para ser aprovechados.

El suelo residual es eventualmente erosionado por procesos tales como: erosión por salpicadura, erosión laminar, erosión en surcos y deslizamientos, los cuales acarrear las partículas sueltas hacia los ríos, los cuales, a su vez, las transportan hacia el mar. El agente de transporte puede ser intermitente y por tanto, el material erosionado puede depositarse temporalmente en laderas de colina, canales o planicies de inundación de ríos o en lagos. La acción de la erosión, transporte y deposición de material meteorizado produce las formas topográficas de la corteza terrestre. Los suelos y el paisaje son pues producto de la meteorización y del movimiento de los sedimentos a lo largo del ciclo hidrológico. Sedimentos y soluciones son transportados eventualmente, hasta el mar donde son

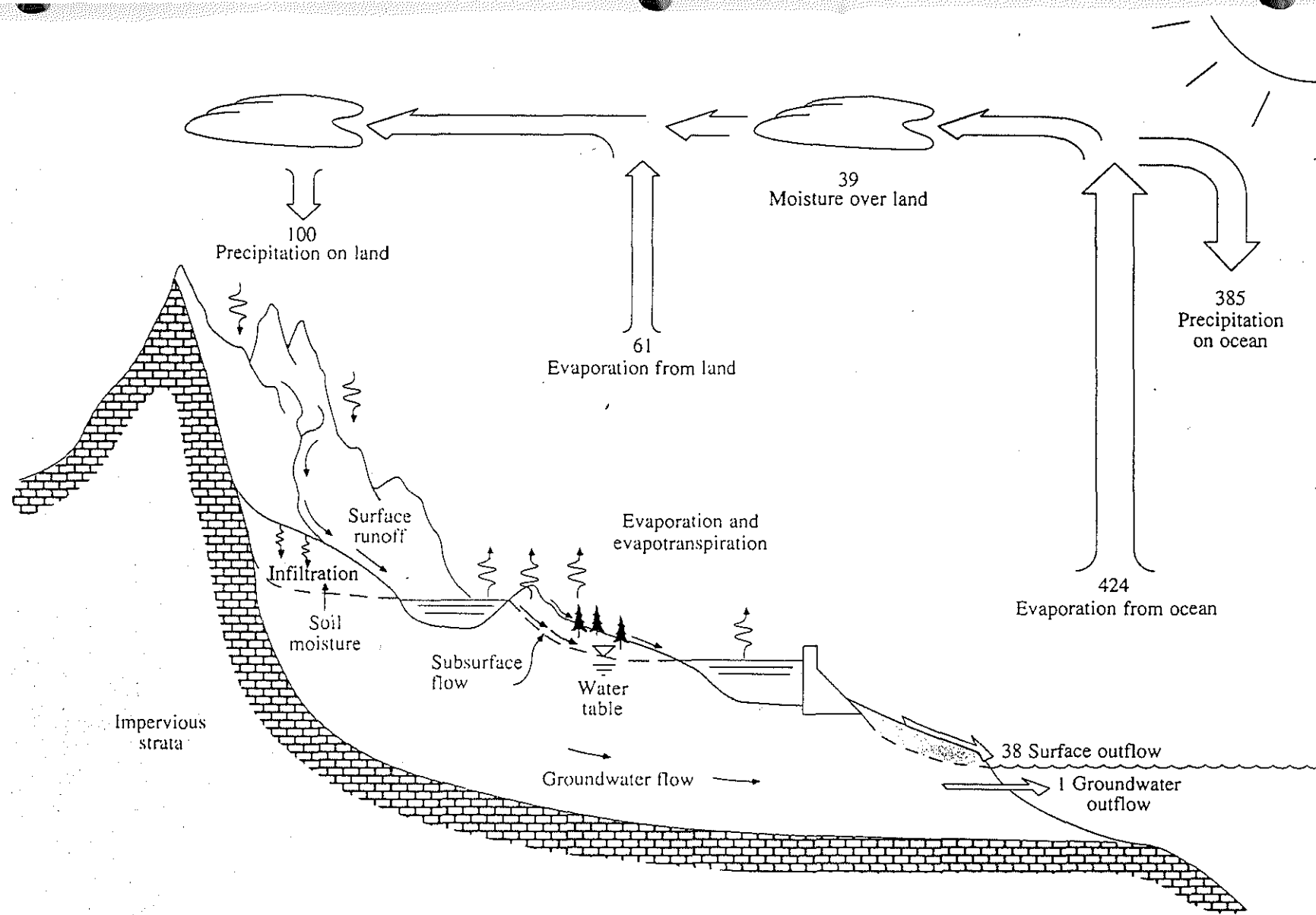


Fig 1.1 Hydrologic cycle with global annual average water balance given in units relative to a value of 100 for the rate of precipitation on land

incorporados en nuevas rocas para completar así el ciclo geológico de los materiales.

Conforme el agua fluye a lo largo del ciclo hidrológico, ésta intercambia calor con el ambiente. La mayoría de estos intercambios son naturales y suceden a consecuencia del clima. Sin embargo, grandes cantidades de calor son incorporadas a los ríos y lagos cuando el agua utilizada para enfriamiento en procesos industriales y generación de energía es descargada a aquélla. La descarga de ese calor residual es por tanto un problema hidrológico que se refiere al abastecimiento de agua, al tamaño y forma de la corriente o lago que recibe este calor residual y al intercambio de energía entre estos y la atmósfera.

Los organismos acuáticos, desde virus y bacterias hasta los peces más grandes, se alimentan de nutrientes que se encuentran en ríos y lagos. El mantenimiento de un ecosistema acuático sano es una meta de la planificación y administración ambiental que requiere del conocimiento de algunos procesos hidrológicos. A su vez, los organismos acuáticos proveen una herramienta o índice con que medir las condiciones ambientales que están afectando un río o lago.

Como bien puede observarse, el ciclo hidrológico es un buen marco de referencia para analizar las modificaciones que el hombre lleva a cabo sobre los recursos naturales. El hombre es el agente modificador más importante dentro del ciclo puesto que altera la superficie de la tierra, manipula las cantidades de agua disponibles almacenándolas en diferentes partes del ciclo y modifica radicalmente las concentraciones de sedimentos, soluciones, calor y biota del agua. Es por ello, que los problemas que conlleva la planificación para el uso de los recursos naturales, deben analizarse considerando las rutas que el agua puede tomar, el papel que está jugando en cada una de las etapas y fases en que se encuentra a lo largo de cada ruta y cómo la acción humana altera las características físicas, químicas y bacteriológicas de este recurso.

1.2 Modelación Hidrológica

La estimación de caudales en un río es requerida para una gran variedad de propósitos. Como ejemplo se pueden citar el cálculo de crecientes producto de eventos extremos de precipitación, la evaluación del impacto de un cambio de uso de la tierra en la respuesta hidrológica de una cuenca y la operación en tiempo real de sistemas de recursos hidráulicos tales como sistemas de alerta contra inundaciones, operación de embalses y control de calidad de aguas. En respuesta a estas necesidades, se ha llevado a

cabó, en los últimos años, un profundo estudio de los procesos que componen el ciclo hidrológico, lo cual ha traído como consecuencia un gran progreso en el desarrollo de modelos hidrológicos.

Un modelo se puede definir como una representación simplificada de un sistema complejo. Los modelos de simulación se agrupan en tres grandes categorías: modelos físicos, modelos analógicos y modelos matemáticos.

→ Los modelos físicos consisten en una reproducción a escala de un prototipo dado. Estos modelos se usan mucho en la investigación de fenómenos hidráulicos.

→ La simulación con modelos analógicos consiste en dispositivos eléctricos o mecánicos que se construyen de forma que tengan características equivalentes a las del sistema en estudio. Un modelo analógico generalmente da una representación exacta de una relación matemática.

El modelo matemático se basa en la representación del comportamiento del sistema por medio de un conjunto de ecuaciones, ligadas por una serie de sentencias lógicas, las cuales expresan las relaciones entre los diferentes parámetros que se están estudiando.

→ Los modelos hidrológicos pretenden representar el sistema definido por el ciclo hidrológico. El objetivo de estos es obtener los valores de escurrimiento (parámetro desconocido) en función de los valores de precipitación (valores conocidos). Para ello es necesario seleccionar los componentes más significativos del ciclo hidrológico y sus relaciones, de manera que se pueda obtener una descripción cualitativa del sistema.

Todo modelo hidrológico se basa en las características de humedad del suelo, su sistema de drenaje y de percolación y en las características de evapotranspiración de la cuenca, para llevar a cabo la representación del sistema. Cada variable del modelo trata de representar una característica discreta, necesaria para un análisis hidrológico eficaz. Los componentes básicos del sistema se muestran en las figuras 1.2 y 1.3.

El modelo representa la cuenca como un conjunto de almacenamientos de determinada capacidad, los cuales retienen el agua temporalmente y luego la receden gradualmente conforme su contenido disminuye por percolación, evapotranspiración y drenaje lateral.

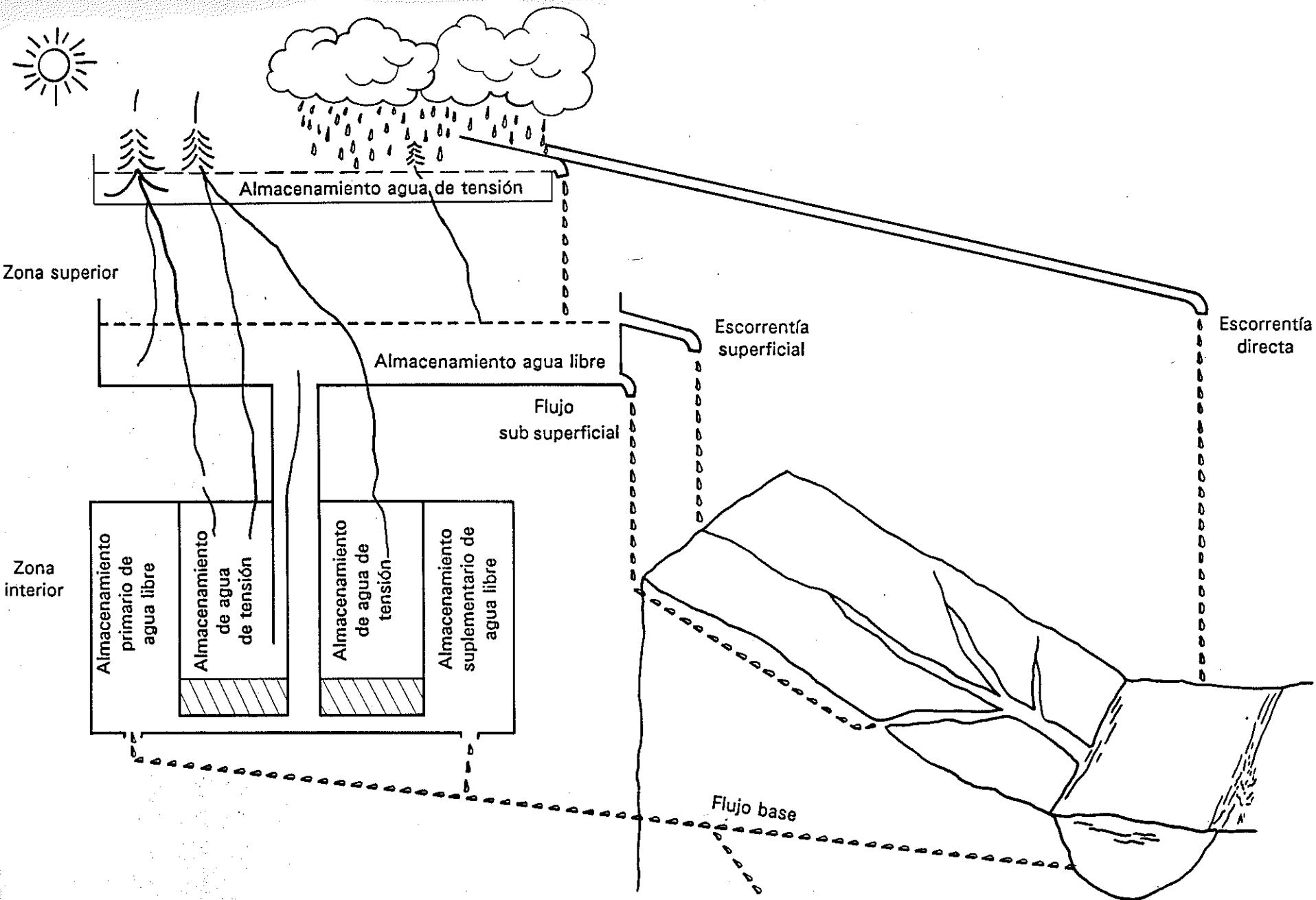


Fig 1 2 MODELO HIDROLOGICO GENERALIZADO

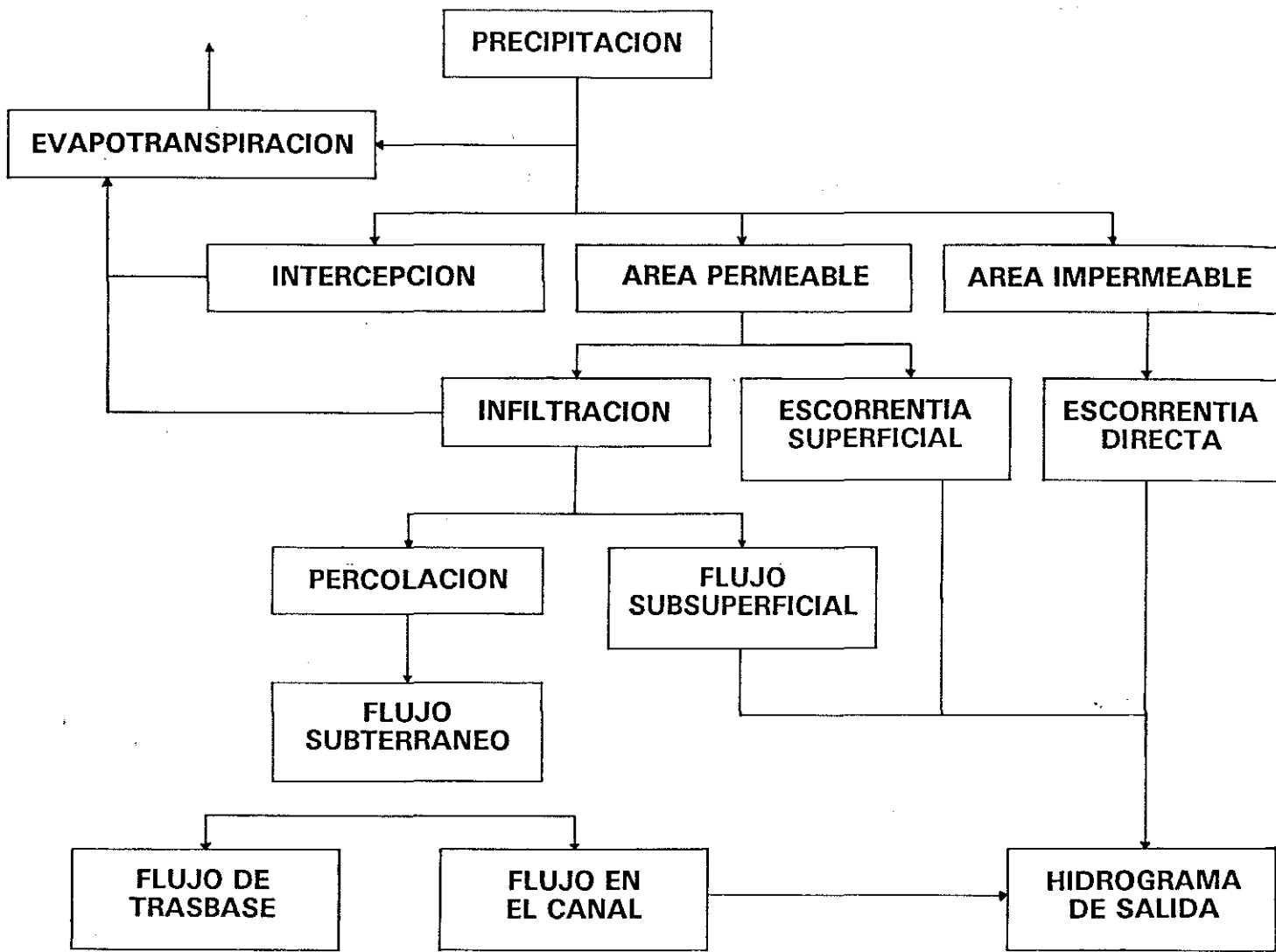


Fig 1.3 CICLO HIDROLOGICO

Los almacenamientos de humedad en el perfil del suelo se dividen en dos grandes grupos: los almacenamientos de la capa superior y los almacenamientos de la capa inferior. Los primeros controlan la escorrentía superficial y el flujo subsuperficial y proveen agua para la percolación. Los almacenamientos de la capa inferior controlan el flujo subterráneo a partir del cual se genera el flujo base de una corriente fluvial. Todos los procesos que contribuyen al flujo en el canal: precipitación, flujo sobre la superficie del terreno, flujo subsuperficial y flujo subterráneo, pasan a la simulación del sistema de canales para resultar en un escurrimiento sintetizado en el canal. Al final, este escurrimiento se manifiesta como un hidrograma de salida que se registra en la sección de control.

La precipitación sobre la cuenca se considera que cae sobre dos áreas básicas:

- a) sobre una parte permeable del terreno y
- b) sobre una parte del terreno cubierta por ríos, lagos, pantanos, áreas urbanas y cualquier otro material impermeable ligado al sistema de drenaje de la cuenca.

El área permeable produce escorrentía únicamente cuando el volumen precipitado excede el volumen almacenado en depresiones y en la superficie de las hojas, mientras que el área impermeable produce escorrentía directa a partir de cualquier precipitación.

En la región permeable de la cuenca se contempla un almacenamiento inicial de humedad en el suelo. Este almacenamiento representa el volumen de precipitación necesario, bajo condiciones secas, para satisfacer los requerimientos de la interceptación y proveer humedad suficiente al manto superior del terreno, de manera que la percolación hacia zonas inferiores, y algunas veces el drenaje lateral, pueda comenzar. Cuando este volumen se ha llenado, el exceso de humedad se acumula temporalmente como agua libre. El agua libre es aquella que no está unida a las partículas de suelo; es libre para descender a regiones más profundas del terreno o para moverse lateralmente a través del suelo respondiendo a las fuerzas gravitacionales y de presión. Este almacenamiento suple agua para la percolación y para el flujo subsuperficial.

La tasa de drenaje vertical, esto es la percolación hacia suelos más profundos, se controla con el contenido en el almacenamiento de agua libre y la deficiencia de humedad de la capa inferior del suelo.

Se considera que la trayectoria prioritaria del agua es hacia abajo como percolación. El flujo horizontal en forma de flujo subsuperficial se da cuando la tasa de precipitación excede la tasa máxima de percolación. Cuando la tasa de precipitación sobrepasa tanto la tasa de percolación como la máxima capacidad de drenaje subsuperficial, el almacenamiento de agua libre se llena y el exceso de precipitación se transforma en escorrentía superficial.

El mecanismo por medio del cual se traslada el agua de los almacenamientos superiores a los inferiores se basa en la demanda de percolación de la capa inferior. Cuando la capa inferior se encuentra totalmente saturada, la percolación hacia dicha zona debe limitarse a un valor igual al volumen que está drenando de la capa inferior. Es evidente que después de períodos secos se dan las tasas de percolación más altas. Como bien puede observarse, la percolación queda definida por medio de una estrecha relación entre las características de drenaje del suelo y las condiciones de humedad del mismo.

El volumen de agua percolada hacia la capa inferior se divide en tres grandes almacenamientos de humedad. El primero de ellos representa el volumen retenido por el suelo después de haber drenado y que, generalmente, está disponible para la evapotranspiración. Las deficiencias de humedad en este primer almacenamiento están asociadas con una fuerza de succión que tiende a absorber toda el agua percolada hasta que dichas deficiencias quedan satisfechas. Sin embargo, variaciones en la precipitación sobre la cuenca y en las condiciones del suelo causan desviaciones en el comportamiento del sistema. El efecto de estas variaciones se aproxima desviando una fracción del agua percolada hacia los almacenamientos de agua libre de la capa inferior, antes de que las deficiencias del almacenamiento de tensión queden totalmente satisfechas. Como puede observarse en la figura 1.2, el agua percolada puede almacenarse totalmente como agua de tensión o una fracción de la misma puede quedar disponible para los almacenamientos primario y suplementario de agua libre.

Cuando el almacenamiento de agua de tensión se llena, el agua que continua percolando se distribuye en los dos almacenamientos de agua libre de la capa inferior. La distribución del agua en estos almacenamientos se hace de acuerdo a sus deficiencias relativas. Los almacenamientos primario y suplementario de agua libre representan los volúmenes de agua disponibles para drenaje, ya sea como flujo base o como flujo subterráneo que no aparece en el canal. Ambos almacenamientos se llenan simultáneamente a

partir del agua percolada y drenan a tasas diferentes en forma independiente.

El uso de tres componentes de agua libre, uno en la capa superior del suelo y dos en la capa inferior, permite generar una gran variedad de recesiones, generalmente consistentes con las características de drenaje observadas.

Si las condiciones de frontera de la cuenca, requieren que toda el agua precipitada abandone la cuenca a través de la sección de control en el canal y en forma de evapotranspiración, entonces las divisiones de humedad antes descritas serán las adecuadas para describir la disposición del agua aplicada a la superficie del terreno. Sin embargo, en algunas cuencas, el drenaje subterráneo se desvía de la sección de control. Para aproximar este efecto se supone que aquellos suelos drenados por acuíferos que no descargan al río, dentro de los límites de la cuenca, tienen las mismas características de drenaje que los suelos que drenan hacia el canal. Los almacenamientos que abastecen este flujo se expresan como una fracción de los almacenamientos subterráneos que drenan hacia el canal. Estos volúmenes existen dentro de la cuenca sumados a los volúmenes subterráneos observables en el hidrograma de salida.

De esta forma, el flujo en el canal queda definido por un algoritmo representativo del manto superior del suelo y la capa inferior de éste. A partir de los datos de precipitación, este algoritmo produce escorrentía en cinco formas básicas a saber:

- 1- Escorrentía superficial debida a las áreas impermeables (permanentes o temporales),
- 2- escorrentía superficial producida por una tasa de precipitación mayor que la tasa de percolación y la tasa de flujo subsuperficial, cuando los almacenamientos de la capa superior están llenos,
- 3- flujo subsuperficial
- 4- flujo base suplementario y
- 5- flujo base primario

Las formas de escorrentía uno y dos drenan con características similares, mientras que las tres formas restantes tienen características de drenaje diferentes.

Es importante hacer notar que el área impermeable de la cuenca, la que produce escorrentía directa, no necesariamente es constante en el tiempo. Se ha observado en muchas cuencas, que una vez llenos los almacenamientos de agua de tensión, una fracción de la cuenca toma características impermeables. Esta fracción adicional representó el área cubierta por pequeños almacenamientos,

pantanos y demás áreas que toman características impermeables conforme el manto del terreno se humedece.

La evaporación a partir de las áreas cubiertas por agua o vegetación se calcula como evaporación potencial. Sobre otras porciones del manto del terreno, la evaporación varía tanto con la demanda de evaporación como con el volumen y distribución del agua de tensión. Si la evapotranspiración ocurre a una tasa tal que la que la relación de contenido a capacidad del agua libre disponible, excede la relación de contenido a capacidad de los almacenamientos de agua de tensión, entonces se traslada agua de los almacenamientos de agua libre hacia los de tensión de manera que se mantenga un perfil de humedad lógico y consistente.

Aunque el mecanismo de simulación expuesto anteriormente es una aproximación simplificada de los procesos naturales, el efecto total es consistente con observaciones experimentales acerca del perfil de humedad en el suelo. Un modelo como este, que simula procesos físicos observados en experimentos de campo, nos permite llevar a cabo una gran variedad de estudio hidrológicos.

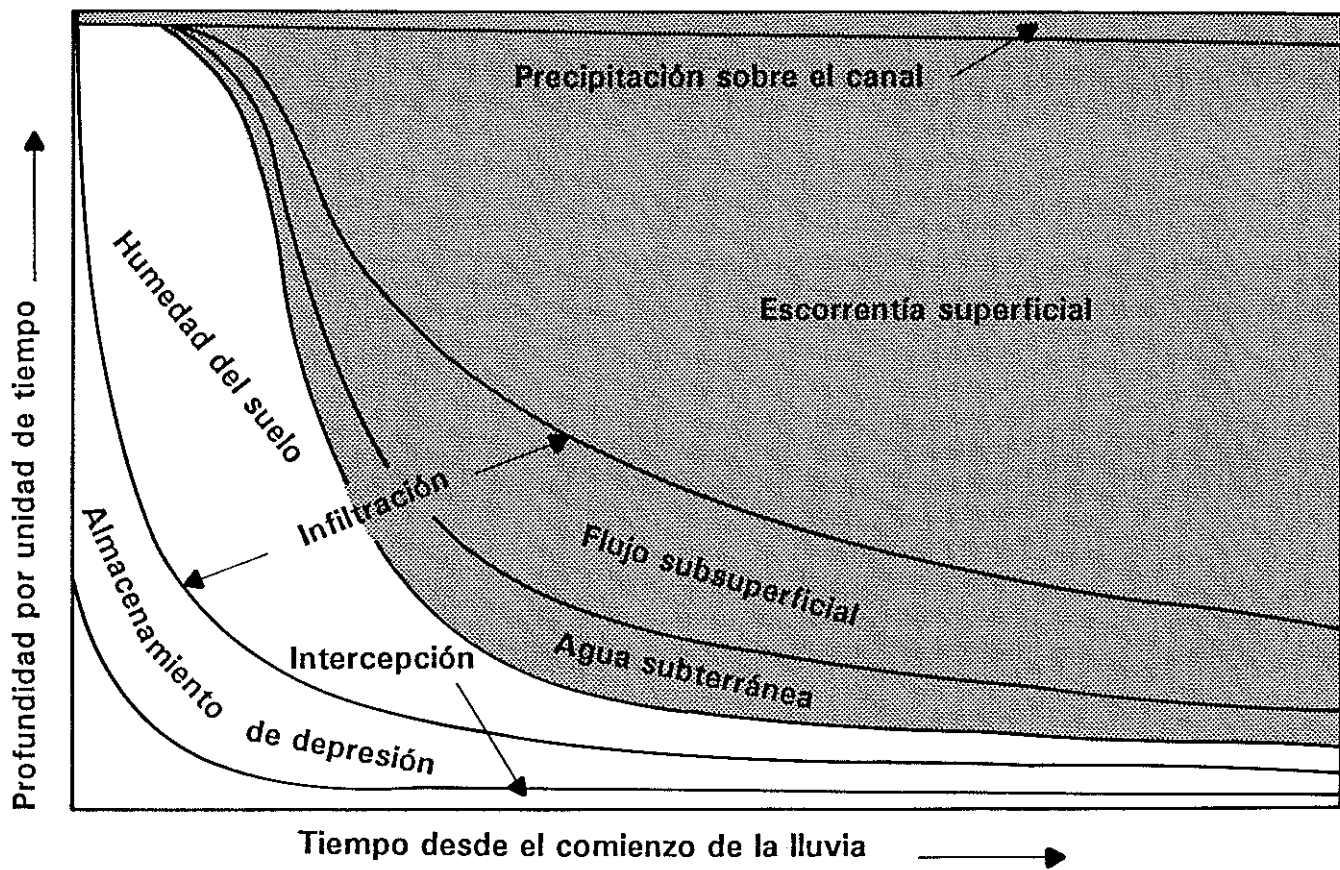


Fig 1.4 Diagrama esquemático de la disposición de la precipitación durante una tormenta

CAPITULO 2

MODELO HEC-1. COMPONENTES

Preparado por Dr. Hernán Solís

2.1 Definición

El HEC-1 es un modelo diseñado para simular el escurrimiento superficial de una cuenca, producto de la precipitación, por medio de la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos. El resultado del modelo es el cálculo de hidrogramas en los puntos de interés del río.

2.2 Suposiciones y limitaciones

La cuenca es representada como un grupo interconectado de subcuencas. Se asume que los procesos hidrológicos pueden ser representados por parámetros que reflejan las condiciones promedio dentro de una subcuenca. Si se estima que tales promedios son inadecuados para una subcuenca, entonces es necesario reducir más el área de las subcuencas de modo que los parámetros promedio sean válidos. Los parámetros deben representar condiciones temporales y espaciales promedio. En consecuencia, el intervalo de tiempo usado debe ser suficientemente pequeño como para que los promedios usados sean aplicables durante el intervalo de cálculo.

Una importante limitación es que el HEC-1 se refiere a tormentas individuales, debido a que no se considera la disminución de humedad del suelo durante periodos en que no hay precipitación. El modelo da caudales, pero no niveles del agua, los cuales deben ser obtenidos por medio del modelo HEC-2. El tránsito de avenidas se calcula por métodos hidrológicos, los cuales podrían ser menos exactos en zonas muy planas.

El modelo requiere 640 kbytes de memoria RAM, un sistema DOS compatible, un disco duro y un coprocesador matemático es muy recomendable.

2.3 Componentes del modelo

2.3.1 Desarrollo de la red de flujo del modelo (fig 2.1 y 2.2)

- Delineamiento de la cuenca, a partir de mapas topográficos.

- Segmentación de la cuenca en varias subcuencas. Para este efecto se toman en consideración dos aspectos: el propósito del estudio y la variabilidad hidrometeorológica de la cuenca. Cada subcuenca debe tener, en promedio, las mismas propiedades hidráulicas e hidrológicas. En general, la suposición de precipitación e infiltración uniformes en una subcuenca se hace menos precisa conforme crece el área de la misma.

- Cada subcuenca se representa por una combinación de componentes del modelo, como escurrimiento, tránsito de avenidas, embalse, etc.

- Las subcuencas son unidas para representar la conexión de la cuenca.

2.3.2 Componente de escurrimiento superficial

La información de entrada es el hietograma de precipitación. La lluvia efectiva es ruteada por medio del hidrograma unitario o la técnica de onda cinemática.

El hidrograma unitario produce, en base a la lluvia efectiva, un hidrograma de escurrimiento en el punto más bajo de la subcuenca.

La técnica de onda cinemática permite una distribución uniforme del escurrimiento superficial a lo largo del canal principal. Por ejemplo, en la fig 2.1 y 2.2, el escurrimiento puede ser distribuido entre los puntos C y D, en vez de acumularlo en el punto D, como hace el hidrograma unitario. Esta distribución uniforme del escurrimiento de la subcuenca, es muy importante en áreas en que mucho canales pequeños descargan a lo largo del canal principal, como es el caso de las cuencas urbanas.

El flujo base es calculado en base a métodos empíricos y es combinado con el escurrimiento superficial para obtener el hidrograma total de la subcuenca.

2.3.3 Componente de tránsito de avenida

Un componente de tránsito de avenida, por ejemplo el elemento A-C de la fig 2.2, es usado para representar el movimiento de una onda de flujo en un río. La entrada al componente es un hidrograma de una subcuenca ubicada aguas arriba. El hidrograma de entrada es ruteado en función de las características hidráulicas del canal.

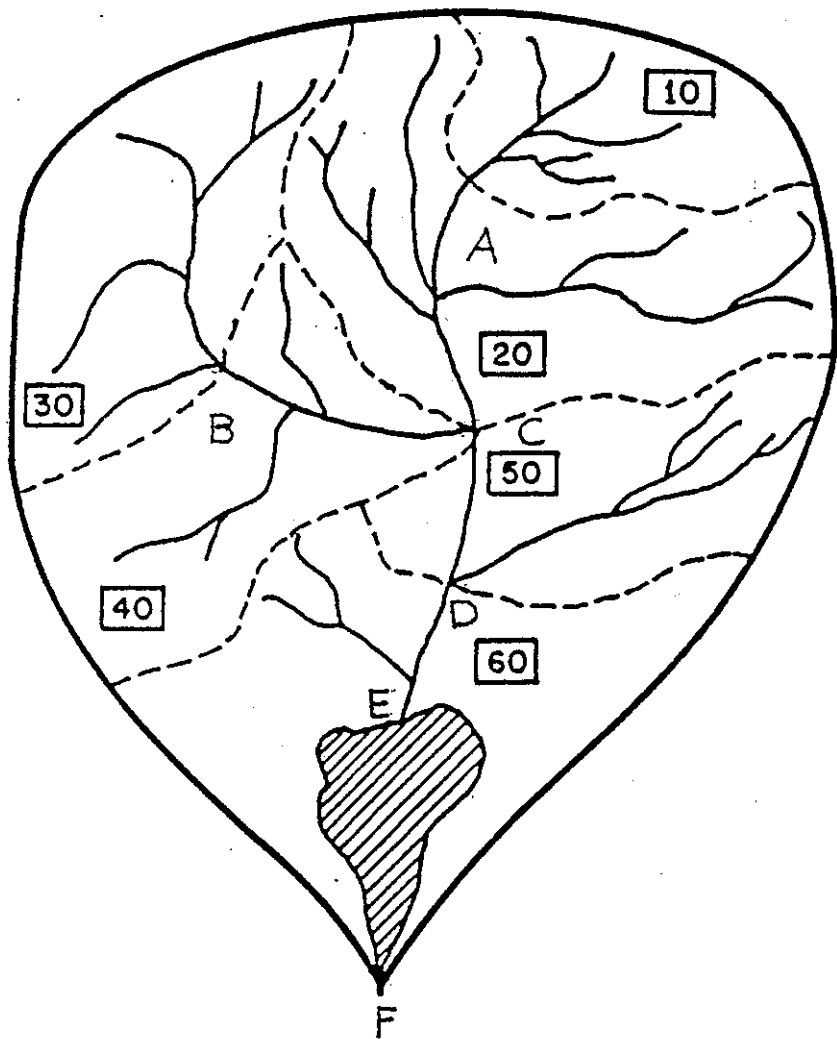


Fig 2.1 Example River Basin

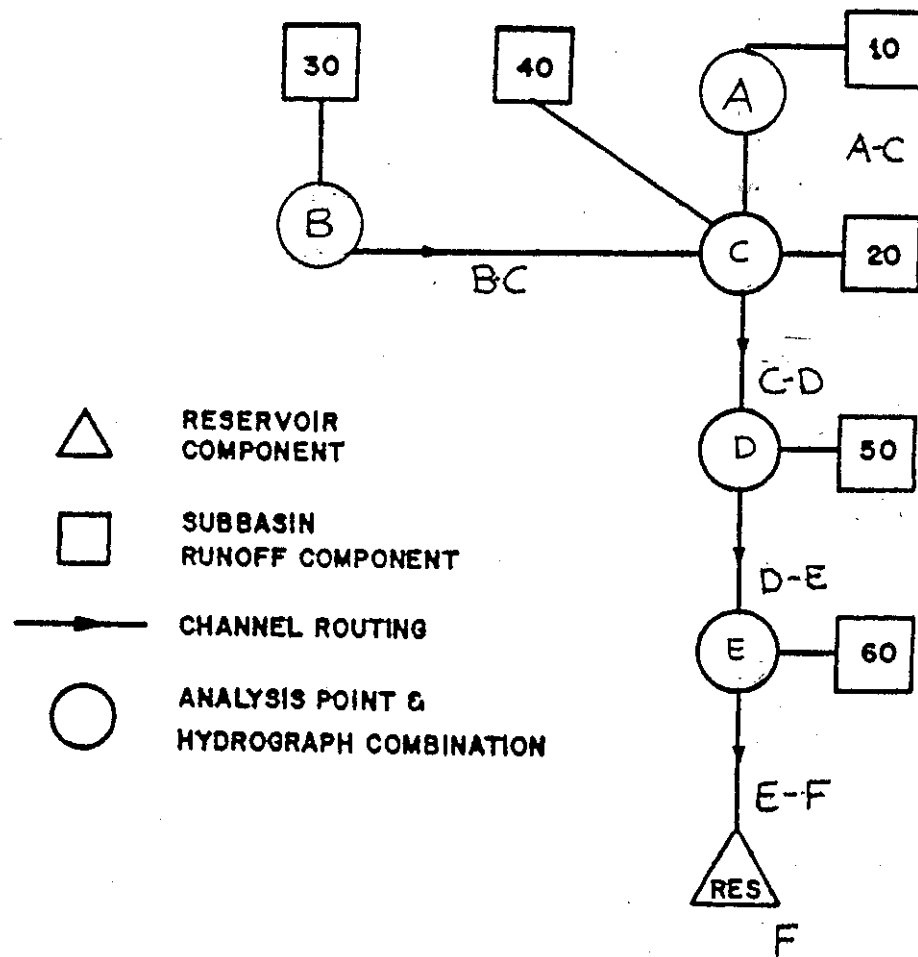


Fig 2.2 Example River Basin Schematic

2.3.4. Uso combinado de componentes de escurrimiento superficial y tránsito de avenidas

Considérese, por ejemplo; los componentes de flujo superficial 10 y 20, y el componente de ruteo A-C en la fig 2.2. El procedimiento es el siguiente:

- Se calcula el escurrimiento superficial de la subcuena 10, se suma el flujo base y se obtiene el hidrograma de escurrimiento total.

- Se transita el hidrograma de escurrimiento total de la subcuena 10, del punto de salida de la subcuena 10 al punto de descarga de la subcuena 20, a lo largo del canal A-C.

- Se calcula el hidrograma de escurrimiento total de la subcuena 20

- Se combinan los hidrogramas de la subcuena 10 ruteada y la subcuena 20.

La simulación empieza siempre en la subcuena más alta de una ramificación de la red de componentes de la cuenca. Se continúa en dirección aguas abajo hasta que se llega a una confluencia. Antes de simular aguas abajo de una confluencia, todos los flujos ubicados aguas arriba de la confluencia deben ser calculados y ruteados hasta la confluencia. Por ejemplo, antes de hacer el tránsito C-D, debe calcularse el hidrograma total de las subcuenas 10, 20, 30 y 40; y los hidrogramas de las subcuenas 10 y 30 deben ser ruteados hasta el punto de confluencia, por medio de los ruteos A-C y B-C.

2.4 Simulación lluvia-escurrimiento

Esta simulación se realiza por medio de los siguientes procesos: precipitación, interceptación-infiltración, transformación de lluvia efectiva en hidrograma de escurrimiento superficial de la subcuena, suma del caudal base y ruteo del hidrograma total.

2.4.1 Precipitación

Los datos de precipitación de un evento observado en los registros de un pluviógrafo pueden ser suplidos al programa por medio de dos métodos.

- Precipitación promedio de la cuenca. Cualquier tormenta puede ser especificada para una subcuena como la cantidad total de precipitación y un patrón temporal para la distribución del total de precipitación.

- Promedio pesado de varias estaciones. La precipitación total para una subcuenca se puede calcular como el promedio pesado de medidas de varias estaciones de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$PRCPA = \Sigma(PRCPN(J)*WTN(J))/\Sigma(WTN(J)) \quad (2.1)$$

Donde:

- PRCPA es el promedio de precipitación de la subcuenca
- PRCPN(J) es la precipitación total de la estación J
- WTN(J) es el peso relativo de la estación J, considerando todas las estaciones, pluviométricas o pluviográficas, obtenido por medio de los polígonos de Thiessen.

El patrón temporal de precipitación se calcula como el promedio pesado de las distribuciones temporales de los pluviógrafos de la cuenca según la relación (fig 2.3):

$$PRCP(I) = \Sigma(PRCPR(I,J)*WTR(J))/\Sigma(WTR(J)) \quad (2.2)$$

Donde:

- PRCP(I) es la precipitación media de la subcuenca para el intervalo de tiempo I
- PRCPR(I,J) es la precipitación del pluviógrafo J en el intervalo de tiempo I
- WTR(J) es el peso relativo del pluviógrafo J, considerando solo los pluviógrafos, obtenido por medio de los polígonos de Thiessen

El patrón temporal PRCP es usado para distribuir la precipitación total PRCPA (fig 2.4).

2.4.2 Interceptación-Infiltración

En el HEC-1 las pérdidas de precipitación están constituidas por la interceptación, almacenamiento en depresiones y la infiltración (Fig 2.5).

Hay dos aspectos importantes acerca del cálculo de las pérdidas de precipitación. Primero, la precipitación que no contribuye al proceso de escurrimiento, se considera que queda fuera del sistema. Por ejemplo, no se recupera parte de la infiltración como interflujo. Segundo, no se considera la capacidad de recuperación de almacenamiento de humedad del suelo.

PRECIPITATION

INTENSITY
(mm/hr)

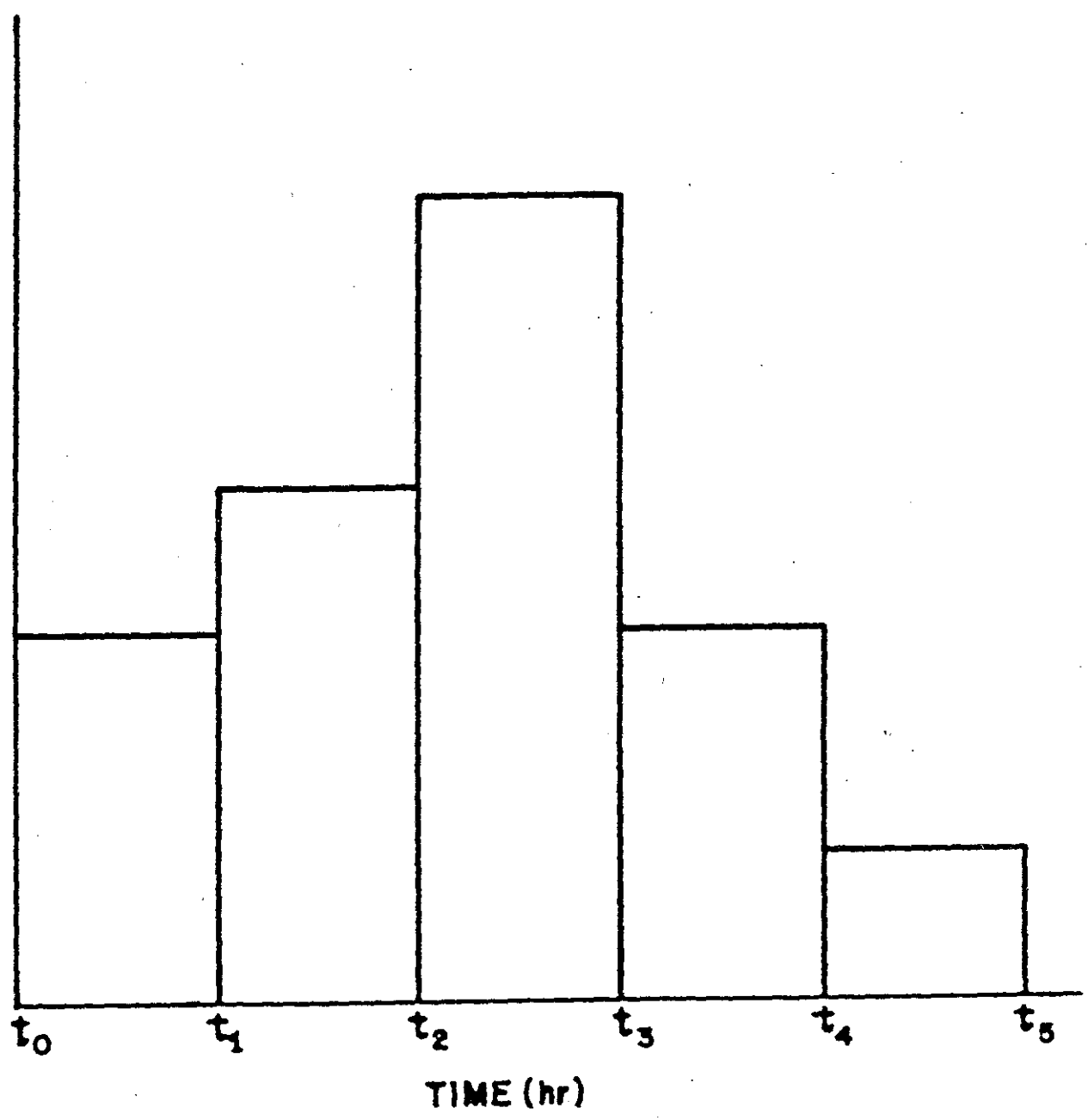


Fig 2.3 Rainfall Hyetograph

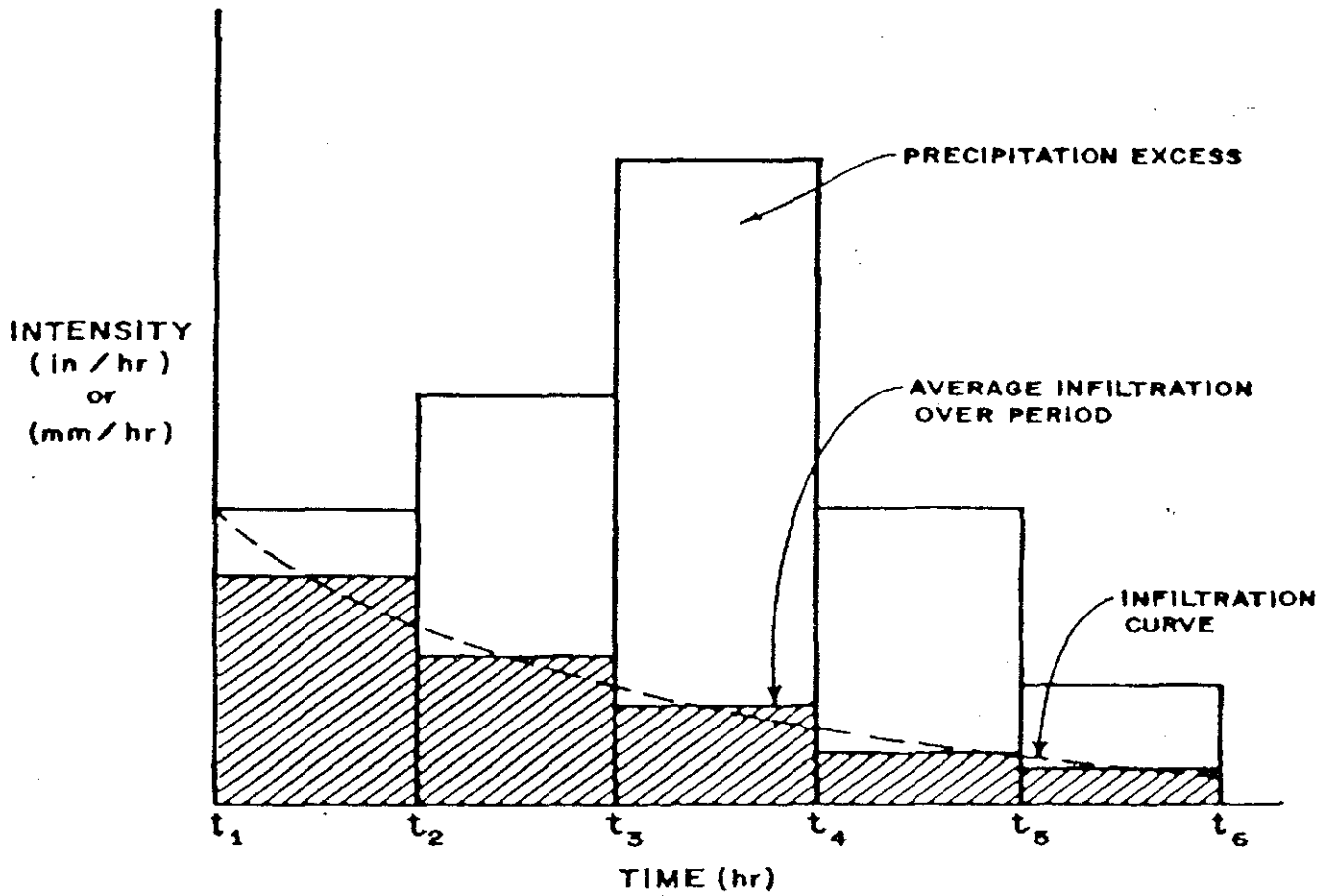


Fig 2.5 Loss Rate, Rainfall Excess Hyetograph

Existen varios métodos de cálculo de las pérdidas de precipitación, pero se usará el método del Número de Curva del SCS, ya que permite relacionar la capacidad de drenaje del suelo con la cobertura vegetal, textura, uso de la tierra y las condiciones antecedentes de humedad.

La pérdida de precipitación se calcula en base a los valores CN e IA, los cuales son datos de entrada, siendo IA la lámina de abstracción inicial, o sea, la capacidad inicial de almacenamiento superficial de humedad por interceptación y almacenamiento en depresiones.

Se utiliza la siguiente relación:

$$ACEXS = (ACRAN - IA)^2 / (ACRAN - IA + S) \quad (2.3)$$

$$S = (25400 - 254 * CN) / CN \quad (\text{sistema métrico})$$

Donde

- ACEXS es el exceso, o precipitación efectiva, acumulado en mm

- ACRAN es la lámina de lluvia acumulada en mm

- S es el déficit de almacenamiento de humedad de suelo disponible en mm.

Si el usuario no desea especificar un valor de IA, se tiene un valor default de:

$$IA = 0.2 * S \quad (2.4)$$

Dado que se obtiene la lluvia efectiva acumulada, el incremento de exceso de lluvia, para un intervalo de tiempo, se calcula como la diferencia del exceso acumulado entre los dos períodos correspondientes al inicio y al final del intervalo de interés

2.4.3. Hidrogramas unitarios

Un hidrograma unitario de una hora se define como el hidrograma superficial debido a una unidad de exceso de lluvia (1cm o 1mm), aplicada uniformemente sobre una subcuenca en un período de una hora. HEC-1 automáticamente escoge una duración de exceso de lluvia igual al intervalo de cálculo seleccionado para la simulación de la cuenca (fig 2.6).

El hidrograma de lluvia efectiva se transforma en el hidrograma de escurrimiento superficial por medio del hidrograma unitario.

En este programa se usa, entre otros, el hidrograma unitario adimensional sintético del SCS, que fue obtenido a partir de un gran número de hidrogramas unitarios naturales con un amplio rango de tamaños y localizaciones geográficas (fig 2.7).

Para este método se requiere solamente un parámetro de entrada TLAG, o tiempo de desfase, que es el tiempo en horas que hay entre el centro de masa de la lluvia efectiva y el pico del hidrograma unitario (fig 2.8).

El caudal pico y el tiempo en que se produce se calculan con las ecuaciones:

$$TPEAK = 0.5 * NMIN + TLAG \quad (2.5)$$

$$TLAG = 0.6 * Tc \quad (2.6)$$

$$QPK = 2.08 * AREA / TPEAK \quad (2.7)$$

Donde:

- TPEAK es el tiempo al caudal pico del hidrograma unitario en horas

- Tc es el tiempo de concentración

- NMIN es la duración de la lluvia efectiva, en horas, o del intervalo de cálculo (IT).

- AREA es el área de la subcuenca en km²

- QPK es el caudal pico del hidrograma unitario en m³/s

La selección del intervalo de cálculo, que es también la duración del hidrograma unitario, está basado en la relación:

$$NMIN = 0.2 * TPEAK \quad (2.8)$$

Hay cierta libertad con respecto a esta escogencia, pero existe la siguiente restricción:

$$NMIN \leq 0.25 * TPEAK \quad (2.9)$$

$$NMIN \leq 0.29 * TLAG \quad (2.10)$$

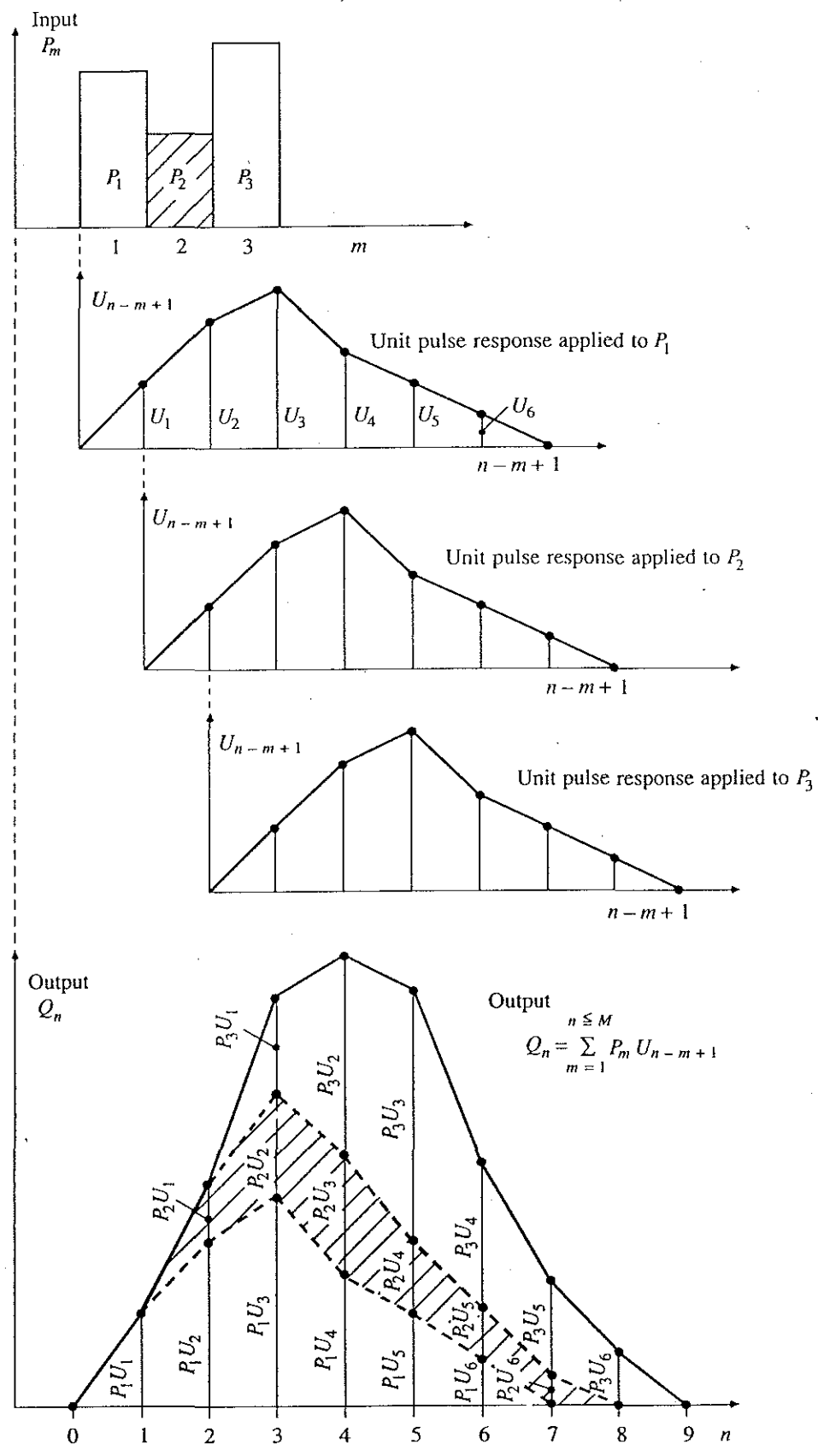


Fig 2.6 Application of the discrete convolution equation to the output from a linear system.

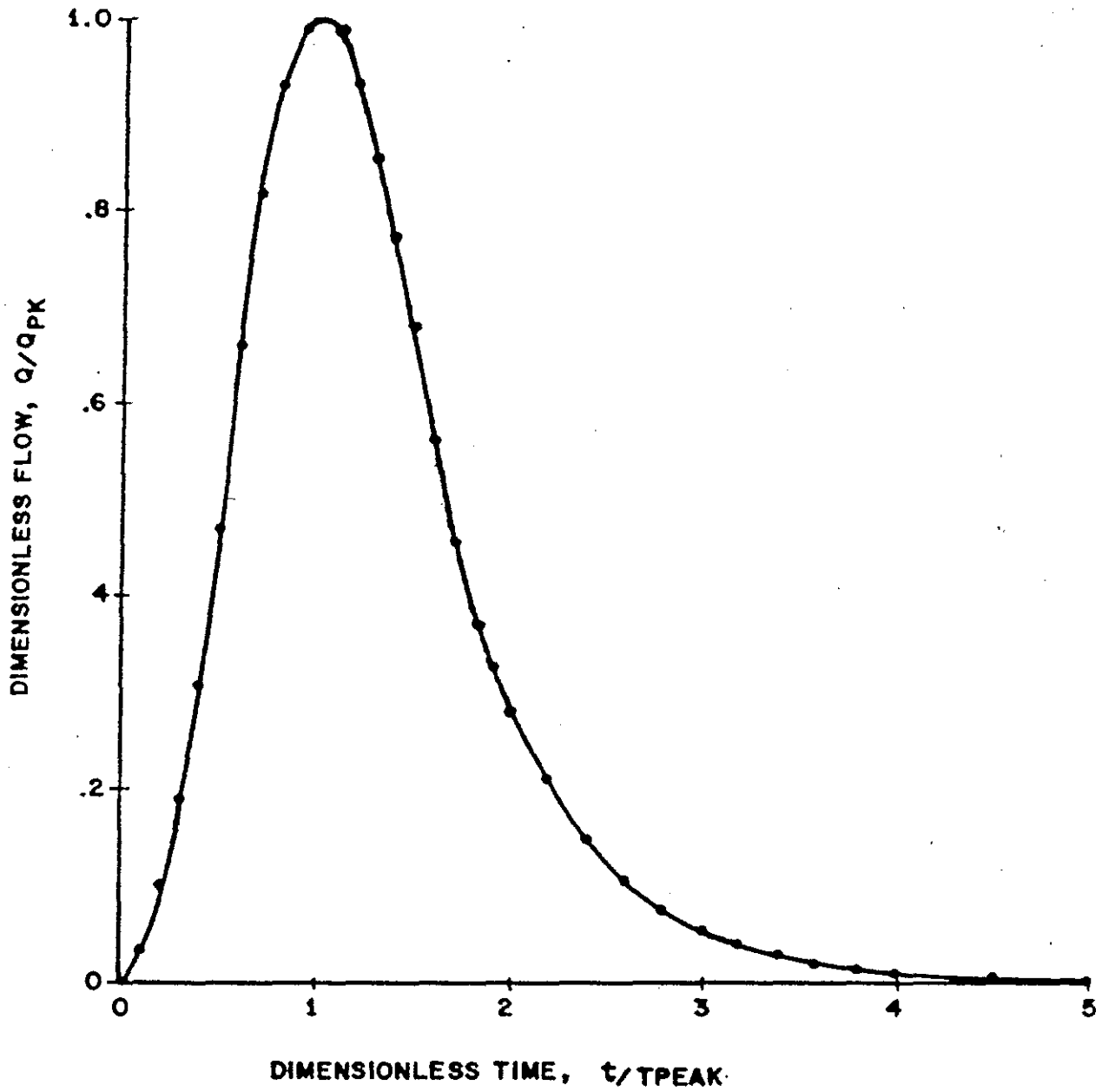
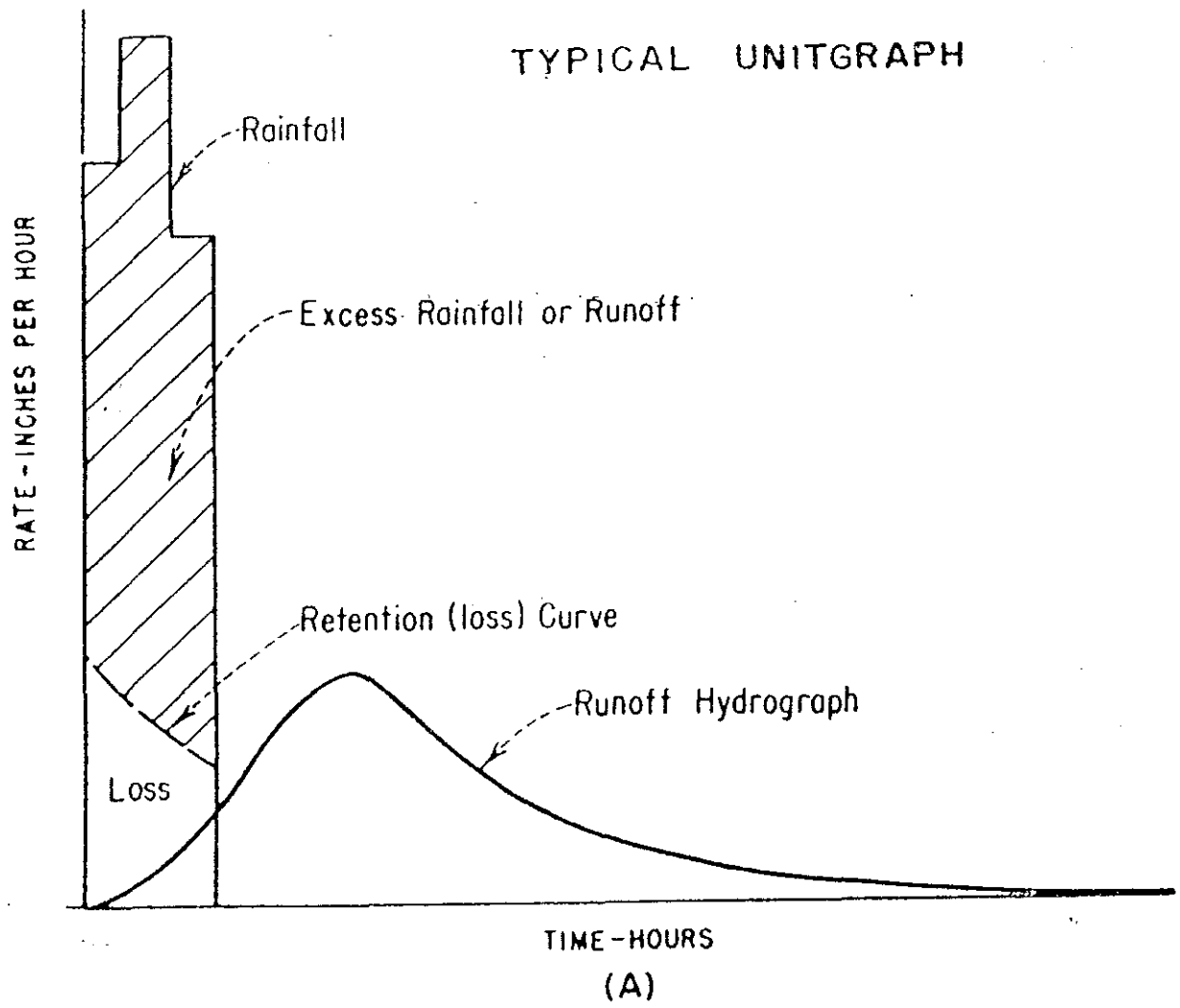


Fig 2.7 SCS Dimensionless Unit Graph

TYPICAL UNITGRAPH



SCHEMATIC REPRESENTATION OF UNITGRA

Retaining curvilinear graph by triangle having equal total runoff, peak rate and time to peak.

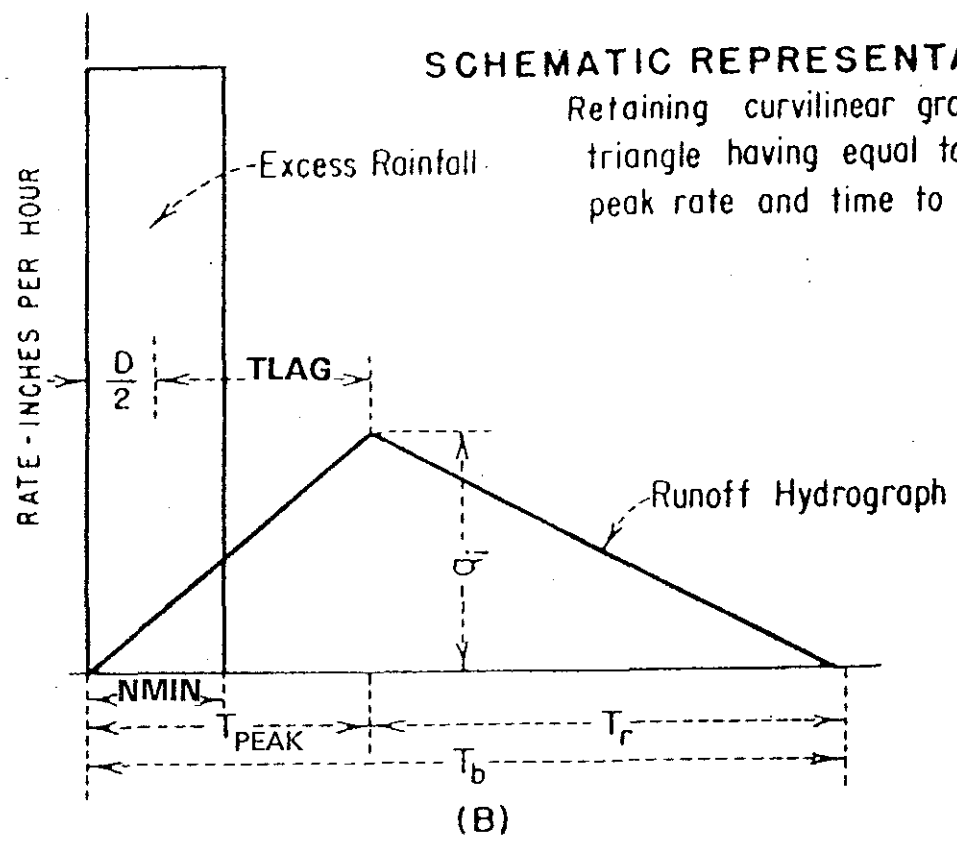


Fig 2.8 Triangular hydrograph analysis

2.4.4 Tiempo de desfase (lag time)

De acuerdo a Linsley, el tiempo de desfase de una cuenca es el tiempo del centroide de la lluvia al caudal pico del hidrograma. Una definición más rigurosa indica que es el tiempo del centro de masa de la lluvia al centro de masa del hidrograma, pero las dificultades adicionales al aplicar esta definición raramente se justifican.

El tiempo al centro de masa T_{cm} se calcula con la relación:

$$T_{cm} = \frac{\sum(T_i * P_i)}{\sum(P_i)} \quad (2.11)$$

donde : T_i = tiempo del origen al intervalo i
 P_i = precipitación en el intervalo i

Según el SCS

$$t_{lag} = 0.6 * t_c \quad (2.12)$$

donde t_c es el tiempo de concentración.

Otra forma de determinar el t_{lag} , es usando la fórmula de Snyder:

$$t_{lag} = C_t * (L * L_c)^{0.7} \quad (2.13)$$

donde:

- C_t es un coeficiente que varía de 1.8 a 2.2

- L longitud del cauce en millas

- L_c longitud desde el punto de salida de la cuenca, al punto del cauce más cercano al centro de masa de la cuenca, medida a lo largo del cauce, en millas

Esta fórmula se puede aplicar en kilómetros:

$$t_{lag} = C_t * (L * L_c)^{0.7} / 1.33 \quad (2.14)$$

Se recomienda calcular el tiempo de desfase de un evento de la cuenca, si existen los registros necesarios, y con ello calcular el valor C_t de la cuenca. Según Dunne, se han reportado valores de hasta 0.3, en el sistema inglés, para montañas muy abruptas.

2.4.5 Flujo base

El HEC-1 considera el flujo base en función de tres variables de entrada: STRTQ, QRCSN, RTIOR (Fig 2.9).

STRTQ representa el caudal inicial en el río, antes de iniciarse la precipitación, y que depende del afloramiento de aguas subterráneas, tras un período prolongado sin lluvia, y depende de las condiciones antecedentes de humedad (el tiempo entre la precipitación modelada y la previa).

QRCSN indica el flujo con el cual se inicia una recesión exponencial del hidrograma.

RTIOR es la tasa de disminución de la curva de recesión y se supone que es una característica constante de la cuenca. RTIOR es igual al cociente entre un caudal cualquiera de recesión y el caudal de recesión que ocurre una hora más tarde.

$$RTIOR = Q_i / Q_{i+1} \quad (2.15)$$

QRCSN se puede obtener graficando el logaritmo de los flujos observados contra el tiempo, en papel semilog. El punto en el que la curva de recesión inicia una recta define QRCSN.

2.4.5 Tránsito de avenidas

El tránsito de avenidas se realiza comúnmente por medio del método de Muskingum (fig 2.10 y 2.11). Este método, originado en el Cuerpo de Ingenieros, en 1960, calcula el caudal de salida de un tramo, usando la siguiente relación:

$$Q_{OUT(2)} = (CA - CB) * Q_{IN(1)} + (1 - CA) * Q_{OUT(1)} + CB * Q_{IN(2)} \quad (2.16)$$

$$CA = 2 * \delta t / (2 * AMSKK * (1 - X) + \delta t) \quad (2.17)$$

$$CB = (\delta t - 2 * AMSKK * X) / (2 * AMSKK * (1 - X) + \delta t) \quad (2.18)$$

Donde:

- Q_{IN} es el caudal de entrada al tramo en m³/s
- Q_{OUT} es el caudal de salida del tramo en m³/s
- AMSKK (K) es el tiempo que tarda la onda para recorrer el tramo en horas.

- X es el factor de peso de Muskingum ($0 \leq X \leq 0.5$), y por lo general tiene un valor cercano a 0.2 en ríos. Además no se justifica una alta precisión en la determinación de X, ya que los resultados finales son poco sensibles a variaciones de este parámetro.

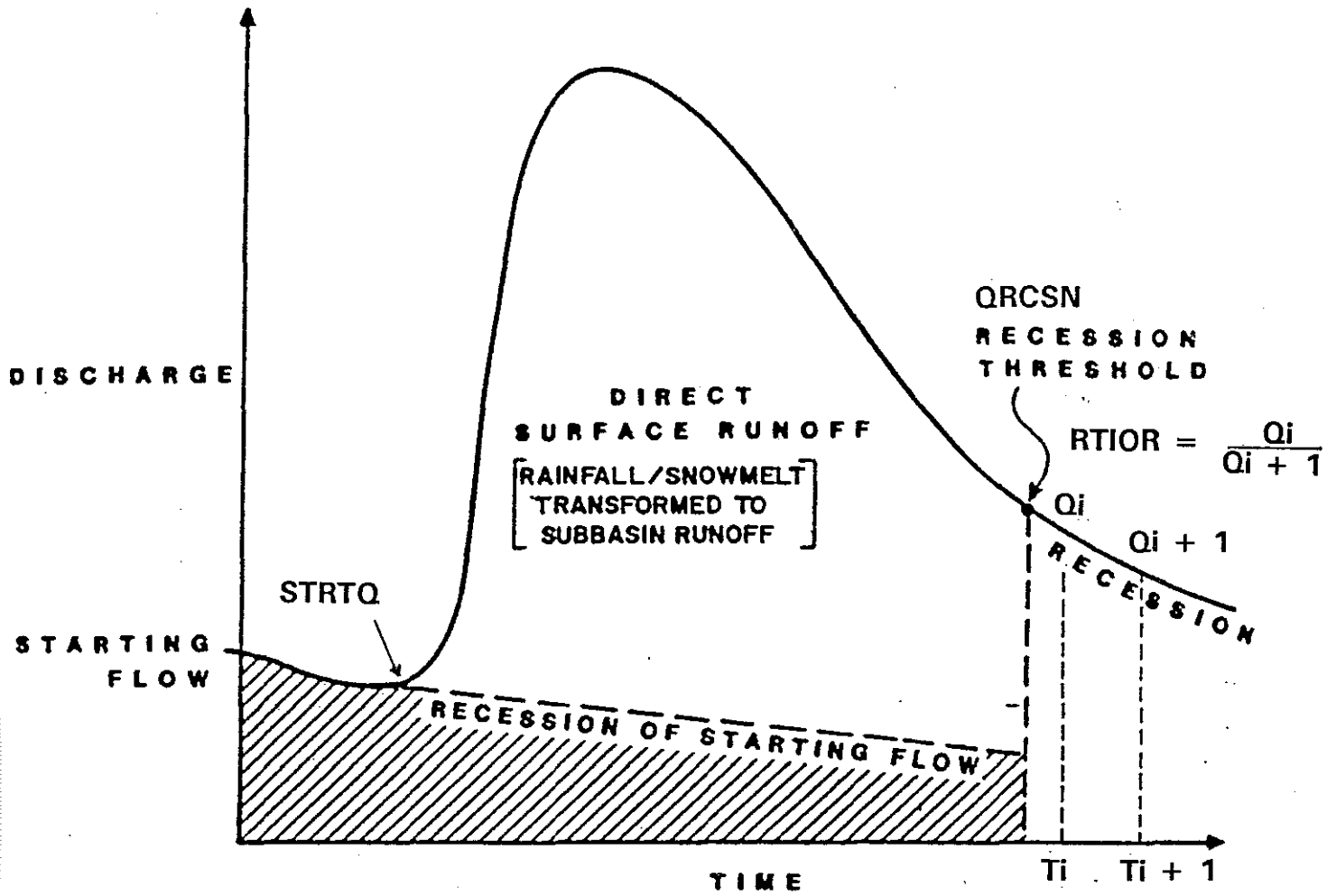


Fig 2.9 Base Flow Diagram

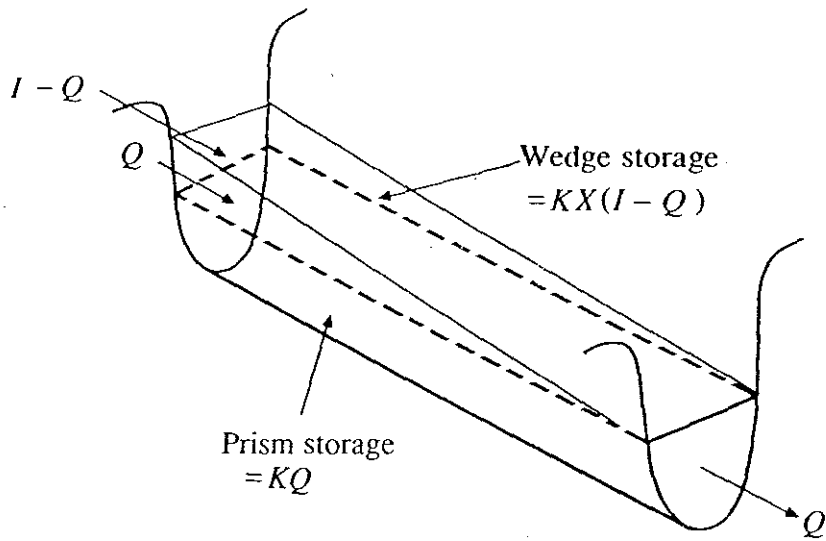


Fig 2.10 Prism and wedge storages in a channel reach

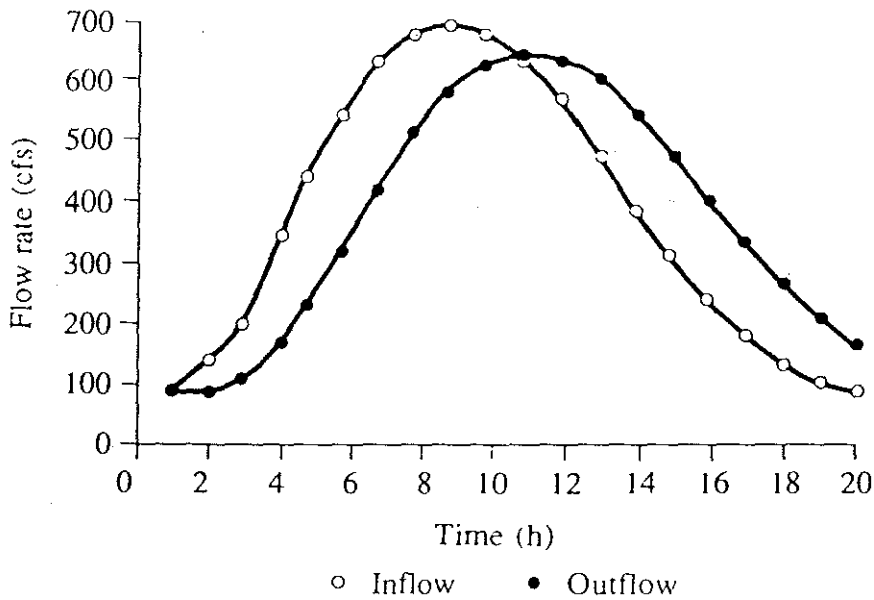


Fig 2.11 Routing of flow through a river reach by the Muskingum method

El procedimiento de tránsito puede ser dividido en varios subtramos, siendo NSTPS el número de subtramos, pero AMSKK sigue siendo el tiempo de recorrido de todo el tramo. Para asegurar la estabilidad matemática del método y la precisión del hidrograma calculado, el tramo debe ser escogido de modo que:

$$1/(2(1-X)) \leq \text{AMSKK}/(\text{NSTPS} * \delta t) \leq 1/(2 * X) \quad (2.19)$$

2.5 CALIBRACION DE PARAMETROS

La calibración y verificación son partes esenciales en el proceso de modelación. El modelo debe ser calibrado siempre que sea posible. HEC-1 tiene una poderosa técnica de optimización cuando se tienen mediciones adecuadas de precipitación y caudal. Los valores calibrados obtenidos pueden ser regionalizados, para poder modelar cuencas en las que no se dispone de tales registros.

El procedimiento consiste en calcular un hidrograma y compararlo con el hidrograma observado (fig 2.12). La diferencia entre el hidrograma calculado y el observado es minimizada por medio de un proceso iterativo de ajustes de los parámetros de la cuenca hasta que el error sea mínimo. En este proceso se da más énfasis al ajuste de los caudales máximos que a los caudales bajos.

2.6 Datos de entrada

Hay dos tipos de datos de entrada:

- control de los datos de entrada
- datos de simulación de la cuenca

Los controles de entrada empiezan con un asterisco *.

Los datos de simulación se identifican por código de dos caracteres alfanuméricos en las columnas uno y dos. Estos códigos identifican los datos y activan las opciones de simulación. La primera letra del código identifica la categoría general de los datos y la segunda letra identifica un tipo específico de dato dentro de la categoría general (tabla 2.1).

Los comandos de control de entrada más usados son *FREE, *FIX, *DIAGRAM.

-*FIX, la opción default de formato es *FIX, con 10 campos de 8 columnas cada uno.

-*FREE, todos los registros que sigan al comando *FREE, tienen un formato libre. Los datos van separados por comas o espacios libres. Comas sucesivas representan valores de cero.

-*DIAGRAM, la estructura de la red de flujo puede ser reproducida usando esta instrucción al inicio del bloque de datos.

La secuencia general de las operaciones del modelo se muestra en la fig 2.13).

Los datos de tormentas históricas, pueden ser introducidas para el cálculo de escurrimiento de la subcuenca tal como se muestra en la fig 2.14).

Para estaciones pluviométricas se usa el código PG.

Para estaciones pluviográficas se usan los códigos PG y PI.

La información de todas las estaciones meteorológicas de la cuenca se agrupan antes del primer cálculo de escurrimiento, indicado por el código KK. Dentro de cada grupo KK, se usan registros PR y PT para indicar cuáles estaciones participan en la subcuenca respectiva. PW indica el peso de cada estación en la subcuenca, calculado por medio de los polígonos de Thiessen.

Es importante recordar que una estación pluviográfica puede usarse como estación totalizadora y como estación registradora.

2.7 Información de salida

Los datos de entrada son copiados por la computadora en un archivo de trabajo en formato fijo, aunque en los datos de entrada se den en formato libre. Los datos en formato fijo son imprimidos en la información de salida.

El registro IO controla la información intermedia para cada cálculo de hidrograma. Los hidrogramas pueden ser imprimidos en forma tabular y/o gráfica. Para optimización, se pueden obtener las variables de cada iteración.

El programa produce resúmenes hidrológicos de los cálculos. El resumen estandar muestra el caudal pico y el área acumulada de drenaje para cada cálculo de hidrograma.

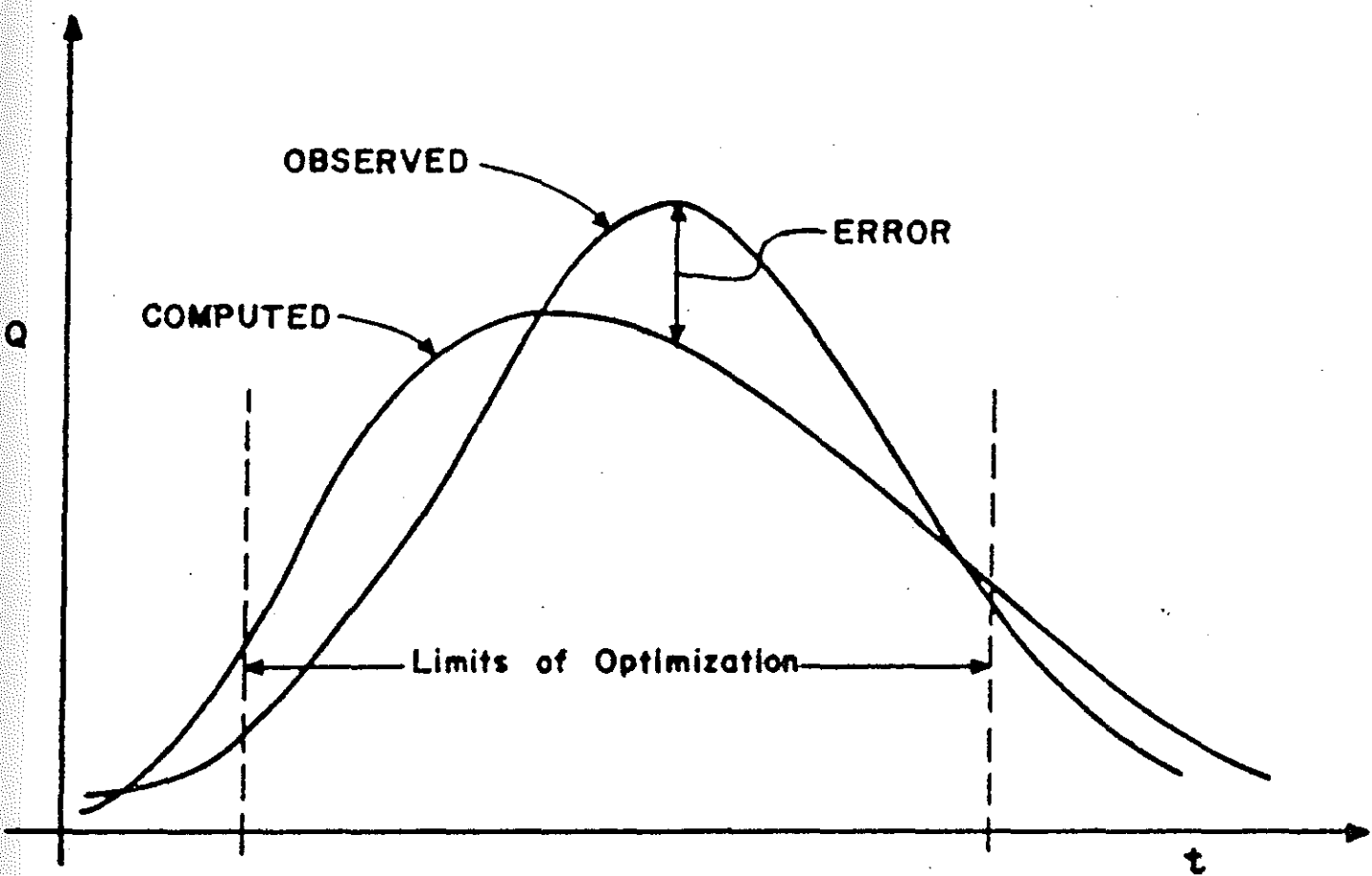
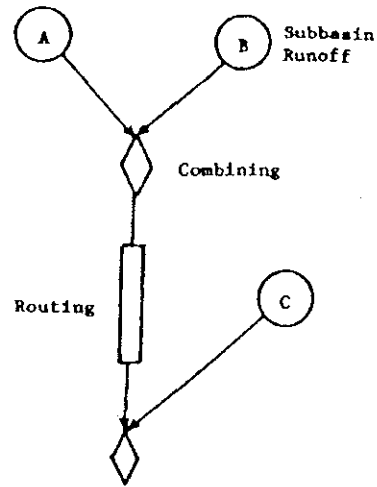
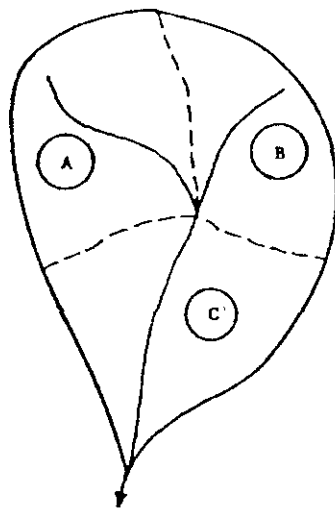
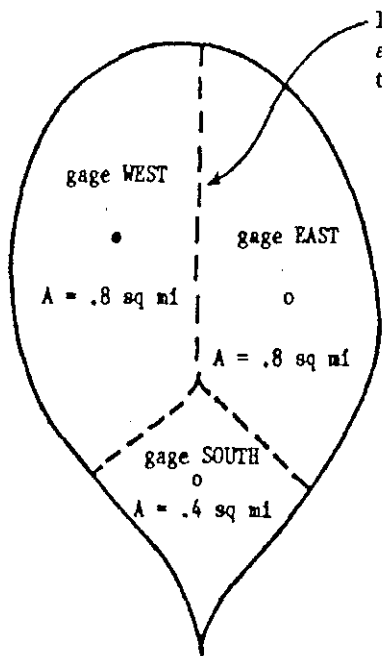


Fig 2.12 Error Calculation for Hydrologic Optimization



	Card ID	Description
	ID	Title
	IT	Time interval and beginning time
	IO	Output Control option for whole job
Runoff from Subbasin A	KK BA BF P_ L_ U_	Subbasin A Area Baseflow Select precipitation method, use IN if necessary Select one loss rate method Select one rainfall excess transformation method
Subbasin runoff B	KK BA BF P_,L_,U_	Similar to above for Subbasin A
Combine A + B	KK KM HC	Station Name Combine runoff from A and B (message option) Indicate 2 hydrographs are to be combined
Route (A+B) to C	KK RL R_	Station name Channel loss optional Select one routing method
Subbasin C runoff	KK BA BF P_,L_,U_	Similar to above for Subbasin A
Combine Routed (A+B) with C	KK HC	Station name Indicate 2 hydrographs are to be combined
	KK IN QO	Compare computed and observed flows
	ZZ	

Fig 2.13 Example Input Data Organization for a River Basin



lines delineating areas pertaining to rainfall gages

Symbols

- - Recording gage
- - Nonrecording gage

Total Rainfall

EAST - 4.8"
 WEST - 3.5"
 SOUTH - 4.2"

DATA INPUT

	Card ID	Data
Rainfall gage data	ID	
	IT	
	PG	EAST 4.8
	PG	SOUTH 4.2
	PG	WEST
	PI	.02 .05 etc. recording gage
	.	readings for storm
Gage weightings for basin-average total.	KK	3-gage basin
	BA	2.0
	PT	WEST EAST SOUTH
	PW	.4 .4 .2
Gage weightings for basin-average recorder	PR	WEST
	PW	1
	L	
	U	

Fig 2.14 Precipitation Gage Data for Subbasin-Average Computation

Table 2.1 HEC-1 Input Data Identification Scheme

<u>Data Category</u>	<u>Record Identification</u>	<u>Description of Data</u>
Job Initialization	ID	Job Identification
	IT	Job Time Control
	IM	Metric Units
	IO	General Output Controls
	IN	Time Control for Input Data Arrays
Variable Output Summary	VS	Stations to be summarized
	WV	Variables to be summarized
Optimization	OU	Unit Graph and Loss Rate Controls
	OR	Routing Controls
	OS	Flood Control System Optimization
	OO	System Optimization Objective Function
Job Type	JP	Multi-Plan Data
	JR	Multi-Ratio Data
	JD	Depth-Area Data
Job Step Control	KK	Stream Station Identification
	KM	Alphanumeric Message Record
	KO	Output Control for This Station
	KF	Format for Punched Output
	KP	Plan Number
Hydrograph Transformation	HC	Combine Hydrographs
	HQ/HE	Stage(Elevation)/Discharge Rating Curve
	HL	Local flow computation option
	HS	Initial Storage for Given Reservoir Releases
	HB	Hydrograph Balance Option
Hydrograph Data	QO	Observed Hydrograph
	QI	Direct Input Hydrograph
	QS	Stage Hydrograph
	QP	Pattern Hydrograph
Basin Data	BA	Basin Area
	BF	Base Flow Characteristics
	BR	Retrieve Runoff Data from ATODTA File
	BI	Input Hydrograph from Prior Job
Precipitation Data	PB	Basin-Average Total Precipitation
	PI	Incremental Precipitation Time Series
	PC	Cumulative Precipitation Time Series
	PG	Gage Storm Total Precipitation
	PI/PC	Incremental/Cumulative Precipitation Time Series for Recording Gages
	PR	Recording Gages to be Weighted
	PT	Storm Total Gages to be Weighted
	PW	Weightings for Precipitation Gages
	PH	Hypothetical Storm's Return Period
	PM	Probable Maximum Precipitation Option
	PS	Standard Project Precipitation Option
	Loss Rate Data Function	LE
LM		HEC's Exponential Snowmelt Function
LU		Initial and Uniform Rates
LS		SCS Curve Number
LH		Holtan's Function
LG		Green and Ampt Loss Rate
Unit Hydrograph Data	UI	Direct Input Unit Hydrograph
	UC	Clark Unit Hydrograph
	US	Snyder Unit Hydrograph
	UD	SCS Dimensionless Unit Hydrograph
	UA	Time-Area Data
	UK	Kinematic Overland
	RK	Kinematic Wave Channel (collector, main)
	RD	Muskingum-Cunge "Diffusion" channel (collector, main)

Table 2.1 Input Data Identification Scheme (continued)

<u>Data Category</u>	<u>Record Identification</u>	<u>Description of Data</u>
<u>Melt Data</u>	MA	<u>Zone Area and Snow Content Data</u>
	MC	<u>Melt Coefficient</u>
	MD	<u>Dewpoint Data</u>
	MS	<u>Solar Radiation Data</u>
	MT	<u>Temperature Data</u>
	MW	<u>Wind Data</u>
<u>Routing Data</u>	RN	<u>No Routing for Current Plan</u>
	RL	<u>Channel Loss Rates</u>
	RD	<u>Muskingum-Cunge "Diffusion" channel</u>
	RK	<u>Kinematic Wave Channel</u>
	RM	<u>Muskingum Parameters</u>
	RT	<u>Straddle/Stagger Parameters</u>
	RS	<u>Storage Routing Option, follow with SV and SQ records if Modified Puls is used</u>
	RC	<u>Channel Characteristics for Normal Depth Storage Routing</u>
	RX	<u>Cross-Section X Coordinates</u>
RY	<u>Cross-Section Y Coordinates</u>	
<u>Storage Routing Data</u>	SL	<u>Low-Level Outlet Characteristics</u>
	ST	<u>Top of Dam Characteristics</u>
	SW	<u>Width/Elevation for Non-Level Top of Dam</u>
	SE	<u>Geometry</u>
	SS	<u>Spillway Characteristics</u>
	SGO	<u>Gee or Trapezoidal Spillway Option</u>
	SQ	<u>Discharge/Elevation Tailwater Rating</u>
	SE	<u>Curve for SG record</u>
	SV	<u>Reservoir Volume</u>
	SQ	<u>Discharge,</u>
	SA	<u>Surface Area, and</u>
	SE	<u>Water Surface Elevation Data</u>
	SB	<u>Dam Breach Characteristics</u>
	SO	<u>Optimization Parameters</u>
SD	<u>Cost \$ Function Corresponding to SV Data</u>	
<u>Diversion Data</u>	DR	<u>Retrieve Diverted Flow</u>
	DT	<u>Flow Diversion Characteristics</u>
	DI	<u>Variable Diversion Q as Function of</u>
	DQ	<u>Inflow</u>
	DO	<u>Diversion Size Optimization Data</u>
	DD	<u>Cost \$ Function for Diversion</u>
<u>Pumping Withdrawal Data</u>	WP	<u>Pump Characteristics</u>
	WR	<u>Pump flow Retrieval</u>
	WO	<u>Pump Size Optimization Data</u>
	WC	<u>Capacity Function for Pump</u>
	WD	<u>Cost \$ Function for Pump</u>
<u>Flood Damage Data</u>	EC	<u>Identifies Flood Damage Option</u>
	CN	<u>Damage Category Names</u>
	PN	<u>Plan Names</u>
	WN	<u>Watershed Name</u>
	TN	<u>Township Name</u>
<u>For Each Damage Reach</u>	WT	<u>Watershed and Township Location</u>
	FR	<u>Frequency Data</u>
	QF	<u>Discharges for FR data</u>
	SF	<u>Stages for Rating Curve with QS</u>
	QS	<u>Discharges for SQ data</u>
	SD	<u>Stages for Damage Data, DG</u>
	QD	<u>Discharges for Damage Data, DG</u>
	DG	<u>Damage Data</u>
	EP	<u>End of Plan Identifier</u>
<u>End of Job</u>	ZZ	<u>Required to end job</u>

CAPITULO 3

SISTEMA OPERATIVO (DOS) Y COED

Material de apoyo curso corto: C-306-91

Preparado por: Javier Saborio B.

3.1 SISTEMA OPERATIVO (DOS)

3.1.1 INTRODUCCION

¿Qué es un sistema operativo?

El sistema operativo (SO) es un conjunto de programas que permiten administrar eficientemente los recursos del computador. Los programas del SO le permiten comunicarse con la computadora y utilizarla para su beneficio.

Una vez cargado el SO en la memoria de la computadora se pueden utilizar otros programas (p.e. Word, Lotus, Norton, etc.), impresoras, unidades de disco, etc.

El SO es parte integral de casi todo sistema de cómputo: componentes físicos (Hardware), el sistema operativo (Software), los programas de aplicación (Software) y los usuarios.

El DOS opera a base de comandos (vías de comunicación con el microcomputador), de los cuales se tienen dos tipos:

- i Internos: Son los comandos más sencillos y utilizados, cuando se muestra el contenido del directorio del DOS no se pueden ver pues forman parte del archivo COMMAND.COM. Se ejecutan inmediatamente pues cuando se enciende el microcomputador quedan cargados en memoria del computador. A continuación se presenta una lista de todos los comandos internos:

break	copy	dir	goto	pause	rmdir	type
chcp	ctty	echo	if	prompt	set	ver
chdir	date	exit	mkdir	rem	shift	verify
cls	del	for	path	ren	time	vol

- ii Externos: Cualquier archivo con extensión .COM, .EXE o .BAT es considerado un comando externo. El FORMAT.COM y el DISKCOPY.COM son ejemplos de comandos externos. Cuando se ejecuta un comando externo no se debe incluir la extensión.

3.2 GENERALIDADES

3.2.1 NOMBRE DE ARCHIVO

Puede contener de 1 a 8 caracteres, seguido de una extensión de 1 a 3 caracteres. Los siguientes caracteres pueden ser usados en nombres de archivos:

A-Z 0-9 \$ & # @ !
% " () - { } _ / \

Cualquier otro caracter será invalidado o no aceptado.

3.2.2 Cambio de unidad

Las diferentes unidades de disco se reconocen por letras, designando como A a la primera unidad de diskette, como B a la segunda, C a la primera partición del disco duro, y así sucesivamente. Para cambiar de una unidad a otra se debe digitar la letra correspondiente, seguidamente dos puntos (:) y luego ENTER. Por ejemplo si el indicador se encuentra en A:\> y deseamos llevarlo a la unidad B debemos ejecutar: B:[ENTER] y el indicador será B:\>.

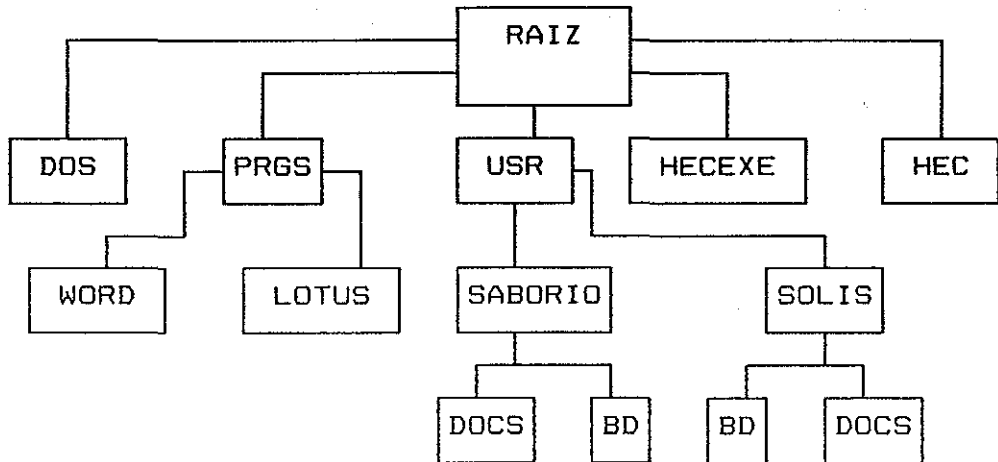
3.2.3 Nombres de dispositivos

El DOS reserva nombres para identificar diferentes dispositivos:

Nombre	Dispositivo
CON	Consola teclado/pantalla. Se utiliza como dispositivo de entrada. Se termina con F6 seguido de ENTER, o Ctrl + [Z] y ENTER.
AUX o COM1	Primer puerto serial
COM2	Segundo puerto serial
LPT1 o PRN	Primer puerto paralelo
LPT2 o LPT3	Segundo y tercer puertos paralelos
NUL	Dispositivo inexistente para aplicaciones de verificación.

3.3 IMPORTANCIA DE DIRECTORIOS CON ESTRUCTURA DE ARBOL

Los directorios con estructura de árbol son muy útiles para la organización de archivos, sobre todo en disco duro, ya que estos pueden contener cientos o miles de archivos. Por ejemplo, un disco duro podría organizarse bajo el siguiente esquema.



Para crear y eliminar esta estructura se utilizan los comandos MKDIR y RMDIR y para moverse CHDIR.

3.4 DESCRIPCION DE COMANDOS PRINCIPALES DEL DOS

Nombre: DATE (interno)

Propósito: Cambiar o actualizar la fecha del sistema

Sintaxis: DATE [MM-DD-YY] o solamente DATE

Nombre: TIME (interno)

Propósito: Actualizar o cambiar la hora del sistema

Sintaxis: TIME [hora: minutos] o solamente TIME

Nombre: KEYBSP (externo)

Propósito: Cargar en la memoria del microcomputador el teclado en español para tener disponibles la eñe (ñ y ñ) y las vocales acentuadas (á é í ó ú).

Una vez cargado en memoria el teclado en español, con las teclas [CTRL][ALT][F1] cambia el teclado al inglés (no disponibles eñe ni acentos).

Y con las teclas [CTRL][ALT][F2] regresa el teclado al español.

Sintaxis: KEYBSP

Nombre: FORMAT (externo)

Propósito: Preparar (inicializar) un disco nuevo para que pueda recibir información. Al utilizarse este comando se debe tener mucha precaución pues por error se puede borrar la información de un disco no pudiendo recuperarse después.

Sintaxis: FORMAT [unidad:] [/4] [/s]

/s Con este parámetro el comando Format copia los archivos del sistema operativo en el disco nuevo.

/4 Parámetro que permite formatear un disco de doble densidad (360 kb) en una unidad de alta densidad (1.2 mb)

Nombre: MKDIR o MD (Make Directory) (interno)

Propósito: Crear un directorio nuevo

MD PROGRA

crea un directorio con nombre PROGRA en la raíz

MD PROGRA\WORD

Crea un directorio con nombre WORD bajo el directorio PROGRA

Sintaxis: MD [unidad:\nombre-path]

Nombre: CHDIR o CD (Change Directory) (interno)

Propósito: Cambiar el directorio actual a un path diferente.

CD PROGRA

Cambia el control al directorio llamado PROGRA.

CD PROGRA\WORD

El directorio actual será WORD

CD.. sale del directorio actual al directorio raíz o al directorio anterior

CD se sale al directorio raíz sin importar el nivel de directorio en que se encuentre.

Sintaxis: CD [unidad:\nombre-path]

Nombre: RMDIR o RD (Remove Directory) (interno)

Propósito: Remover un directorio de la raíz o de una estructura de directorios de varios niveles, el directorio a borrar debe estar completamente vacío.

RD PROGRA

Elimina el directorio con nombre PROGRA

RD PROGRA\WORD

Elimina el directorio con nombre WORD que está bajo el directorio PROGRA

Sintaxis: RD [unidad:\nombre-path]

Nombre: DIR (Directory) (interno)

Propósito: Lista los archivos en un directorio o diskette

DIR *.EXE = DIR .EXE

Lista todos los archivos que tengan la extensión .EXE

Sintaxis: DIR [unidad:nombre-path] [/p] [/w]

/p Este parámetro despliega el contenido del disco o directorio pero haciendo una pausa cuando la pantalla está llena, para continuar se debe presionar cualquier tecla.

/w Despliega solo los nombres de los archivos y directorios sin ninguna otra información, en formato ancho.

Caracteres globales en el nombre de un archivo: Hay dos caracteres especiales ? y * que pueden ser usados dentro del nombre de un archivo y su extensión.

El caracter ? en el nombre o extensión de un archivo indica que cualquier caracter puede ocupar esa posición. Por ejemplo: DIR HEC00?.DAT listaría todos los archivos que tienen un nombre con 6 caracteres y empiezan con HEC00, y cualquier caracter en la sexta posición y con extensión igual a DAT (p.e.: HEC001.DAT; HEC004.DAT; HEC00A.DAT).

El caracter * en el nombre o extensión de un archivo indica que cualquier caracter puede ocupar esa posición y las restantes posiciones en el nombre o extensión. Por ejemplo: DIR HEC*.DOC listaría todos los archivos que empiezan con HEC y con extensión igual a DAT. En este caso los nombres de los archivos que se listen pueden tener de 3 a 8 caracteres (p.e.: HECO.DAT; HECDATA1.DOC; HEC01.DAT; HECDAT.; HEC.DAT).

Si se quisieran listar todos los archivos con nombre cuentas en el disco de la unidad B: DIR B:CUENTAS.*

Para listar todos los archivos con extensión .SYS en el disco de la unidad A: DIR A:*.SYS

Nombre: COPY (interno)

Propósito: Copiar uno o más archivos en otro disco o directorio

COPY DRIVER.SYS B:

Hace una copia del archivo nombrado como DRIVER.SYS en el disco de la unidad B.

COPY *.EXE B:

Hace una copia de cada archivo que tenga la extensión .EXE en el disco de la unidad B.

Sintaxis: COPY [unidad:\nombre-path] [unidad:\nombre-path]

Unidad: unidad que tiene el disco de los archivos a copiar

Nombre-path: Directorio donde están los archivos

Unidad: Unidad en la que está el disco que va a contener la copia del o de los archivos a copiar

Nombre-path: Directorio donde se guardarán las copias de los archivos

Nombre: DISKCOPY (externo)

Propósito: Copiar el contenido de un diskette en una unidad fuente (source) a un diskette en una unidad destino (target). Tanto la unidad fuente como la destino deben ser del mismo tamaño (5.25" ó 3.5").

La primera unidad que se especifica es fuente y la segunda es destino. Si el diskette en la unidad destino está sin formatear, DISKCOPY lo formatea y hace la copia a la vez.

Ejemplos: DISKCOPY A: B: DISKCOPY A: A:
 DISKCOPY B: A: DISKCOPY B: B:

Sintaxis: DISKCOPY [unidad:] [unidad:]

Nombre: REN o RENAME (interno)

Propósito: Cambiar el nombre de un archivo

REN DRIVER.SYS PRUEBA.SYS: Cambia el nombre del archivo DRIVER.SYS por PRUEBA.SYS.

REN *.SYS *.PRN: A todos los archivos que tengan la extensión .SYS les pone la extensión .PRN.

Sintaxis: REN [unidad:\nombre-archivo] [nombre-archivo]

Nombre: DEL (Delete o Erase) (interno)

Propósito: Borrar todos los archivos o solo los especificados

DEL PRUEBA.SYS: Borra el archivo con ese nombre

DEL *.PRN: Borra todos los archivos que tengan extensión .PRN

Si se usa la instrucción: DEL *.*. Borra todos los archivos del disco en la unidad especificada o del directorio, por lo tanto, el microcomputador le hará la siguiente pregunta: "Are you sure?" "Está seguro?"

Sintaxis: DEL [unidad:\nombre-path]

Nombre: CHKDSK (Check Disk) (externo)

Propósito: Analizar el disco en la unidad especificada y revisar si tiene errores.

Sintaxis: CHKDSK [unidad:] [/f] [/v]

/f Este parámetro corrige los errores del disco en caso de que los hubiera.

/v Con este parámetro se van desplegando una serie de mensajes indicando su progreso y dando información más detallada acerca de los errores encontrados.

Nombre: CLS (Clear Screen) (interno)

Propósito: Limpiar la pantalla del microcomputador

Sintaxis: CLS

Nombre: BACKUP (externo)

Propósito: Hacer un respaldo de uno o más archivos de un disco a otro. El comando BACKUP puede ejecutar diferentes formas de respaldo:

Disco duro	a	Diskette
Diskette	a	Diskette
Diskette	a	Disco duro
Disco duro	a	Disco duro

Sintaxis: BACKUP [unidad:\nombre-path] [unidad:] [/s] [/m] [/a]

Unidad: Unidad que tiene el disco de los archivos a respaldar.

Nombre-path: Directorio donde están los archivos

Unidad: Unidad en la está el disco que va a recibir el respaldo

/s Respalda los directorios también

/m Respalda solo los archivos que fueron modificados después del último respaldo

/a Agrega al respaldo solo los archivos que fueron creados después del último respaldo

Nombre: PATH (interno)

Propósito: Ejecutar programas y/o comandos desde el directorio raíz sin tener que estar dentro del directorio respectivo. Este path se debe colocar en el archivo AUTOEXEC.BAT para que se cargue en la memoria del microcomputador cada vez que se encienda este.

Ejemplo: PATH c:\dos;c:\word5;...

Sintaxis: PATH [unidad:\nombre-path];[unidad:\nombre-path]...

Nombre: PROMPT (externo)

Propósito: Cambiar el indicador del sistema operativo (unidad por omisión y >) el cual está formado por: PROMPT (\$p\$g).

Sintaxis: PROMPT [\$caracter][\$caracter][\$caracter]...

Las siguientes son opciones que puede usar para desplegar su propio "PROMPT" indicativo, cada una debe estar precedida por el caracter \$:

- \$ El caracter "\$"
- t La hora
- d La fecha
- p El directorio actual de la unidad por defecto
- v El número de la versión del sistema
- n La letra de la unidad por defecto
- g El caracter ">"
- l El caracter "<"
- b El caracter "!"
- _ Inicio de nueva línea en la pantalla

PROMPT Hora = \$t\$_Fecha = \$d\$_

Nos despliega el "PROMPT" indicativo:

Hora = (hora actual)
Fecha = (fecha actual)

Nombre: RESTORE (externo)

Propósito: Restaurar uno o más archivos que fueron respaldados usando el comando BACKUP. El comando RESTORE puede restaurar de diferentes formas:

Disco duro	a	Diskette
Diskette	a	Diskette
Diskette	a	Disco duro
Disco duro	a	Disco duro

Sintaxis: RESTORE [unidad:] [unidad:\nombre-path] [/s] [/m] [/a:fecha]

Unidad: Unidad que tiene el disco de los archivos respaldados

Unidad: Unidad en la está el disco que tiene los archivos que se van a restaurar

Nombre-path: Directorio donde están los archivos a restaurar

/s Restaura los directorios también

/m Restaura solo los archivos que fueron modificados desde el último respaldo

/a Restaura solo los archivos que fueron modificados en o después de la fecha dada

Nombre: TYPE (interno)

Propósito: Mostrar en pantalla el contenido de un archivo de texto.

TYPE MEMO.DOC: Muestra el contenido del archivo MEMO.DOC

TYPE MEMO.DOC>LPT1: Para imprimir el archivo MEMO.DOC

TYPE MEMO.DOC | more: Para mostrar pantalla por pantalla el contenido de un archivo muy extenso

Sintaxis: TYPE [unidad:\path\archivo]

Nombre: PRINT (externo)

Propósito: Enviar a la impresora el contenido de un archivo texto

Sintaxis: PRINT [unidad:\path\archivo]

Nombre: XCOPY (externo)

Propósito: Copiar archivos y directorios

XCOPY A: B: /s /e: Copia todos los archivos y subdirectorios (incluyendo cualquier subdirectorio vacío)

Sintaxis: XCOPY [unidad:\path\archivo]
[unidad:\path\archivo] [/e] [/m] [/p] [/s] [/v]
[/w]

unidad: \path\archivo Unidad donde está el disco con los archivos que se van a copiar (source)

unidad: \path\archivo Unidad donde está el disco que va a recibir la copia de los archivos (target)

/e Copia cualquier directorio aunque esté vacío. Se debe usar con /s.

/m Va marcando cada archivo que copia.

/p Le pregunta "(S/N)" si quiere crear cada archivo destino.

/s Copia directorios y subdirectorios de niveles inferiores siempre que no estén vacíos.

/v Verifica la copia para asegurarse que tanto el archivo origen como el destino sean iguales.

/w Espera antes de empezar a copiar los archivos. Se debe presionar cualquier tecla para continuar o CONTROL-C para cancelar el comando.

3.5 ARCHIVOS IMPORTANTES

3.5.1 Archivos (Batch)

Un archivo BATCH es un archivo formado por un conjunto de comandos DOS que se ejecutan uno a uno. Estos archivos deben tener extensión .BAT; y se ejecutan con sólo dar su nombre.

En particular el archivo AUTOEXEC.BAT, es leído por el procesador de mandatos cada vez que se arranque el sistema, en el directorio raíz de la unidad desde la que se arrancó el sistema. Esto es útil porque sirve para modificar características del sistema, cada vez que se arranca el computador.

ser: Por ejemplo. El contenido del AUTOEXEC.BAT, puede

```
ECHO OFF
VER
DATE
TIME
c:\dos\keyb sp,850 c:\dos\keyboard.sys
PATH=C:\;C:\DOS;C:\PRGS\WORD;c:\prgs\norton;C:\HECEXE
PROMPT$s$e[1;1H$e[0;42;30m_Fecha==$d_Hora==$t$e[6
D$e[K$e[1;54HRuta==_ $p$e[1;40;33m$e[u$e[KComando==
c:\dos\msmouse /1
cls
```

3.5.2 Configuración del sistema

El archivo de configuración sirve para configurar el sistema, cada vez que se arranca el computador y es buscado en el directorio raíz de la unidad desde donde fue arrancado el DOS. Si no se encuentra este archivo, se asignan valores por omisión.

Mandatos de configuración

BREAK = [ON ; OFF]
Indica al DOS para que compruebe los Ctrl-Break (interrupciones de programas).

BUFFERS = x
Determina el número de almacenamientos intermedios de disco (buffers) que el DOS puede asignar en memoria cuando este se pone en marcha. Para sistemas con disco duro se recomienda BUFFERS=3.

COUNTRY = xxx
Permite especifica formato de fecha y hora, símbolo de moneda y separador de decimales que se desea utilizar, por ejemplo: COUNTRY=034 (para España)

DEVICE = [d:] [path]nombarch.[ext]
Permite especificar el nombre del archivo que contiene un controlador de dispositivo.

Ejemplos:
DEVICE=ANSI.SYS
Permite usar características de pantalla extendida y control de teclados.

DEVICE = VDISK.SYS

Permite simular una unidad de disco.

FCBS = m,n

Permite especificar el número de bloques de control de archivos que el DOS puede abrir simultáneamente.

m = número de archivos a abrirse simultáneamente, por omisión m=3, puede variar de 1 a 255

n = especifica el número total de archivos abiertos que no pueden ser cerrados automáticamente por el DOS si un programa intenta tener más de los m archivos abiertos. El valor por omisión es 0, y puede variar de 0 a 255.

m debe ser mayor o igual al valor de n.

FILES = x

Permite especificar el número máximo de archivos que pueden estar abiertos simultáneamente.

LASTDRIVE = x

Determina el número máximo de unidades a las que puede accederse.

SHELL = [d:][path]nombarc[.ext]

Permite cargar un procesador de mandatos de alto nivel.

Ejemplo de archivo CONFIG.SYS

```

DEVICE=c:\dos\ANSI.SYS
COUNTRY=034 850 c:\dos\COUNTRY.SYS
FILES = 40
BUFFERS = 25

```

3.2 COED

3.2.1 INTRODUCCION

COED es un editor con características de pantalla completa, con un poderoso conjunto de comandos de línea que se pueden ejecutar interactivamente o en modo por lotes ("batch").

COED es funcional para editar el texto necesario para la preparación de datos y desarrollo de programas. En particular COED contiene características adicionales que ayudan a la preparación de los archivos de datos de entrada para los diferentes programas HEC.

COED está disponible para diferentes computadores y terminales. En el modo de edición de línea, puede usarse en cualquier terminal. En el modo de edición de pantalla está disponible en computadores personales (o compatibles) con sistema MS-DOS, y puede ser implantado en cualquier terminal conforme a los estándares ANSI para terminales (recomendándose una velocidad de 4800 baud o mayor). COED está escrito en FORTRAN 77 y es fácilmente adaptado a diferentes máquinas. Fue implementado para Harris mini-computadores, computadores MS-DOS y compatibles.

3.2.2 NUEVAS CARACTERISTICAS DE ESTA VERSION.

- A. Los comandos FILE y SAVE no pueden abreviarse, se deben especificar con todos sus 4 caracteres.
- B. Los comandos LOCATE WILD (LW) y CHANGE WILD (CW) permiten el uso de caracteres de búsqueda para localizar y cambiar caracteres en una hilera.
- C. Los comandos column (COLUMN) permiten que un rango de columnas sea duplicado (CD), movido (CM), removido (CR), o asignado "set" (CS) a un caracter específico.
- D. CUT (CU) y SPLICE (SP) permiten que una línea sea cortada en dos, o que dos líneas ser unidas en una.
- E. Los comandos LOCATE EXCEPT (LE), y FIND EXCEPT (FE) realizarán búsqueda en aquellas líneas que no contienen un carácter de hilera dado.
- F. Los comandos X e Y han sido expandidos para incluir de X1 a X5, y de Y1 a Y5, agregando así 10 comandos más X o Y que pueden ser recordados.
- G. El modo de ayuda en línea (HE) se ha agregado para los modos de edición de línea y de pantalla completa.
- H. La dirección de movimiento a través del archivo puede ser invertida al preceder ciertos comandos con un menos "-", por ejemplo: -L/text/

- I. Una copia de respaldo temporal del archivo en edición se hace automáticamente.

3.2.3 INICIO

El editor COED se inicializa al teclear:

```
COED filename [cmdfile] [S-n]
```

donde:

"filename": es el archivo que se desea editar. Si el archivo no existe COED creará uno.

"cmdfile": es un parámetro opcional que provee el nombre del archivo que contiene una lista de comandos a usar por COED. Si este parámetro se omite, los comandos se leerán desde teclado, o entrada estándar.

"S-n": es un parámetro opcional que especifica la longitud de las columnas (n) de las líneas a ser editadas. Todas las líneas son truncadas a esta longitud por COED. Si el parámetro se omite, las primeras 100 líneas leídas del archivo son examinadas para determinar si una longitud de línea de 80 columnas se puede usar. Si se excede, la longitud de 133 será usada.

Mientras COED se inicializa, se hace una copia de su archivo para propósitos de recuperación. Si, por alguna razón se salvan sin querer los cambios en su archivo se puede usar la copia de respaldo para restaurar el archivo en su condición original. Esto debe hacerse inmediatamente después de la sesión de edición. La copia de respaldo se llama COED.BUP y se almacena en el directorio raíz o en el que se halla puesto el sistema.

3.2.4 RECUPERACION.

En el caso de falla del sistema durante la sesión de edición, se puede recuperar el archivo al usar la opción de recuperación. Esta opción usa 2 archivos para reconstruir la sesión hasta el comando más reciente ejecutado. Uno de los archivos es una copia del archivo original antes de que la edición empezara. El otro archivo es un registro de todas las transacciones de edición realizadas por el editor.

Para recuperación por falla y resumir la edición, ingrese:

COED -R (Todos los sistemas)

Al finalizar la recuperación, el editor estará en la misma posición en que se estaba al momento de la falla. En MS-DOS los archivos de recuperación se almacenan con los nombre COED.BUP y COED.REC en el directorio actual configurado. El archivo COED.BUP es una copia del archivo original antes de iniciar la sesión de edición. COED.REC es un registro de todas las ediciones de transacción hechas al archivo durante la sesión de edición.

3.2.5 COMANDOS BASICOS DE COED

<u>COMANDO</u>	<u>PROPOSITO</u>	<u>EJEMPLOS</u>
COED	Iniciar sesión de edición	COED ARCH1 COED ARCH2 S-132
FS	Modo pantalla completa	FS
T	Direcciona parte superior	T
B	Direcciona a la parte inferior	B
P	Imprime línea(s)	P (Imprime 1) P 3 (Imprime 3) P A(Imprime todas) P*(Hasta el final)
N	Va a la línea siguiente	N (próxima línea) N3(3 líneas abajo)
U	Va arriba	U 2 (sube 2)
L	Localiza una hilera	L /ABC/
C	Cambia una hilera	C /ABC/XYZ/
I	Inserta una línea	I
I	Modo de entrada "Input"	I LINE ONE OF TWO
\$\$\$	Sale de modo de entrada	\$\$\$
R	Reemplaza una línea	R nueva información

DE	Borra una línea	DE
CL	Muestra una columna bandera	CL
FILE	Actualiza el archivo y sale	FILE NUEARCH
QU	Finaliza la sesión de edición (nada se salva)	QU

Nota: una línea en blanco tal como un "ENTER" causa que el comando previo sea repetido.

3.2.6 SINTAXIS DE COMANDOS

Formato general de los comandos de COED y representación en estas notas:

E> comando [parámetros]

donde:

E> es el "prompt"
comando es el nombre de la instrucción seguido por blanco o coma y cualesquiera parámetros, luego "ENTER"

Los comandos pueden ser abreviados a 1, 2, o 4 letras identificadoras. Ver lista de comandos.

La sintaxis de convención usada en este documento se presenta en la tabla siguiente.

CONVENCIONES DE SINTAXIS

<u>Símbolo</u>	<u>Significado</u>
[]	Entre corchetes parte opcional
;	Separa opciones mutuamente exclusivas
...	El parámetro se puede repetir
MAY	Mayúsculas indican que se debe usar un parámetro específico
/	Delimitadores de hileras en este documento. Sin embargo, se puede usar cualquier carácter como delimitador.
c	Número columnar a ser sustituido

m,n,r	Especifica valor numérico a ser sustituido.
*	Representa todas las ocurrencias en un campo numérico.
string (o stg)	Especifica una hilera de caracteres
char	Especifica que un carácter debe ser dado.

Ejemplo: Sintáxis del comando CUT

CU c;/string/ [n]

El identificador de comando es CU, se muestra en letras mayúsculas. un blanco separa el identificador de los parámetros. El parámetro, que es requerido consiste de dos opciones separadas una de otra por una barra (;). Esto indica que las opciones son mutuamente excluyentes, o una u otra pero no ambas. La letra en minúscula c indica que un valor numérico de columna a de ser ingresado. La otra posibilidad para este parámetro es una hilera alfanumérica. Si la hilera es usada debe delimitarse por un carácter tal como "slash" (/). El siguiente parámetro es opcional porque se muestra entre corchetes []. La letra n representa el número de líneas sobre las que opera el comando. Si el parámetro n no se da, se asume por omisión una línea.

Otros ejemplos válidos de CUT.

CU 40 12
CU /THEN/

3.2.7 MODIFICADORES DE COMANDOS

Ciertos comandos de edición de líneas pueden modificarse por el uso de símbolos especiales:

MODIFICADOR PROPOSITO

- . Precediendo al comando por un punto "." suprime el echo del comando resultante. Esto efectivamente apaga la opción de verificación del comando. Ver el comando "verify" para más detalles

- = Precediendo ciertos comandos por un signo de igualdad "=" despliega el último uso del comando. Varios comandos COED tienen "memoria", esto es, recuerdan los parámetros de su uso más reciente. Los comandos que tienen memoria son: CHANGE, FIND, LOCATE, ZONE, X e Y. Por ejemplo, si la misma hilera es buscada varias veces con un comando LOCATE, se puede especificar la primera vez que el comando es usado; después el L puede ser usado para repetir el último comando LOCATE. Un signo de igual usado en un línea en blanco retorna el estado de información actual de COED.

- Precediendo el comando por un menos (-) contrapone la dirección del movimiento a través del archivo para el comando en ejecución. El comando "-L /ABC/" localiza la hilera "ABC" hacia atrás, de la línea actual (hasta que la parte superior del archivo sea alcanzada). Los comandos para los cuales el signo menos se puede usar son CHANGE, LOCATE, FIND, y PRINT.

- > El símbolo mayor que (>) puede usarse en dos formas:
 - 1) Si es el último carácter en un comando INSERT, OVERLAY o REPLACE, seguido por un "ENTER" indica continuación de la línea. El carácter de continuación puede ser cambiado con el comando TERMDEF.

2) Si el símbolo es usado dentro de una línea en un comando INSERT, OVERLAY, o REPLACE la localización de la columna se moverá al siguiente tabulador.

<CR> Si un "ENTER" se ingresa (esto es, una línea en blanco) el comando previamente ejecutado se repetirá. Esto es muy útil para repetir comandos como NEXT, LOCATE, Print, DElete y otros.

3.2.8 EJEMPLO DE COMANDOS

La siguiente tabla provee ejemplos de uso de la sintáxis de los comandos de línea y modificadores

<u>Comando</u>	<u>Descripción</u>
HELP	Requiere ayuda.
T	Mueve a la parte superior del archivo.
P 23	Imprime las siguientes 23 líneas empezando con la actual.
C /ABC/XYZ/	Cambia ABC a XYZ en la línea actual.
F C	Encuentra la siguiente línea que empiece por "C".
.C /Z/AT/ * *	Cambia todas las ocurrencias de 'Z' a 'AT' de la posición actual hasta el final del archivo. Suprime el "echo" de los cambios.
-L /END/	Localiza la primera ocurrencia de "END" hacia arriba en el archivo.
FILE MYDATA	Almacena los resultados de la edición en un archivo llamado "MYDATA" y sale de COED.
SP 40 4	"Splice" (combina) la línea actual con la siguiente línea en la columna 40 de la línea actual y repite esta operación 4 veces.
X ;L /ABC/;N;C /1/2/;	Hace un comando X para localizar ABC, mueve a la siguiente línea y cambia el primer 1 a 2.

X 20

Ejecuta 20 veces el conjunto de comandos X previamente definido.

3.2.9 MODO DE EDICION DE PANTALLA COMPLETA

3.2.9.1 INTRODUCCION

El modo de edición de pantalla completa permite editar archivos de texto desplegando una parte del texto en la pantalla (aproximadamente 20 líneas). Permite al usuario hacer cambios al teclear o reemplazar nuevo texto directamente donde se desea. Las teclas de movimiento de cursor se pueden usar para moverse a través del texto.

El modo de pantalla completa opera en una atmósfera de sobre-escritura, lo que es teclado reemplaza lo que hay en la pantalla. El modo de "inserción de caracteres" permite ingresar caracteres sin borrar otros caracteres. El modo de "inserción de líneas" provee un medio de insertar líneas en el archivo de texto. En un archivo nuevo o al final de un archivo existente, un "ENTER" provee un implícito "new line". Así para entrar texto en un nuevo archivo en el modo de pantalla completa, hay que teclear normalmente. Cualquiera de los comandos de edición de línea puede ser accesado desde el modo de pantalla completa al presionar la tecla de función de edición de línea.

La característica de pantalla completa está corrientemente disponible para terminales que trabajan en modo ANSI estándar, y para computadores MS-DOS compatibles.

3.2.9.2 INICIANDO EL MODO DE PANTALLA COMPLETA.

Cuando COED se ejecuta éste entra al modo de edición de líneas. Para ir al modo de pantalla completa, se debe ingresar el comando FULL SCREEN. La sintáxis del comando es:

```
E>FS [L] [C]
```

donde:

L provoca que se despliegue el número de línea en uso

C causa que el número de columna en uso sea desplegado

Uno u otro parámetro puede dejarse como permanentes si se incluyen en la definición de archivo de terminal COED (SYST*COEDTD). Las funciones de las teclas de

movimiento de cursor, también se pueden modificar en esa definición de archivo.

3.10 DESCRIPCIONES DE TECLAS EN MODO DE PANTALLA COMPLETA.

3.10.1 TECLAS DE MOVIMIENTO.

<u>TECLA</u>	<u>DESCRIPCION</u>
CURSOR RIGHT	Mueve el cursor a la derecha 1 carácter
CURSOR LEFT	Mueve el cursor a la izquierda 1 carácter
CURSOR UP	Mueve el cursor 1 línea hacia arriba
CURSOR DOWN	Mueve el cursor 1 línea hacia abajo
PAGE UP	Mueve aproximadamente 1 pantalla hacia arriba
PAGE DOWN	Mueve aproximadamente 1 pantalla hacia abajo
HOME	Presionado 1 vez va a la esquina superior izquierda de la pantalla, presionado de nuevo va a la primera línea del archivo
END	Presionado 1 vez va a la esquina inferior izquierda de la pantalla, presionado de nuevo va a la última línea del archivo
BEGINNING OF LINE	Presionando las teclas de movimiento de cursor 5 y luego 4 (cursor left) va la columna 1 de la línea actual
END OF LINE	Presionando las teclas de movimiento de cursor 5 y luego 6 (cursor right) va a una columna después del último carácter de la línea actual
TOP OF SCREEN	Presionando las teclas de movimiento de cursor 5 y luego 8 mueve el cursor a la parte superior de la pantalla en la columna actual.
BOTTOM OF SCREEN	Presionando las teclas de movimiento de cursor 5 y luego 2 mueve el cursor a la parte inferior de la pantalla en la columna actual.

SCROLL UP	Se despliega (scrolled) 1 línea hacia arriba.
SCROLL DOWN	Se despliega (scrolled) 1 línea hacia abajo.
NEXT WORD	Mueve el cursor al comienzo de la palabra siguiente a la derecha.
PREVIOUS	Mueve el cursor al comienzo de la palabra anterior.
WORD	Hacia la izquierda
TAB	Mueve el cursor una tabulación
TAB LEFT	Mueve el cursor una tabulación a la izquierda.
BACKSPACE	Retorna una posición atrás y limpia el campo
CARRIAGE	Pone el cursor en la siguiente línea a la izquierda.
RETURN	Del margen. Se genera una nueva línea si se está tanto en modo de inserción de líneas o al final del archivo.

3.10.2 TECLAS DE EDICION

INSERT CHARACTER MODE	Intercambia el modo de caracter. En modo de inserción de caracteres cualquier caracter presionado se insertará a la izquierda del cursor. En este modo, un backspace borrará el caracter a la izquierda del cursor. No se crean nuevas líneas al insertar caracteres.
DELETE CHARACTER	Borra caracteres en la línea actual. Se puede hacer de dos formas: <ul style="list-style-type: none"> a. Borra áreas resaltadas o seleccionadas. Se presiona la tecla delete, se mueve el cursor a la hilera escogida, se presiona de nuevo la tecla delete. Una hilera puede seleccionarse al presionar la tecla RETURN, o las

teclas: ENF OF LINE o BEGINNING OF LINE o un caracter regular.

- b. Borrar sólo caracteres. Caracteres en forma individual son borrados al presionar la tecla DELETE por segunda vez.

DELETE LINE	Borra la línea donde se ubique el cursor.
INSERT LINE	Cambia el modo de inserción de líneas.
MODE	La tecla de inserción de líneas, se provee una nueva línea. Líneas adicionales son generadas por "ENTER", hasta que el modo de inserción de líneas sea desactivado. Si se está al final del archivo, un "ENTER" crea una nueva línea, sin embargo, no pasa al modo de inserción de líneas
RESTORE	Restaura la línea actual, si el comando anterior fue un error. Si la última tecla presionada fue un "DELETE LINE", esta línea sera re-ordenada. Si inadvertidamente se teclean errores de caracteres, la restauración retornará la línea a la posición antes de que el cursor esté en ella. Una vez que se halla movido en la línea, no se puede restaurar.
COMMAND	Provee un E> para ejecutar un comando, luego retorna al modo de pantalla completa. Esto es útil para localizar, etc.
LINE EDIT	Retorna el programa al modo de edición regular de líneas. Para retornar al modo de pantalla completa se teclaa "FS" otra vez
HELP	La tecla HELP provee acceso en línea a la documentación de COED, incluyendo la localización de las teclas de edición de pantalla completa. Para retornar al modo de edición se presiona la tecla HELP de nuevo.

SETUP

La tecla **SETUP** en computadores personales provee un medio de fijar parámetros que será salvado durante la sesión de edición. Esto incluye colores de pantalla, el directorio de archivos de accesorios (e.g. el archivo de ayuda y archivos de recuperación), y una opción para que **COED** entre al modo de pantalla completa automáticamente después de iniciado. Se deben seguir las intrucciones en pantalla, después de presionar esta tecla.

3.2.11 LOCALIZACION DE TECLAS (IBM PC Y COMPATIBLES)

A. Las teclas de movimiento se ubican a la derecha del teclado:

<u>TECLA</u>	<u>FUNCION</u>
.	Borra un carácter
0	Modo de inserción de caracteres
1	End
2	Cursor Down
3	Page Down
4	Cursor Left
6	Cursor Right
7	Home
8	Cursor Up
9	Page Up
-	Scroll Up
, (tab)	Scroll Down
5 luego 2	Abajo
5 luego 4	Inicio de línea
5 luego 6	Fin de línea
5 luego 8	Arriba
Ctrl 4	Próxima palabra
Ctrl 6	Palabra previa

B. Teclas de función. Las teclas de función son las 10 teclas marcadas de F1 a F10.

<u>Tecla</u>	<u>Función</u>
F1	Ayuda
ALT F1	Variable de ayuda
F2	Restaura
Ctrl F2	PC Setup
F3	Borra línea

- NUM-LOCK** Activa y desactiva el teclado numérico, intercambiándolo por las teclas de movimiento de cursor. Al estar activo aparece indicado "NUM-LOCK" en la línea de estado.
- FILE** La tecla FILE despliega un mensaje con el nombre del archivo en uso o archivo actual. Para almacenar el archivo editado con este nombre, se presiona "ENTER". Para almacenar el archivo con otro nombre, se teclea el nuevo nombre. Después de guardar el archivo, COED finaliza.
- SAVE** La tecla SAVE despliega un mensaje con el nombre del archivo en uso o archivo actual. Para almacenar el archivo editado con este nombre, se presiona "ENTER". Para almacenar el archivo con otro nombre, se teclea el nuevo nombre. Después de guardar el archivo, COED retorna a la sesión de edición.
- QUIT** La tecla QUIT despliega un mensaje de requerimiento de un "ENTER" para salir. Esto termina COED sin salvar los cambios en el archivo. Para no salir se presiona ESC o se teclea "NO".
- ERASE FIELD** La tecla ERASE FIELD borra todos los caracteres en el campo actual (donde se localiza el cursor). El campo está definido por la tabulación.
- HELP VARIABLE** Cuando la característica de HELP PROGRAM ha sido activada, la tecla HELP VARIABLE despliega la definición de variable en el campo actual.
- JUSTIFY** Es un interruptor de justificación, entre justificación a la derecha y no justificación. Esta tecla se usa sólo cuando se preparan los datos de entrada sin el comando activado de HELP PROGRAM.
- REFRESH SCREEN** La tecla REFRESH SCREEN restaura la pantalla. Esta tecla puede ser usada cuando la pantalla sea accidentalmente limpiada o cambiada localmente (en modo terminal).

F4	Modo de inserción de línea
F5 - F8	Reservadas
F9	Comando Único
F10	Modo de edición de línea
Alt F10	File
Sft F10	Save
Ctrl F10	Quit

3.2.12 DOCUMENTACION DE COMANDOS

3.2.12.1 Resumen comandos básicos de movimiento de líneas

<u>Nombre</u>	<u>Uso</u>
Top	T
Bottom	B
Next	N [n]
Up	U [n!/string/]
Print	P [n/ALL]
Locate	L[/string/][AND;OR/NOT/string2/][n]
Find	F [string]
Goto	G n

3.2.12.2 Descripción de comandos

TOP T

El comando TOP mueve el puntero al inicio del documento. Esta línea se define como la línea 0 y no se salva con el archivo (sirve para permitir la inserción de nuevas líneas en la parte superior del documento). La línea cero no puede ser cambiada, borrada, etc. El identificador superior del archivo "TOF.." se despliega aquí.

BOTTOM B

El comando BOTTOM mueve el puntero hasta el final del archivo. El identificador de fin de archivo "EOF.." se despliega aquí.

NEXT N [n]

El comando NEXT mueve el puntero n líneas abajo. Por omisión el número de líneas es 1.

UP U [n!/string/]

El comando UP mueve el puntero n líneas hacia arriba. Si n no se especifica, se asume un valor de 1. Si se especifica una hilera, el comando UP busca hacia arriba la hilera, empezando con la línea arriba de la línea actual.

PRINT P [n;ALL]

Imprime las próximas n líneas, empezando con la línea actual. Si se usa * en lugar del número de líneas n, el resto del archivo, empezando con la línea actual, se imprime. En esos casos el puntero se mueve hasta la última línea a ser impresa. Si se usa la opción "ALL", el archivo entero se imprimirá, sin afectar al puntero. "ALL" puede ser abreviado a "A". Para detener la ejecución del comando PRINT, se presiona Ctrl + [X]. Antecediendo al comando PRINT con un menos (-P) se imprimirán n líneas hacia arriba.

LOCATE L [/string/][AND;OR;NOT /string2/] [n]

Busca las próximas n ocurrencias de la hilera, empezando con la línea siguiente. Si n no se especifica sólo la próxima ocurrencia de la hilera se localiza. Si un asterisco (*) se da en lugar de n, todas las ocurrencias de la hilera se localizarán (empezando con la línea siguiente). El puntero se posiciona en la línea que contiene la hilera. Si la hilera no se encuentra, el puntero se posiciona en la última línea en el archivo. El comando LOCATE sin ningún parámetro repetirá el comando LOCATE más reciente. Antecediendo el comando con un menos "-L" localizará la hilera hacia arriba.

LOCATE puede también usarse con los operadores "AND", "OR", y "NOT" con una segunda hilera, para encontrar líneas que cumplen una de las condiciones. La sintaxis es:

L /str1/OR/str2/

(Localiza la siguiente línea conteniendo la hilera "str1" o y la hilera "str2")

L /str1/AND/str2/

(Localiza la siguiente línea conteniendo la hilera "str1" y la hilera "str2")

L /str1/NOT/str2/

(Localiza la siguiente línea conteniendo la hilera "str1" pero no conteniendo la hilera "str2")

Como un ejemplo, si se quiere determinar en qué subrutina FORTRAN, la variable "XYZ" se localiza, se puede dar el siguiente comando:

```
L /SUBROUTINE/OR/XYZ/ *
```

```
FIND F [string]
```

El comando FIND busca cada línea, empezando con la siguiente, tratando de comparar cada carácter de la "hilera" con una idéntica hilera que empieza en la primera columna de la línea. Cuando la encuentra el puntero es reposicionado a esta línea. El primer carácter de la hilera es el siguiente carácter seguido al único blanco después del nombre del comando. Sólo los caracteres no nulos en la hilera son comparados. El comando FIND sin parámetros repite el comando FIND más reciente. Los delimitadores de hilera no se usan.

```
GOTO G n
```

El comando GOTO mueve el puntero a la línea número n, donde n es un número decimal con respecto a la parte superior del archivo.

3.2.13 COMANDO BASICOS DE EDICION DE LINEAS

3.2.13.1 Resumen

<u>Nombre</u>	<u>Uso</u>
Change	C [/stg1/stg2/ [n;n m]]
DElete	DE [n]
Insert	I [line]
Replace	R line
Overlay	O line

3.2.13.2 Descripción de comandos

```
CHANGE C [/stg1/stg2/ [n;n m]]
```

El comando CHANGE reemplaza m ocurrencias de "stg1" con "stg2" para las próximas n líneas. El valor por omisión para m y n es 1. Un "*" usado para n denota todas las líneas desde la línea actual hasta el final del archivo; un "*" usado en lugar de m denota todas las ocurrencias de "stg1". El puntero avanzará n-1 líneas hacia el final del archivo. Sin ningún parámetro repite la acción del último comando CHANGE usado.

Antecediendo el comando con el signo menos (-C) invertirá la dirección del puntero y reemplazará la m-ésima

ocurrencia de "stg1" con "stg2" hacia arriba n líneas en el archivo.

DELETE DE [n]

Borra n líneas del archivo, iniciando con la línea actual. Si se omite n, sólo la línea actual se borrará. Un asterisco (*) usado en lugar de n borrará todas las líneas desde la actual hasta la última en el archivo.

INSERT I [line]

Inserta una línea después de la línea en la que el puntero está actualmente posicionado, y avanza el puntero a la nueva línea. Si no sigue hilera al comando INSERT, el editor entra en modo de entrada. Todas las líneas entradas son insertadas en el archivo directamente abajo de la línea actual. El modo de entrada se termina al teclear tres signos de dólar (\$\$\$) al inicio de la línea. Al salir del modo de entrada, el puntero se posiciona en la última línea insertada.

REPLACE R line

El comando REPLACE reemplaza la línea actual con "line".

OVERLAY O line

El comando OVERLAY coloca los caracteres no blancos de "line" en las posiciones correspondientes de la línea actual. El primer carácter de "line" es el siguiente carácter seguido de un único balco después del nombre del comando.

3.2.14 COMANDOS DE FINALIZACION DE EDICION

3.2.14.1 Resumen

<u>Nombre</u>	<u>Uso</u>
FILE	FILE [filename]
SAVE	SAVE [filename]
QUIT	QU

3.2.14.2 Descripción de comandos

FILE FILE [filename]

El comando FILE almacena el archivo editado en disco, reemplazando la copia existente del archivo. Después de

esto COED finaliza. Si se especifica un nombre de archivo, se crea un nuevo archivo dejando sin modificar el original.

SAVE SAVE [filename]

El comando SAVE almacena la copia actualizada del archivo en el disco, reemplazando la copia existente. Si se da un nombre de archivo opcional, el archivo editado se almacena en el archivo especificado, dejando el original sin modificar. La ubicación del puntero no se afecta y no se sale del editor.

QUIT QU

El comando QUIT causa que COED termine sin actualizar el archivo. El usuario deberá estar seguro de usar QUIT sólo cuando la sesión de edición quiera ser descartada. La opción de recuperación puede usarse cuando se haya requerido un QUIT accidentalmente.

3.2.15 COMANDOS DE BLOQUE

3.2.15.1 Resumen

<u>Nombre</u>	<u>Uso</u>
! Start	ST
? ENd	EN
DUPLICATE	DU [n]
MOVe	MO
REMove	RE
GEt	GE [filename] [m m n]
PUT	PU [filename]

3.2.15.2 Descripción de comandos

START ST

Define la línea en uso al inicio de un bloque.

END EN

Define la línea actual como la última en el bloque. Se debe haber ingresado un comando START de definición de comienzo del bloque antes de que el END se dé.

DUPLICATE DU [n]

Copia el bloque previamente definido, insertándolo directamente abajo de la línea en uso. Si se da el parámetro n, el bloque se copia n veces (por omisión n es igual a

1). El comando DUPLICATE puede ser repetido sin redefinir el inicio y el final del bloque. El puntero lineal permanece en la misma posición.

MOVE MO

Remueve el bloque previamente definido y lo inserta directamente bajo la línea actual. El puntero permanece en la misma posición.

REMOVE RE

Elimina el bloque definido del archivo

GET GE [filename] [m:m n]

El comando GET inserta m líneas o m líneas hasta n del archivo especificado, directamente abajo de la línea en uso. Si m y n se omiten, el archivo entero se inserta. Si el nombre del archivo se omite se usará el archivo previamente especificado. El puntero se posicionará en la línea insertada o en la última línea del bloque insertado.

/* PUT PU [filename]

Copia el bloque definido en otro archivo. Si el archivo especificado no existe, crea uno. Si existe, el bloque es agregado al archivo. Si se omite el nombre del archivo, se usará el archivo previamente especificado.

3.2.16 COMANDOS AVANZADOS DE EDICION DE LINEA

3.2.16.1 Resumen

<u>Nombre</u>	<u>Uso</u>
Alter	AL
Column scale	CL
Column Duplicate	CD m-n c [r]
Column Move	CM m-n c [r]
Column Remove	CR m-n [r]
Column Set	CS m[-n] "char" [r]
Locate Except	LE /string/
Find Except	FE string
Locate Wild	LW /string/ [n]
Change Wild	CW /string1/string2/ [n;n m]
Define Wild chars	DW [c1 c1]
CUt line	CU c!/string/ [n]
SPlice lines	SP c!/string/ [n]
FRee	FR [OFF;VERIFY]

TRuncate

X

Y

TR c [n]

X [/comando/[comando/[...]]];n]

Y [/comando/[comando/[...]]];n]

3.2.16.2 Descripción de comandos

ALTER

AL

El comando ALTER permite modificar, borrar o insertar caracteres correspondientes a su posición columnar en la línea. Esto ocurre con impresión simultánea de la línea actual, y de la nueva línea sin "prompt". El usuario puede dejar espacios y teclear aquellos caracteres a ser cambiados, siguiendo las siguientes reglas:

- 1- Un espacio deja la posición correspondiente sin cambiar
- 2- Un caracter reemplaza el caracter en la posición correspondiente
- 3- Un "#" reemplaza el correspondiente caracter con un blanco
- 4- Un "@" borra el caracter correspondiente y comprime la línea
- 5- Un "%" inserta un blanco antes del caracter correspondiente
- 6- Un "%/string/" inserta la hilera antes del caracter correspondiente

Después de cualquier cambio la línea se imprime otra vez, y más cambios pueden ser hechos, o un "ENTER" sin cambios terminará el modo ALTER.

COLUMN SCALE

CL

El comando COLUMN SCALE imprimirá la línea en uso y una escala columnar, empezando en la columna uno, como una ayuda para identificar la posición columnar. Si aparecen caracteres de control en la línea, estos se desplegarán como (^) con el caracter de control debajo de él.

COLUMN DUPLICATE

CD m-n c [r]

El comando COLUMN DUPLICATE duplicará un rango de columnas (m-n) inclusive, a la posición después de la columna (c) para (r) líneas. Si (r) se omite, la duplicación ocurrirá sólo en la línea en uso. Por ejemplo: "CD 40-70 0 4" duplicará las columnas 40 a 70 a la posición después de la columna 0 para 4 líneas.

COLUMN MOVE

CM m-n c [r]

El comando COLUMN MOVE moverá un rango de columnas (m-n) inclusive, a la posición después de la columna (c) para (r) líneas. Si (r) se omite, el movimiento ocurrirá sólo en la línea en uso. Por ejemplo: "CM 1-9 20 2" moverá las columnas 1 a 9 a la posición después de la columna 20 para 2 líneas.

COLUMN REMOVE

CR m-n [r]

El comando COLUMN REMOVE moverá un rango de columnas m hasta n inclusive de (r) líneas. Si (r) se omite, la remoción ocurrirá sólo en la línea en uso. Por ejemplo: "CR 20-29 3" removerá las columnas 20-29 inclusive para la línea actual y las siguientes dos líneas.

COLUMN SET

CS m[-n] "char" [r]

El comando COLUMN SET fijará un rango de columnas m hasta n inclusive (o sólo la columna m si -n se excluye), a un único carácter específico "char" para r líneas. Si (r) se omite, la fijación ocurrirá sólo en la línea en uso. Por ejemplo: "CS 73-80 ' '*" asignará a las columnas 73-80 con blancos para todas las líneas, y "CS 73 H" asignará una H a la columna 73 en la línea actual. Comillas sencillas son requeridas alrededor de un blanco, coma, comilla sencilla, y otros delimitadores.

LOCATE EXCEPT

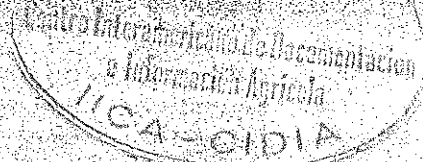
LE /string/

El comando LOCATE EXCEPT funciona similar al comando LOCATE, con la diferencia de que en las líneas donde la hilera "string" no aparece son localizadas. El comando LOCATE EXCEPT busca para las siguientes n veces donde el "string" no aparece en la línea, empezando con la siguiente línea. Si n no se especifica, sólo la siguiente no ocurrencia de la hilera se localiza. Si un (*) se da en lugar de n, todas las no ocurrencias de la hilera se localizarán, empezando con la siguiente línea. El puntero se posiciona al final de la línea con la no ocurrencia. La memoria será retenida hasta que se ejecute otro comando LOCATE EXCEPT.

FIND EXCEPT

FE string

El comando FIND EXCEPT funciona similar al comando FIND, con la diferencia de que busca hileras que no coinciden. El comando FIND EXCEPT busca cada línea empezando con la siguiente, procurando encontrar diferencias para cada carácter en la hilera. Cuando se da la diferencia, el puntero es reposicionado a esta línea. El primer carácter de la hilera es el siguiente carácter seguido de un sólo blanco después del nombre del comando. Sólo caracteres no blancos en la hilera son comparados. No se usan delimitadores. La memoria será retenida hasta que se ejecute otro comando FIND EXCEPT.



LOCATE WILD

LW /string/ [n]

El comando LOCATE WILD permite localizar hileras usando caracteres de comparación que corresponden a otros caracteres. Se tiene disponible los caracteres "?" y "*". Un ? en una hilera corresponde a un único caracter, un "*" corresponde a cualquier número de caracteres (incluyendo el cero). Por ejemplo:

LW / IF*THEN/ localizará las siguientes hileras:

```
IF (X.GT.Y) THEN
IF (LFIRST) THEN
IFTHEN
```

LW /XARY(?)=/ localizará las siguientes hileras:

```
XARY(1) = 2 * X * 3.1416
XARY(4) = Y / XARY(3)
```

Se pueden usar hasta 40 caracteres de comparación en cualquier combinación en una hilera. Los caracteres de comparación pueden redefinirse usando el comando DEFINE WILD CHARACTERS. El comando LOCATE WILD localizará las siguientes "n" ocurrencias de la hilera, y posicionará el cursor en la última ocurrencia. Si no se provee valor de "n" se localizará la siguiente ocurrencia. Si se sustituye un "*" por "n", todas las ocurrencias serán localizadas, y el puntero se posicionará al final del archivo.

CHANGE WILD

CW /string1/string2/ [n;n m]

El comando CHANGE WILD permite cambiar una hilera usando caracteres de comparación que correspondan a otros caracteres. Se usan los caracteres "?" y "*", cuyo uso se definió anteriormente (ver LOCATE WILD). Por ejemplo:

CW /SUBROUTINE * */ 100 cambiará:

```
SUBROUTINE INPUT (IUNIT,CLINE,LTIME)
SUBROUTINE COMPUT (XARY,PIE,ILOCS,YARY)
SUBROUTINE ENDPRG
```

a:

```
{INPUT
COMPUT
ENDPRG
```

La primer hilera puede tener hasta 40 caracteres de comparación en cualquier combinación, la segunda hilera puede tener el mismo número, menos o ningún caracter de comparación. Si

el mismo número o menor de caracteres de comparación se usan en la segunda hilera, deben estar en el mismo orden como el de la primera hilera. Por ejemplo,

```
CW /SUBROUTINE *(?ARY/SUBROUTINE *(XARY/ es correcto
CW /SUBROUTINE *(?ARY/SUBROUTINE ?(*XARY/ es incorrecto
```

Los parámetros opcionales "m" y "n" corresponden a la m-ésima ocurrencia de la hilera en las siguientes "n" líneas. Los valores por omisión de "m" y "n" son 1. Un "*" usado por "n" o "m" denota todas las líneas desde la actual hasta el final del archivo o todas las ocurrencias de "stgi", respectivamente. El puntero avanzará n-1 líneas hacia el final del archivo

```
DEFINE WILD CHARS          DW [c1 c1]
```

El comando DEFINE WILD CHARACTERS permite cambiar los caracteres de comparación usados en los comandos LOCATE WILD y CHANGE WILD. Sin parámetros se despliegan los caracteres de comparación actuales. El parámetro "cs" debe ser un único carácter y corresponde al carácter de comparación único, el parámetro "cm" debe ser un único carácter y corresponde al carácter de comparación múltiple. Para especificar "cm", se debe especificar "cs". los caracteres de comparación por omisión son "?" y "*".

```
CUT line                  CU c!/string/ [n]
```

El comando CUT dividirá una línea en dos líneas después de la columna c o después de la hilera "string" para las siguientes n líneas. El corte puede ser tanto por columna o por localización de hilera. Después del corte, la localización actual es en la segunda mitad de la línea cortada. Por ejemplo: "CU 80 *" cortará todas las líneas en dos líneas después de la columna 80 desde la línea actual hasta el final del archivo.

```
SPlice lines             SP c!/string/ [n]
```

El comando SPLICE causa que la siguiente línea sea unida a la línea actual después de la columna o la hilera dada. Esto se realizará sobre "n" líneas (por omisión 1 línea) seguidas de la línea actual. Por ejemplo, "SP 40" unirá la siguiente línea al final de la línea actual después de la columna 40.

```
FREE                     FR [OFF;VERIFY]
```

El comando FREE causa que las líneas de entrada sean tratadas como campos libres. Las líneas de entrada que son afectadas incluyen la entrada de una sola línea, el modo de entrada (el "prompt" es "F>") y el reemplazamiento de líneas. Si se especifica la opción de VERIFY, las líneas de entrada son repetidas en la terminal después del formateo. Una línea de entrada con campos libres consiste de elementos de datos, blancos, delimitadores e hileras. Los campos de salida fijos se

definen por tabulación. Entrando el comando FREE se cambian los tabuladores actuales por aquellos más útiles para generar entradas para los diferentes programas HEC, por ejemplo,

2 8 16 24 32 40 48 56 64 72 80

- 1- Un campo de datos es un conjunto contiguo de caracteres que no contienen delimitadores
- 2- Un delimitador es:
 - a) Uno o más blancos
 - b) ,><
 - c) Comillas simples o dobles para delimitar hileras
 - d) El caracter de tabulaci[on (por omisión >)
- 3- Un campo de datos nulo está definido por dos delimitadores adyacentes no blancos (ignorando blancos) y causa que la correspondiente salida del campo sea puesta como blanco.
- 4- Una hilera es un campo de datos que empieza con un delimitador de hilera y contiene todos los subsiguientes caracteres (incluyendo blancos y otros delimitadores) hasta la siguiente ocurrencia del otro delimitador. El inicio y final de los delimitadores de hilera no se incluyen en la hilera.
- 5- Los campos de entrada de datos son pasados a campos de salida. Un elemento de datos no puede ser mayor que su correspondiente campo de salida. Una hilera puede sobrepasar su campo correspondiente y por lo tanto extenderse a diferentes campos.
- 6- Los campos de datos son justificados a la derecha en sus salidas de campos correspondientes excepto cuando el delimitador final (ignorando blancos) es < en cuyo caso el campo de datos se justifica a la izquierda

TRUNCATE

TR c [n]

El comando TRUNCATE trunca "n" líneas a "c" columnas, empezando en la línea actual. Si n se omite, sólo la línea actual se truncará. Si un "*" se usa en lugar de "n", todas las líneas desde (e incluyendo) la línea actual serán truncadas.

X e Y
 X [/comando/[comando/[...]]];n]
 Y [/comando/[comando/[...]]];n]

Y

X1 a X5
 Y1 a Y5

Los comando X e Y permiten la ejecución de diferentes comandos contenidos en uno sólo. Para definir un comando de hilera X o Y, se entra X (o Y) seguido por un espacio, luego comandos individuales, cada uno separado por un delimitador (e.g. un punto ".") Un número ilimitado de comandos puede ser colocado en el comando hilera X o Y. Luego de que el comando hilera ha sido definido, se ejecuta entrando X (o Y) seguido opcionalmente por un contador "n" que ejecutará el comando n veces. Si no se especifica n, por omisión es 1.

X1 a X5, y Y1 a Y5 son una expansión de los comandos X e Y que pueden ser definidos. La definición del último uso de los comando X y Y será retenida hasta que sean modificados. La definición actual se desplegará al preceder el comando con un signo -, como -X o -Y.

3.2.17 COMANDOS DE CONTROL DE EDICION

3.2.17.1 Resumen

<u>Nombre</u>	<u>Uso</u>
HELP	HE [comando;número]
File Name	FN [filename]
Full Screen	FS [L] [C]
Line Numbers	LN [OFF}
Print Line number	PL
Help Program	HP [nombre-programa;!?!OFF!ON]
Help Variable	HV [nombre-variable;!line-id.field]
JUstify	JU [DATA;OFF]
Job Control	JC
Special Characters	SC ON!OFF
TAb Settings	TA [c] [,c[...]]
Tab Character	TC char
TErm definition	TE [S=n] [L=m] [C=char]
Verify	V [OFF]
Zone	Z [m-n]

3.2.17.2 Descripción de comandos

HELP

HE [comando;número]

El comando HELP provee acceso en línea al archivo de documentación COED. Si se usa sin parámetros un menú de selección de ayuda se despliega. Cuando se usa con 1 ó 2 letras del identificador de comando, la información del comando se desplegará. Cuando se usa con un número, diferentes mensajes del menú de selección se desplegarán.

FILE NAME FN [filename]

El comando FILE NAME permite que el nombre del archivo sea re-asignado mientras se edita el archivo. El nuevo nombre del archivo se usa cuando se ejecuta un siguiente comando SAVE o FILE. Si el nombre del archivo no se especifica, el nombre del archivo en uso se despliega.

FULL SCREEN FS [L] [C]

El comando FULL SCREEN causa que COED trabaje en el modo de edición de pantalla completa, para ciertos computadores. En este modo la edición puede ejecutarse usando las teclas de movimiento del cursor para moverse dentro del archivo.

El parámetro "L" causa que se despliegue el número de línea actual, en tanto que "C" causará despliegue del número de columna en uso. Los parámetros pueden causar una disminución de la velocidad de movimiento del cursor.

LINE NUMBER LN [OFF]

El comando LINE NUMBER imprime el número de línea correspondiente a cada línea. LN OFF desactiva la impresión del número de línea.

PRINT LINE NUMBER PL

El comando PRINT LINE NUMBER imprime el número de línea actual.

PROGRAMA DE AYUDA (HELP)
HP [nomb-prog;!?!OFF!ON]

El programa HELP es una asistencia a los usuarios en la preparación de los archivos de datos de entrada a los programas HEC, cuando se usa el modo de pantalla completa. Esta capacidad incluye:

- 1- Una línea de mensaje en la parte inferior de la pantalla, indicando los nombres de las variables para la línea actual (identificados por los primeros dos caracteres de la línea).
- 2- Tabulación automática para la línea actual
- 3- Justificación automática para la línea actual
- 4- Provee definiciones de las variables a usar (donde el cursor esté), al presionar la tecla HELP VARIABLE (o la tecla "COMMAND" y luego entrar HV)

El comando HP seguido por el símbolo de interrogación (?), o nada, desplegaría la lista de aquellos programas para los cuales la ayuda está disponible. El comando HP seguido por el nombre de uno de los programas activará la ayuda para ese programa. Después de que el modo de ayuda ha sido activado, puede ser deshabilitado al ingresar "HP OFF", y rehabilitado con "HP ON"

A continuación se describen tópicos en detalle.

- Mensajes de líneas de datos de entrada

Los primeros dos caracteres de la línea donde está el cursor gobiernan el contenido de la línea de mensajes localizada en la parte de abajo de la pantalla. Esos caracteres son comparados contra una lista de identificadores de línea desde un archivo que contiene la información de ayuda del programa. Al reconocerse el identificador, se despliega la línea de mensajes asociada. Si el identificador no está reconocido, un mensaje "prompt" se desplegará por omisión. El "prompt" cambia si el identificador de la línea actual cambia, o si el cursor se mueve a una línea diferente.

- Detención automática de los tabuladores

La detención automática de los tabuladores es dinámicamente adaptada a cada línea, acorde al identificador de línea e información del archivo de ayuda del programa. Si el identificador de línea no es reconocido, se adopta la tabulación por omisión.

- Justificación automática

Con el PROGRAM HELP activado, se fija en forma automática la justificación para cada línea y campo, acorde al identificador de línea e información desde el archivo del programa de ayuda. Cuando el programa de ayuda está desactivado, el modo puede ser fijado por la tecla o comando JUSTIFY. Con la justificación activada, la entrada de datos y la detención del tabulador opera normalmente; los caracteres ingresados son justificados a la derecha dentro de cada campo. Si el cursor está sobre el eje derecho del campo, cualquier carácter tecleado será alineado a la derecha del mismo. Si el cursor no está sobre el eje derecho del campo, cualquier carácter tecleado se colocará normalmente, hasta alcanzar el eje derecho. La tecla Tab se usa para pasarse al siguiente campo, donde el cursor se coloca en el eje derecho del mismo. Cuando la justificación está activa, las teclas Backspace y Delete removerán los caracteres en la localización del cursor.

Chequeo de datos no numéricos

Cuando se ingresan datos, se pueden verificar para asegurarse que sólo dígitos numéricos son ingresados. Esto puede prevenir la entrada de la letra "O" en lugar de un cero. Cuando los datos numéricos son chequeados, sólo los siguientes 14 caracteres pueden entrarse: "0123456789 .-+". El chequeo numérico de datos es gobernado por la información en el programa de ayuda.

Uso del teclado numérico

Los datos numéricos pueden ingresarse rápidamente desde el teclado numérico ubicado a la derecha del teclado. Desafortunadamente, en muchos teclados esto deshabilita el uso de las teclas de movimiento del cursor. Se puede utilizar la tecla COED "NUM-LOCK" para pasar del teclado numérico al de movimiento y viceversa. Es necesario para esto, poner la tecla local "NUM-LOCK" como activa, antes de usar la tecla COED "NUM-LOCK" como "switch".

Definiciones de variables

Si el modo de HELP PROGRAM está activado, y el archivo de ayuda del programa contiene la definición de las variables, se pueden desplegar las definiciones en pantalla, al usar el comando HELP VARIABLE.

El modo de pantalla completa, HELP VARIABLE se requiere al colocar el cursor en la línea y campo de datos para el que se requiere la ayuda de variable, luego se presiona la tecla HELP VARIABLE. Si la tecla HELP VARIABLE no está disponible en la terminal activa, se presiona la tecla COMMAND, y luego se tecldea HV (ENTER) para acceder la ayuda.

HELP VARIABLE puede usarse desde el modo edición de línea al entrar el comando (HV), seguido tanto por el nombre de la variable (e.g. HV METRIC), o el identificador de línea de datos y el número de campo (e.g. HV J1.02).

Archivos del programa de ayuda

Se usan archivos de ayuda externos para cada programa, que contienen información de los nombres de las variables, tabulación, justificación, chequeo no numérico, y definición de variables. El archivo "COEDHP" contiene una lista de todos los programas para los cuales la ayuda está disponible, y los nombres de cada archivo de ayuda. Este archivo está localizado en el directorio definido por el archivo 0000SYST*COEDTD o \COED.TRM

Los archivos de ayuda del programa son archivos de texto indexados. Si se cambia un archivo de ayuda de programa, el byte o contador de línea que se usa para el indexamiento puede llegar a ser incorrecto, y la ayuda del programa no operará correctamente.

VARIABLE DE AYUDA HV [nomb-variable;line-id.field]

El comando HELP VARIABLE provee definiciones de las variables del programa HEC como una ayuda para preparar los archivos de datos de entrada. PROGRAM HELP debe estar activado para poder acceder este comando.

En el modo de pantalla completa, HELP VARIABLE se solicita al colocar el cursor en la línea y el campo de datos para el cual se desea la ayuda, y luego presionar la tecla HELP VARIABLE. Si la tecla HELP VARIABLE no está disponible para la terminal, se presiona la tecla COMMAND y luego se teclee HV y ENTER para acceder la ayuda.

HELP VARIABLE puede ser usado desde el modo de edición de líneas al entrar el comando (HV), seguido tanto por el nombre de la variable (e.g. HV METRIC), o el identificador de línea de datos y el número de campo (e.g. HV J1.02)

Justificación "JUSTIFY" JU [DATA;OFF]

El comando JUSTIFY controla como la información se ingresa en los campos en modo de pantalla completa. Cuando está activo (por omisión es OFF), y el cursor esta a la derecha del eje del campo de datos (al presionar la tecla TAB) provocará alineamiento a la derecha del campo.

Cuando el HELP PROGRAM esta activado, JUSTIFY es controlado por información en el archivo del programa HV, y no puede ser desactivado o activado. JUSTIFY se usa normalmente para ingresar datos para los programas que no tienen archivo HV.

JOB CONTROL JC DOS (en PC)

Salida temporal al DOS, reteniendo la sesión de edición. No se debiera editar otro archivo, pues se corre el riesgo de perder información. Para retornar a COED se presiona "ENTER".

Caracteres especiales SC ON;OFF

El comando SPECIAL CHARACTERS permite el control de caracteres a ser entrados, e imprimirá caracteres de control cuando se encuentren. Los caracteres de control son desplegados con un (^) con el carácter de control abajo de él. Por ejemplo, un Ctrl-G en una línea será impreso como:

Esto es^ una línea de prueba

6

El comando COLUMN SCALE siempre imprimirá los caracteres de control sin importar si un carácter especial está ON u OFF. (Nota: la tecla Delete no es un carácter de control, y su impresión depende de la terminal siendo usada.

FIJAR TABULACION TA [c1][,c[...]]

El comando TAB SETTINGS fija las tabulaciones para las columnas c1, c2, etc. Hasta 20 tabulaciones de campos se pueden realizar. Las tabulaciones se pueden eliminar tecleando "TA" sin parámetros. Por omisión las tabulaciones son en las columnas: 7, 10, 13, 16, 19, 22 y 73. La tabulación es automáticamente cambiada al estilo de los datos al entrar el comando FREE. La definición de tabuladores actual puede desplegarse con el comando TERMINAL DEFINITION.

Carácter de tabulación TC char

El comando TAB CHARACTER define el carácter "char" a ser usado para indicar la tabulación. Por omisión es ">".

Definición de terminal TE [S=n] [L=m] [C=char]

El comando TERMINAL DEFINITION describe los atributos del editor para una terminal. Esto es independiente del archivo de definición de terminal en el modo de edición pantalla completa.

La opción "S=" describe el tamaño de las líneas a usarse en impresión. El valor por omisión es tanto 80 o 132 caracteres, dependiendo del archivo a ser editado.

La opción "L=" especifica el número de líneas por texto a ser impresa. El valor por omisión es 1 línea.

La opción "C=" define el carácter de continuación para entrada. Esto es útil cuando las líneas de entrada son mayores que el ancho columnar de la pantalla. Por omisión es el carácter ">".

Si TE se entra sin parámetros, se despliegan los valores actuales de S, L y C.

Verificación V[OFF]

El comando VERIFY cuando se usa en conjunto con el parámetro "OFF", suprime salidas.

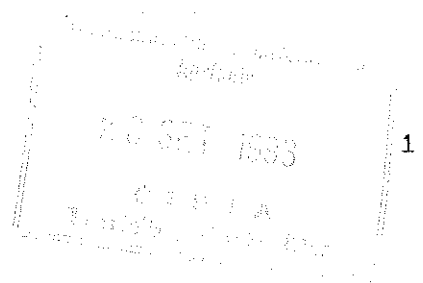
Zonas Z [m-n]

El comando ZONE causa ejecución subsecuente de los comandos para que sean aplicados sólo a la zona (columnas) específicas; "m" es el inicio de columna, y "n" es la columna final. Si no se especifican parámetros, se desplegarán los valores de zona actuales.

3.2.18 Bibliografía

1. Manual de referencia DOS. IBM, 1988.
2. DOS. Notas de Rita Aguilar, Centro de Cómputo, CATIE, 1991.
3. COED. Corps Of Enginneers Editor. US Army Corps Of Engineers. Hydrologic Engineering Center, Feb - 1987.

ANEXO A



EJEMPLO DE MODELACION CON HEC-1

Preparado por Dr. Hernán Solís

A.1 Cálculo de precipitación en una cuenca

Inicialmente se tratará la precipitación (fig A.1).

En el cuenca mostrada en la figura, se tiene la red meteorológica mostrada en la fig A.2, en los que se indican los pesos de las diferentes estaciones, obtenidos utilizando los polígonos de Thiessen. En una tormenta presentada el 24 de octubre de 1948, se registraron los siguientes valores de precipitación:

1 ESTACION	2 PRECIPITACION mm	3 PESO	4 PRODUCTO 2*3
A = PLUVIOGRAFO	80	0.23	18.4
B = PLUVIOMETRO	120	0.20	24.0
C = PLUVIOMETRO	100	0.14	14.0
D = PLUVIOMETRO	100	0.43	43.0

PRECIPITACION MEDIA = 99.4 mm

El pluviógrafo presentó el siguiente patrón temporal de precipitación (fig A.3):

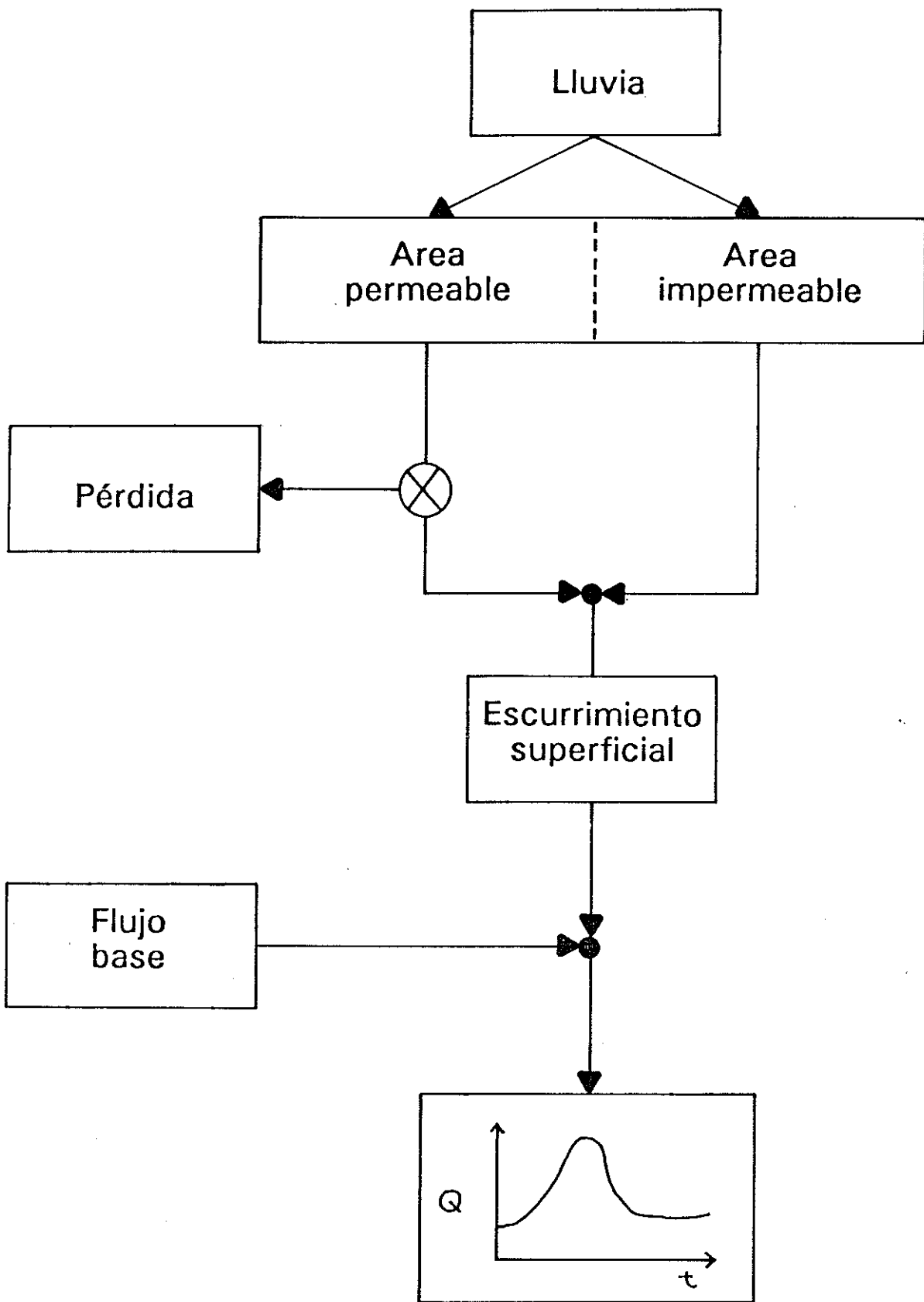
HORA	0	1	2	3	4	5
LLUVIA EN A (mm)	0	10	20	30	15	5
LLUVIA (%)	0	12.5	25	37.5	18.75	6.25
LLUVIA CUENCA (mm)	0	12.4	24.9	37.3	18.6	6.2

(Ver archivos PA1.DAT y PA1.OUT)

A.2 Cálculo de pérdidas

En la fig A.1 se puede observar que parte de la lluvia cae sobre áreas impermeables y parte sobre áreas permeables.

Se consideran áreas impermeables aquellas en las que no se producen pérdidas, de modo que toda la precipitación se convierte en escurrimiento, tales como ríos, carreteras, techos, etc. En las zonas permeables, una parte es interceptada o infiltrada, denominada pérdida y el resto escurre.



Estación	Lluvia	Peso	Peso x Lluvia
A	80	.23	18.4
B	120	.20	24.0
C	100	.14	14.0
D	100	.43	43.0
			<u>99.4</u>

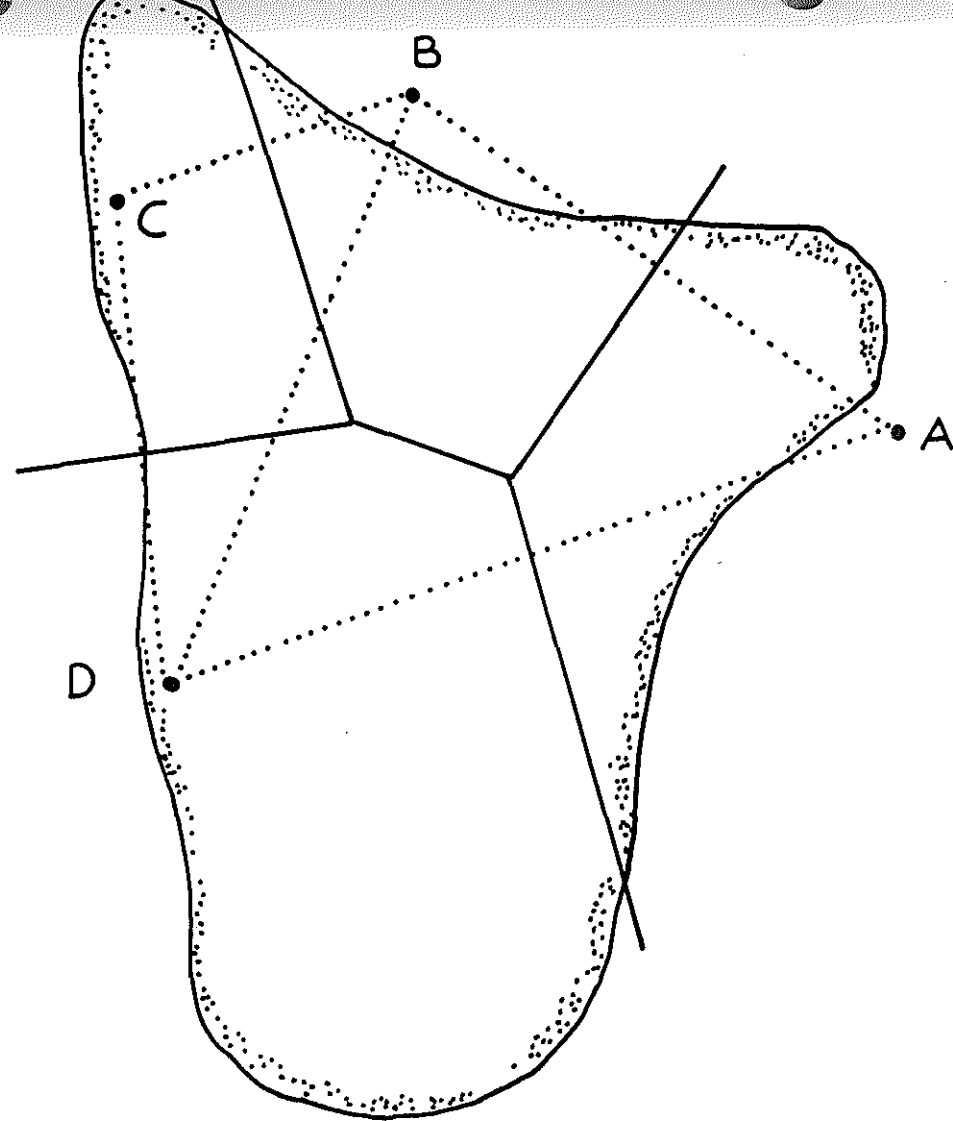
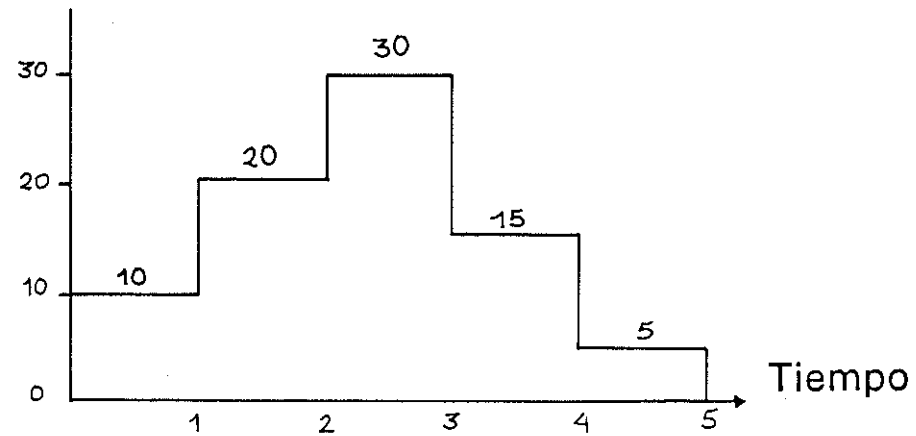


Fig A.2 Polígonos de Thiessen

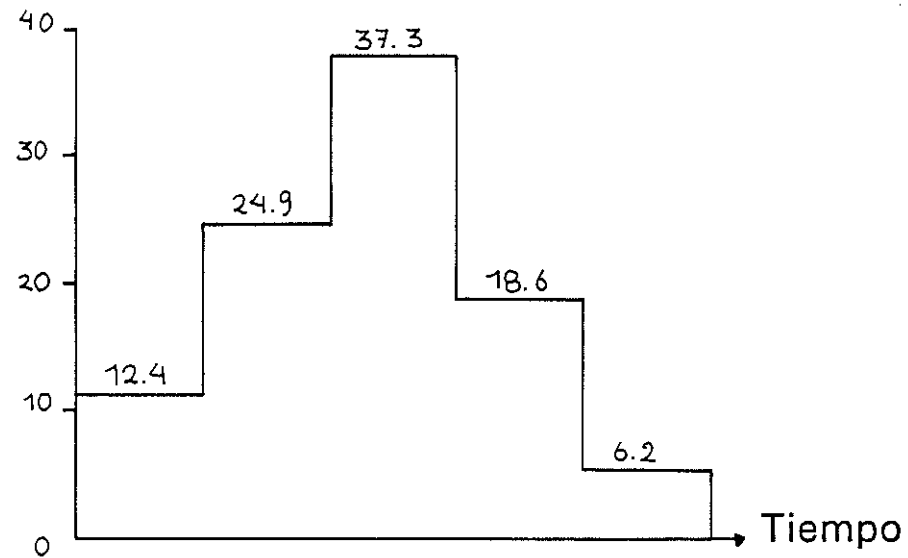
Distribución temporal

Lámina



Total = 80 mm

Hietograma promedio de la cuenca



Total = 99.4 mm

Fig A.3 Distribución temporal de precipitación

En la tabla A.1 se presenta una relación entre uso de la tierra y porcentaje de impermeabilidad.

TABLA A.1

RELACION DE USO DE LA TIERRA E IMPERMEABILIDAD

USO DE LA TIERRA	IMPERMEABILIDAD (%)
VEGETACION NATURAL	0
RESIDENCIAL BAJA DENSIDAD	25
RESIDENCIAL MEDIA DENSIDAD	30
RESIDENCIAL ALTA DENSIDAD	35
COMERCIAL	50
INSTITUCIONAL	20
CUERPOS DE AGUA	100

Una vez definido el porcentaje de área impermeable, se considera que un porcentaje igual de lluvia se convierte directamente en escurrimiento. O sea, que se parte de que la lluvia es uniforme espacialmente. Las pérdidas se restan del la lluvia que queda de la diferencia entre la lluvia total y el porcentaje de lluvia que cae sobre áreas impermeables.

A.2.1 Método de pérdida inicial y tasa uniforme

En este caso se especifica una pérdida inicial: STRTL y toda la lluvia se pierde hasta que el volumen total de la pérdida inicial es satisfecha. A partir de ese momento se tiene la pérdida uniforme CNSTL (fig A.4 y A.5). La información se introduce con la tarjeta de identificación LU.

En el ejemplo PA2.DAT se tiene una pérdida inicial STRTL de 20 mm, luego una pérdida constante CNSTL de 5 mm/hr y un 6 % de superficie impermeable RTIMP.

A.2.2 Método del SCS

Al igual que en el caso anterior, se utiliza un valor de abstracción inicial STRTL, a continuación se selecciona el número de curva CN, con la variable CRVNBR, y finalmente se indica el porcentaje de área impermeable, con RTIMP.

En el archivo PA3.DAT se utilizan los valores de 20 mm de abstracción inicial, número de curva 50 y un 6 % de área impermeable.

A.3 Estimación del escurrimiento superficial

En la fig A.5 se muestra la metodología de análisis del escurrimiento.

El escurrimiento puede ser introducido directamente, cuando se trata de un evento histórico medido en un limnógrafo. De no existir esa información se calcula para una precipitación histórica o sintética. Para transformar la lluvia en escurrimiento, en este curso se utilizará el hidrograma unitario. Este puede ser introducido como un dato si está disponible, lo cual no es común. En caso contrario se utiliza un hidrograma unitario sintético. HEC-1 utiliza los HU de Snyder, Clark y el del SCS. En este curso se utilizará el HU del SCS.

En el archivo PA4.DAT se utiliza un hidrograma unitario obtenido en la cuenca para calcular el hidrograma resultante. Se emplea la tarjeta de identificación UI, y a continuación los valores QUNGR(i) del hidrograma unitario. El hidrograma unitario de la cuenca debe ser derivado para el intervalo de tiempo NMIN de la tarjeta de identificación IT.

Dado que los hidrogramas unitarios son difíciles de obtener en regiones de gran variabilidad climática, como es el caso de Centro América, es muy frecuente emplear hidrogramas unitarios sintéticos. En el archivo PA5.DAT, se utiliza el hidrograma sintético adimensional del SCS, que tiene la ventaja de que necesita solamente la tarjeta de identificación UD y el tiempo de desfase TLAG, en horas.

Si la cuenca dispone de limnógrafos, es esencial comparar los hidrogramas calculados con los hidrogramas observados en determinados eventos. En el archivo PA6.DAT se introduce un hidrograma observado a la salida de la cuenca, utilizando las tarjetas de identificación KK para indicar la operación de comparación y QO para introducir los caudales observados QO(i) en cada intervalo de tiempo.

A.4 Caudal base

La recesión del caudal inicial se rige por la ecuación exponencial (fig 48, Austin):

$$Q_{base} = STRTQ*(RTIOR)^{-n*st} \quad (A.1)$$

La recesión del caudal final se calcula con la ecuación

$$Q_{base} = QRCSN*(RTIOR)^{-n*st} \quad (A.2)$$

Tabla A-1 Relación de uso de la tierra e impermeabilidad

Clasificación de uso de la tierra	% Impermeabilidad
Vegetación natural	0
Residencial de baja densidad	~ 25
Residencial de media densidad	~ 30
Residencial de alta densidad	~ 35
Comercial	~ 50
Institucional	~ 20
Cuerpo de agua	~ 100

Lluvia

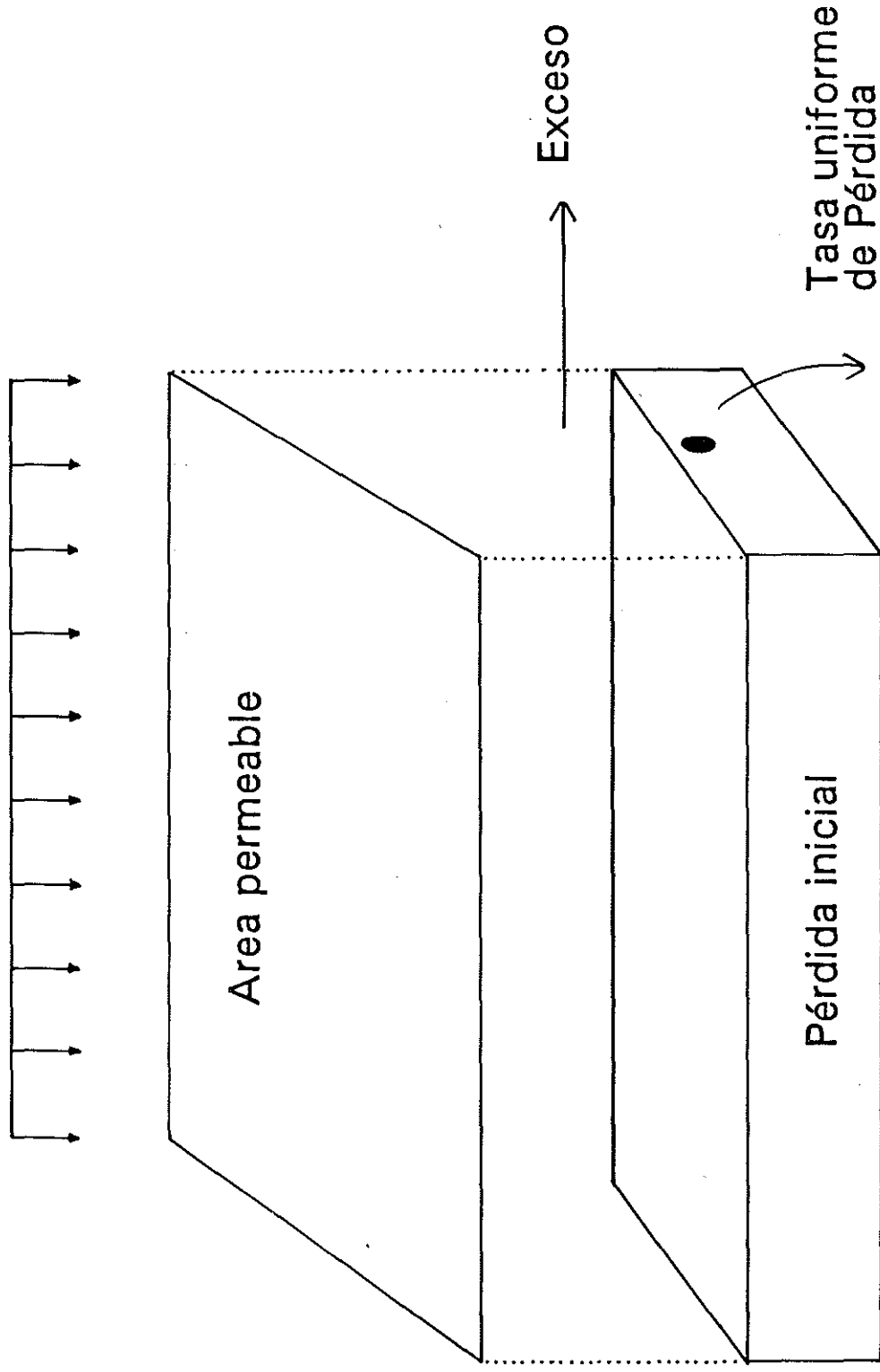


Fig A.4 Modelo de pérdida inicial y tasa uniforme

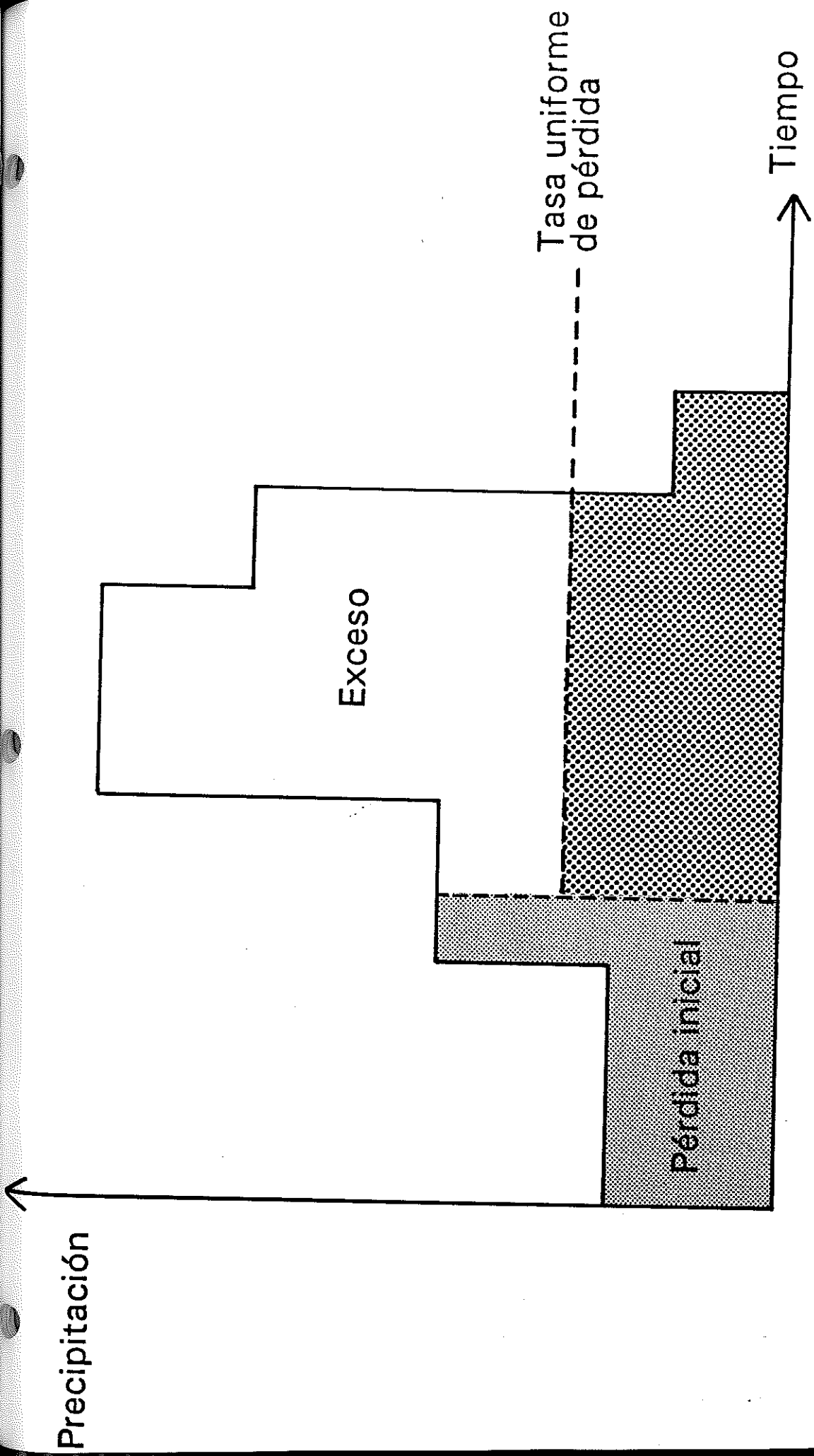


Fig A.5 Pérdida inicial y tasa uniforme

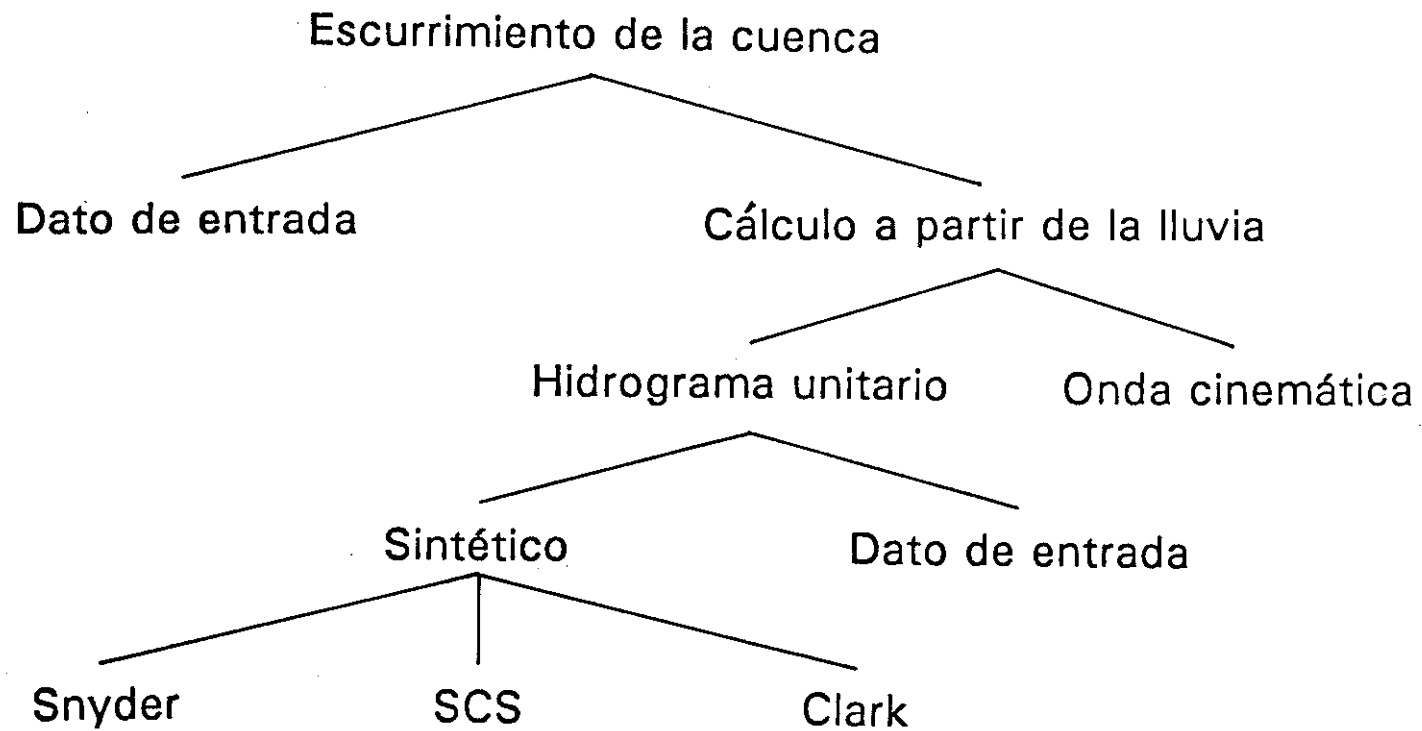


Fig A.6 HEC-1 Transformación lluvia-escorrimento

En el archivo PA7.DAT se incluye la información del flujo base con la tarjeta de identificación BF, y las variables STRTQ, caudal inicial a partir del cual se calcula el caudal base con la ecuación (A.1); QRCSN el caudal a partir del cual se calcula la recesión en función de la ecuación (A.2); y RTIOR que es la tasa de abatimiento del caudal base.

ID EJEMPLO DE PRUEBA PA1.DAT
 ID CURSO CORTO 28-SET-91. PREPARADO POR H. SOLIS
 ID DETERMINACION DE LA LLUVIA RESULTANTE EN LA CUENCA
 IT 60 24OCT48 0000 24
 IM
 PG A
 PI 10 20 30 15 5
 PG B 120
 PG C 100
 PG D 100
 KK SOL1
 KM CALCULO DE LLUVIA EN CUENCA SOL1
 BA 20
 PT A B C D
 PW 0.23 0.20 0.14 0.43
 PR A
 PW 1
 ZZ

HYDROGRAPH AT STATION SOL1

DA	MON	HRMN	ORD	RAIN	LOSS	EXCESS	COMP Q		DA	MON	HRMN	ORD	RAIN	LOSS	EXCESS	COMP Q
24	OCT	0000	1	.00	.00	.00	0.	*	24	OCT	1200	13	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0100	2	12.43	.00	12.43	35.	*	24	OCT	1300	14	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0200	3	24.85	.00	24.85	104.	*	24	OCT	1400	15	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0300	4	37.28	.00	37.28	173.	*	24	OCT	1500	16	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0400	5	18.64	.00	18.64	155.	*	24	OCT	1600	17	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0500	6	6.21	.00	6.21	69.	*	24	OCT	1700	18	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0600	7	.00	.00	.00	17.	*	24	OCT	1800	19	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0700	8	.00	.00	.00	0.	*	24	OCT	1900	20	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0800	9	.00	.00	.00	0.	*	24	OCT	2000	21	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0900	10	.00	.00	.00	0.	*	24	OCT	2100	22	.00	.00	.00	0.
24	OCT	1000	11	.00	.00	.00	0.	*	24	OCT	2200	23	.00	.00	.00	0.
24	OCT	1100	12	.00	.00	.00	0.	*	24	OCT	2300	24	.00	.00	.00	0.

TOTAL RAINFALL = 99.40, TOTAL LOSS = .00, TOTAL EXCESS = 99.40

ID EJEMPLO DE PRUEBA PA2.DAT
 ID CURSO CORTO 29-SET-91 PREPARADO POR H. SOLIS
 ID DETERMINACION DE PERDIDAS UNIFORMES EN LA CUENCA

IT 60 24OCT48 0000 24
 IM
 PG A
 PI 10 20 30 15 5
 PG B 120
 PG C 100
 PG D 100
 KK SOL1
 KM CALCULO DE LLUVIA EN CUENCA SOL1
 BA 20
 PT A B C D
 PW 0.23 0.20 0.14 0.43
 PR A
 PW 1
 LU 20 5 6
 ZZ

HYDROGRAPH AT STATION SOL1

DA	MON	HRMN	ORD	RAIN	LOSS	EXCESS	COMP Q	DA	MON	HRMN	ORD	RAIN	LOSS	EXCESS	COMP Q
24	OCT	0000	1	.00	.00	.00	0.	24	OCT	1200	13	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0100	2	12.43	11.68	.75	2.	24	OCT	1300	14	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0200	3	24.85	10.39	14.46	42.	24	OCT	1400	15	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0300	4	37.28	4.70	32.58	131.	24	OCT	1500	16	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0400	5	18.64	4.70	13.94	129.	24	OCT	1600	17	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0500	6	6.21	4.70	1.51	43.	24	OCT	1700	18	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0600	7	.00	.00	.00	4.	24	OCT	1800	19	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0700	8	.00	.00	.00	0.	24	OCT	1900	20	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0800	9	.00	.00	.00	0.	24	OCT	2000	21	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0900	10	.00	.00	.00	0.	24	OCT	2100	22	.00	.00	.00	0.
24	OCT	1000	11	.00	.00	.00	0.	24	OCT	2200	23	.00	.00	.00	0.
24	OCT	1100	12	.00	.00	.00	0.	24	OCT	2300	24	.00	.00	.00	0.

TOTAL RAINFALL = 99.40, TOTAL LOSS = 36.17, TOTAL EXCESS = 63.23

ID EJEMPLO DE PRUEBA PA3.DAT
 ID CURSO CORTO 29-SET-91 PREPARADO POR H. SOLIS
 ID DETERMINACION DE PERDIDAS USANDO METODO SCS EN LA CUENCA
 IT 60 24OCT48 0000 24
 IM
 PG A
 PI 10 20 30 15 5
 PG B 120
 PG C 100
 PG D 100
 KK SOL1
 KM CALCULO DE LLUVIA EN CUENCA SOL1
 BA 20
 PT A B C D
 PW 0.23 0.20 0.14 0.43
 PR A
 PW 1
 LS 20 50 6
 ZZ

HYDROGRAPH AT STATION SOL1

DA	MON	HRMN	ORD	RAIN	LOSS	EXCESS	COMP Q	*	DA	MON	HRMN	ORD	RAIN	LOSS	EXCESS	COMP Q
24	OCT	0000	1	.00	.00	.00	0.	†	24	OCT	1200	13	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0100	2	12.43	11.68	.75	2.	†	24	OCT	1300	14	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0200	3	24.85	22.32	2.53	9.	†	24	OCT	1400	15	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0300	4	37.28	27.01	10.27	36.	†	24	OCT	1500	16	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0400	5	18.64	11.20	7.44	49.	†	24	OCT	1600	17	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0500	6	6.21	3.45	2.76	28.	†	24	OCT	1700	18	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0600	7	.00	.00	.00	8.	†	24	OCT	1800	19	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0700	8	.00	.00	.00	0.	†	24	OCT	1900	20	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0800	9	.00	.00	.00	0.	†	24	OCT	2000	21	.00	.00	.00	0.
24	OCT	0900	10	.00	.00	.00	0.	†	24	OCT	2100	22	.00	.00	.00	0.
24	OCT	1000	11	.00	.00	.00	0.	†	24	OCT	2200	23	.00	.00	.00	0.
24	OCT	1100	12	.00	.00	.00	0.	†	24	OCT	2300	24	.00	.00	.00	0.

TOTAL RAINFALL = 99.40, TOTAL LOSS = 75.66, TOTAL EXCESS = 23.74

ID EJEMPLO DE PRUEBA PA4.DAT

ID CURSO CORTO 29-SET-91 PREPARADO POR H. SOLIS

ID HIDROGRAMA A PARTIR DEL HU OBTENIDO EN LA CUENCA

IT 60 24OCT48 0000 24

ID 2 2

IM

PG A

PI 10 20 30 15 5

PG B 120

PG C 100

PG D 100

KK SOL1

KM CALCULO DE LLUVIA EN CUENCA SOL1

BA 20

PT A B C D

PW 0.23 0.20 0.14 0.43

PR A

PW 1

LS 20 50 6

UI 0.4 2 1.6 1.3 1.1 0.9 0.7 0.6 0.5 0.4

II 0.3 0.2 0.1 0

ZZ

ID EJEMPLO DE PRUEBA PA5.DAT
 ID CURSO CORTO 29-SET-91 PREPARADO POR H. SOLIS
 ID HIDROGRAMA A PARTIR DEL HU ADIMENSIONAL SINTETICO DEL SCS
 IT 60 24OCT48 0000 24
 IO 2 2
 IM
 PG A
 PI 10 20 30 15 5
 PG B 120
 PG C 100
 PG D 100
 KK SDL1
 KM CALCULO DE LLUVIA EN CUENCA SOL1
 BA 20
 PT A B C D
 PW 0.23 0.20 0.14 0.43
 PR A
 PW 1
 LS 20 50 6
 UD 1.5
 ZZ

ID EJEMPLO DE PRUEBA PA7.DAT

ID CURSO CORTO 01-OCT-91 PREPARADO POR H. SOLIS

ID INTRODUCCION DEL FLUJO BASE

IT 60 24OCT48 0000 14

IO 2 2

IM

PG A

PI 10 20 30 15 5

PG B 120

PG C 100

PG D 100

KK SOL1

KM CALCULO DE LLUVIA EN CUENCA SOL1

BA 20

BF 1 16 1.5

PT A B C D

PW 0.23 0.20 0.14 0.43

PR A

PW 1

LS 20 50 6

UD 1.5

KK SOL2

KM COMPARACION DE HIDROGRAMS CALCULADO Y OBSERVADO

QO 1 2 5 8 21 37 43 30 16 8

QO 6 4 2 1

ZZ

ANEXO B
TALLER No. 1
USO DEL HEC-1 EN UN SISTEMA CON VARIAS SUBCUENCAS

Preparado por: Ing. Antonio Sánchez F.

B.1 Objetivo

Utilizar el modelo hidrológico HEC-1 para calcular el escurrimiento en una cuenca para diferentes períodos de retorno.

Estudiar los diferentes cambios que se producen en al respuesta de la cuenca al cambiar condiciones de uso de suelo y drenaje.

B.2 Descripción de la cuenca.

La cuenca en estudio tiene un área de 71.9 km² y se ha dividido para efectos de análisis en cinco subcuencas. La conexión entre subcuencas se hace por medio de dos segmentos de canal.

Las subcuencas 1 y 3 son de caracter boscoso. Mientras que las cuencas 2 y 4 son de tipo agrícola con un porcentaje de área impermeable del 10%. La cuenca 5 es de tipo urbano con porcentaje de área impermeable del 30%.

B.3 Instrumentación de la zona.

Para esta zona se posee información de 3 estaciones con registro cada 15 minutos (Pluviografos) y 3 estaciones más con registro diario (Pluviómetros). De acuerdo con datos históricos se ha logrado determinar que las tormentas con duración de 4 horas son las más críticas. En las tablas B.1 y B.2 se muestra la información de precipitación disponible.

La información de precipitación temporal se presenta el día 13 de marzo de 1987.

B.4 Información de Flujo Base.

Se ha determinado que el flujo base en todas las subcuencas es de aproximadamente $.60 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$, la recesión se inicia al llegar al 30% del caudal máximo y la pendiente de recesión es de 1.15.

B.5 Tareas a realizar.

1- Genere los poligonos de Thiessen, tanto para los pluviómetros como para los pluviógrafos y determine los pesos de cada estación.

2- Calcule el hidrograma de escurrimiento para las 5 cinco subcuencas y calcule y dibuje el hidrograma correspondiente a la cuenca total para un periodo de retorno de 5 y 100 años.

3- Una vez ejecutado el programa, cambie la distribución temporal de la estación B1 por la de la estación B3. Cuál es la diferencia en los resultados?. Cual distribución es más crítica?. Porqué se produce esta discrepancia?.

4- Considere la posibilidad de un cambio en el uso de la tierra en la sub-cuenca 3. En la que $CN = 95$, $IA = 4 \text{ mm}$ y el porcentaje de área impermeable sube al 35%. Cuál es el efecto de este cambio?

5- Que opina usted sobre la duración escogida de la lluvia? Es la adecuada?. Debe aumentarse o reducirse?.

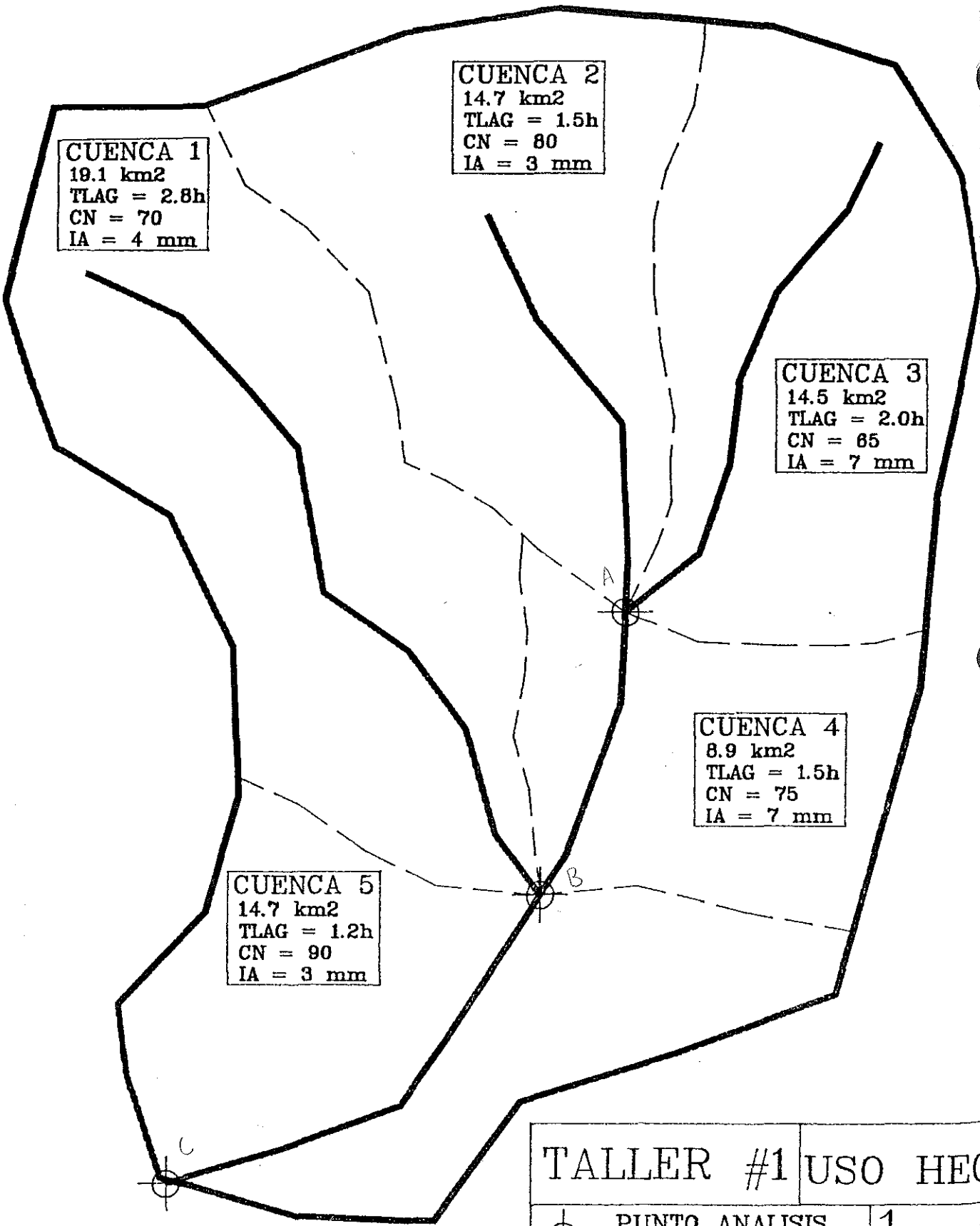
6- En el canal S2-S3 se ha decidido hacer una rectificación y mejoramiento del cauce. Este proceso aumenta la velocidad de viaje de la onda reduciendo el valor de K a 0.40 horas. Es significativo este cambio? Recomendaría la rectificación?

TABLA B.1

PRECIPITACION MAXIMA PARA UNA DURACION DE 4 HORAS				
ESTACION	10 AÑOS	25 AÑOS	50 AÑOS	100 AÑOS
A1	105	126	138	156
A2	89	110	122	137
A3	91	106	117	131
A4	65	78	88	98
B1	76	90	98	110
B2	81	95	106	119
B3	56	67	77	90

TABLA B.2

DISTRIBUCION DE LA PRECIPITACION							
HORA	B1	B2	B3	HORA	B1	B2	B3
12:00	0.0	0.0	0.0	14:30	5.1	6.0	19.6
12:15	2.1	0.0	0.0	14:45	3.0	7.8	18.0
12:30	1.6	2.0	0.0	15:00	2.8	4.0	13.9
12:45	2.7	2.7	0.8	15:15	5.9	5.9	7.9
13:00	4.9	0.9	0.9	15:30	3.9	27.9	4.0
13:15	12.9	0.7	1.7	15:45	2.0	13.9	2.0
13:30	17.9	5.0	2.8	16:00	1.0	7.9	0.7
13:45	11.0	4.8	4.8	16:15	0.0	3.0	2.0
14:00	8.9	3.7	9.0	16:30	0.0	0.1	1.0
14:15	7.4	7.9	11.6	16:45	0.1	0.0	0.0



CUENCA 1
 19.1 km²
 TLAG = 2.8h
 CN = 70
 IA = 4 mm

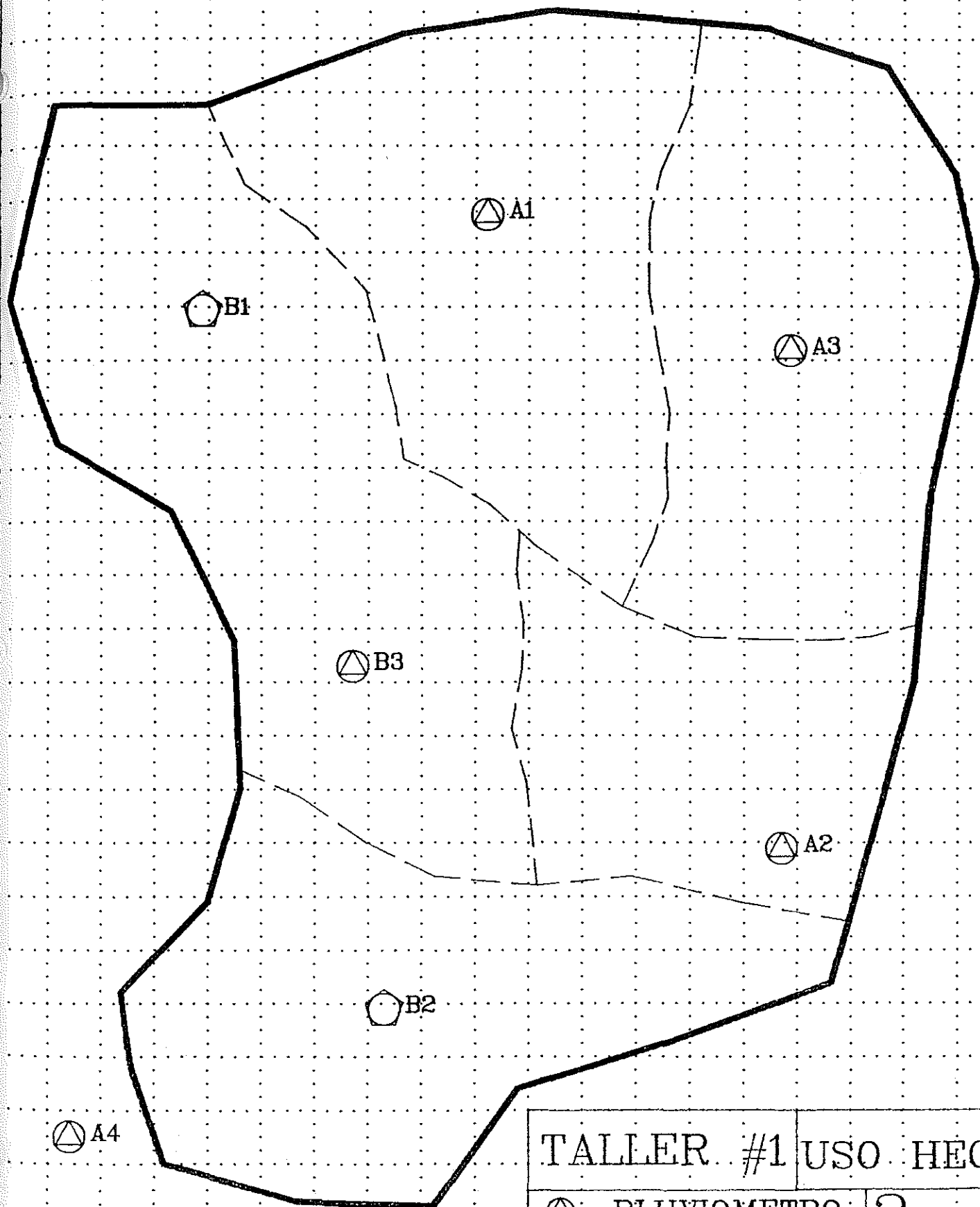
CUENCA 2
 14.7 km²
 TLAG = 1.5h
 CN = 80
 IA = 3 mm

CUENCA 3
 14.5 km²
 TLAG = 2.0h
 CN = 65
 IA = 7 mm

CUENCA 4
 8.9 km²
 TLAG = 1.5h
 CN = 75
 IA = 7 mm

CUENCA 5
 14.7 km²
 TLAG = 1.2h
 CN = 90
 IA = 3 mm

TALLER #1		USO HEC
 	PUNTO ANALISIS SUMA HIDROGRAMA CAUCES LIMITE SUBCUENCA	1 ESCALA 1:200

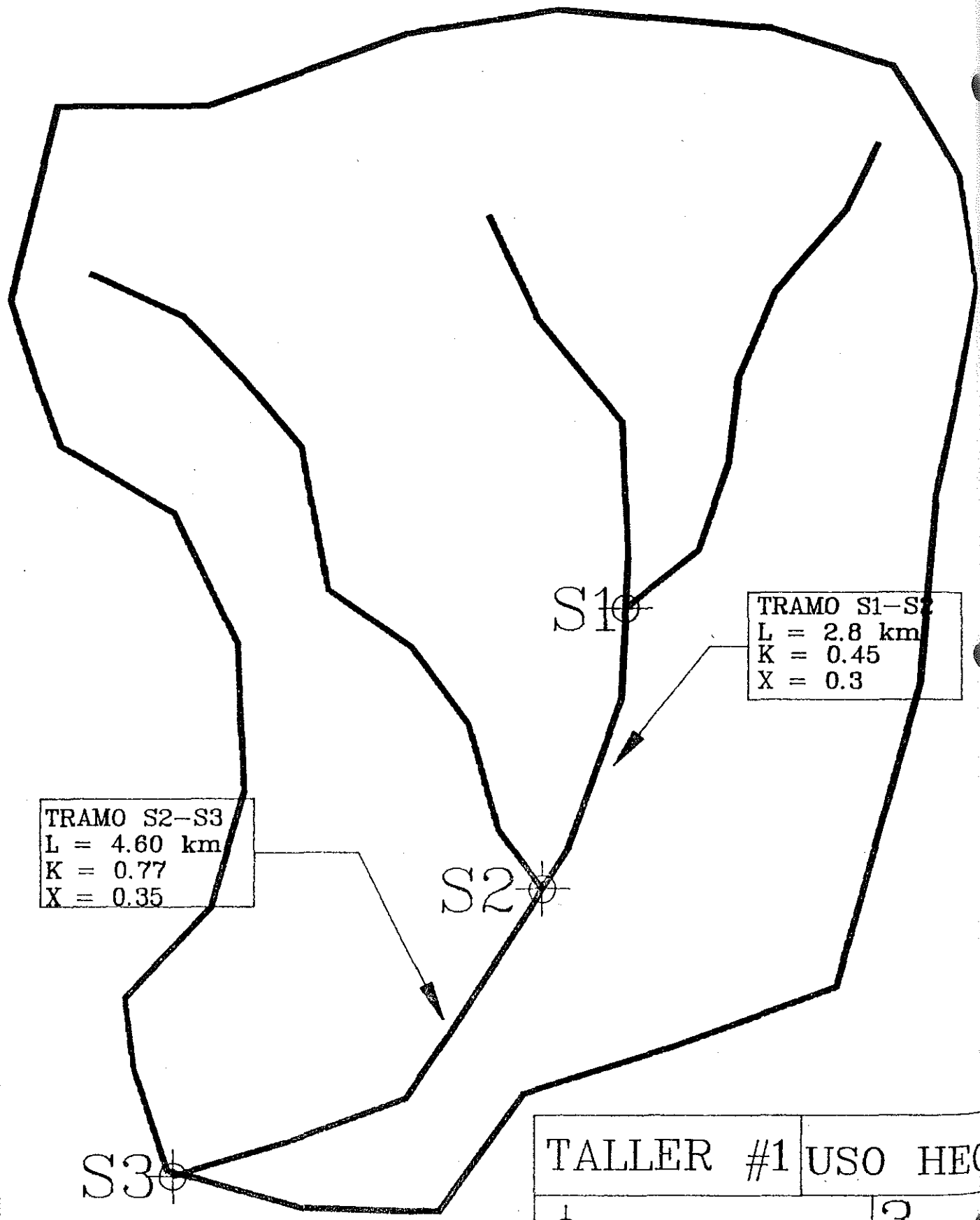


TALLER #1 USO HEC-

- △ PLUVIOMETRO
- ⬠ PLUVIOGRAFO
- - LIMITE SUBCUENCA

2

ESCALA 1:2000



TRAMO S1-S2
 L = 2.8 km
 K = 0.45
 X = 0.3

TRAMO S2-S3
 L = 4.60 km
 K = 0.77
 X = 0.35

TALLER #1		USO HEC
⊕	PUNTOS DE CONTROL	3
—	CAUCE PRINCIPAL	ESCALA 1:20

CAPITULO 5

CONTROL DE INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RIO PURIRES

Preparado por Ing. W. Murillo, H. Solís y R. Oreamuno

5.1 INTRODUCCION

5.1.1 Objetivo

El presente estudio tiene como objetivo básico la determinación y selección del caudal de avenida máxima para la cuenca del Río Purires y el diseño geométrico en las obras de reencauzamiento, protección de márgenes, reparación de puentes y otras tendientes a evitar el acaecimiento del desbordamiento e inundación de este río y sus afluentes.

5.1.2 Alcance

Se pretende, mediante este estudio, cuantificar los principales componentes hidrológicos de la cuenca a través del empleo de un modelo hidrológico que utiliza datos hidrometeorológicos y geofísicos de la misma. Este modelo está compuesto por métodos que calculan los parámetros hidrológicos a partir de relaciones empíricas basadas en variables físicas y geomorfológicas.

En general, se busca probar y poner en operación el modelo en una cuenca controlada como lo es la del Río Navarro y una vez debidamente calibrado, aplicarlo al análisis hidrológico de la cuenca del Río Purires.

A continuación se aplica un modelo hidráulico con el fin de evaluar la capacidad del cauce actual, y diseñar las modificaciones geométricas del lecho del río para garantizar un transporte seguro del caudal seleccionado.

5.1.3 Justificación

Desde el año 1984, a solicitud de algunos agricultores del Valle del Guarco, funcionarios del SENARA realizaron visitas para observar las secuelas de los desbordamientos e inundaciones ocasionados por los Ríos Coris y Purires, producto de no contar éstos con la sección hidráulica apropiada para evacuar las avenidas máximas en la época lluviosa y la invasión de las planicies de inundación.

El Valle del Guarco se encuentra dividido en tres zonas bien definidas; una agrícola que se distingue por los cultivos de hortalizas, ornamentales, flores, fincas de café y lecherías. Otra con industria que en los últimos 20 años sólo se ha desarrollado en un 10% de las 400 ha. reservadas por el INVU para tal efecto, en el noroeste del Valle. La parte urbana abarca unas 50 ha. en el extremo noreste.

En la actualidad la zona agrícola ha experimentado un gran avance en cuanto a ornamentales y flores para exportación, así como hortalizas para consumo interno. Se están desarrollando unas 250 ha. de invernadero con una inversión alrededor de US\$50 millones, de cuya producción un 80% es para exportación (aproximadamente US\$2 millones por mes), que dan empleo directo a más de 3000 personas y le producen una importante generación de divisas al país. La cobertura de esta zona es hacia el sureste y suroeste del Valle donde existen excelentes suelos y disponibilidad de agua subterránea y superficial.

Debido a la topografía plana y a la cercanía de la zona agrícola a los principales cauces por la razón apuntada, los huracanes Gilbert y Juana en el invierno de 1988 produjeron pérdidas alrededor de los 50 millones de colones. El Gobierno decretó zona de emergencia a las áreas directamente afectadas por el desbordamiento del Río Purires y sus afluentes. El Decreto de Emergencia es el Nº 18724 MOPT, publicado en la Gaceta Nº 8 del 11 de enero de 1989. En consecuencia, se hace necesario tomar y ejecutar las medidas procedentes, tendientes a la realización, mantenimiento y custodia de las obras que sean pertinentes, para el eficaz control de las inundaciones en el Valle del Guarco.

Es así como a partir de febrero de 1989, el SENARA dio seguimiento a las obras que a nivel privado se han ejecutado en el Río Purires y ha efectuado los estudios técnicos en colaboración con el CATIE, así como los trámites legales y financieros para continuar con la construcción de las obras en el verano de 1990-1991.

Para el proyecto existe financiamiento a través de dos convenios. Uno entre la Comisión Nacional de Emergencia (CNE) y el SENARA por 3.3 millones de colones, según oficio CNE-0434/89 del 21 de julio de 1989, que transcribe el Acuerdo Nº 13-131 de la Comisión, para lo cual se firmó el 31 de octubre de 1989 de "Convenio de Cooperación Interinstitucional entre el SENARA y la CNE para el financiamiento de obras de rectificación y mejoramiento del cauce del Río Purires y sus afluentes en la provincia de Cartago."

El otro convenio es el suscrito entre MIDEPLAN, el SENARA y la CNE, por un monto de 20 millones de colones provenientes del PL-416 de su Programa de Drenajes, Canalización de Ríos y Prevención de Inundaciones, el cual fue refrendado por la Contraloría General de la República según oficio Nº 004069 del 4 de abril de 1990.

5.2 CARACTERIZACION DE LA ZONA DE ESTUDIO

Dado que la Cuenca del Río Purires no cuenta con suficiente información hidrometeorológica, pues ésta se limita al pluviómetro de la estación Linda Vista. Su calibración hidrológica se realizará con base en los resultados obtenidos para la cuenca del Río Navarro, que contiene a la cuenca del Río Purires. La cuenca del Río Navarro está provista de una estación limnigráfica (La Troya), cuatro estaciones pluviográficas (Sanatorio Durán, La Cangreja, Muñeco y Belén), dos estaciones pluviométricas (Comandancia de Cartago y Linda Vista).

5.2.1 Cuenca del Río Navarro

La cuenca se ubica de $83^{\circ}51'$ a los $84^{\circ}02'$ de longitud oeste y de $9^{\circ}44'$ a $9^{\circ}58'$ de latitud norte.

La cuenca del Río Navarro hasta la Estación Fluviográfica 9-24, La Troya, tiene un área de drenaje de 282 km^2 . Los ríos principales de la red de drenaje son: el Río Reventado, el Río Purires, a partir de cuya confluencia se denominan Río Aguacaliente y el Río Navarro, desembocando finalmente en el Río Reventazón (ver Figura 5.1).

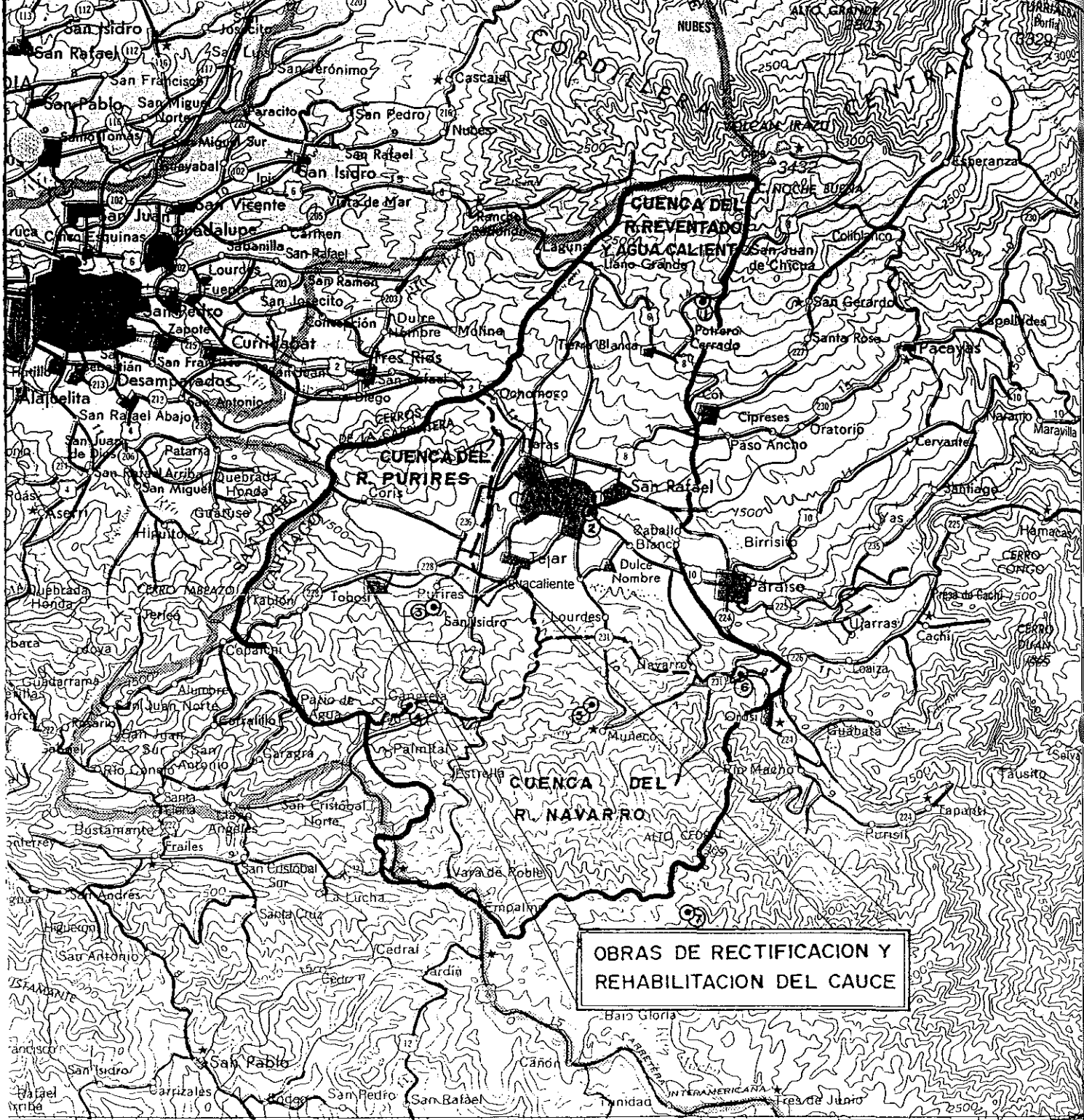
El área de drenaje del Río Navarro se encuentra en una de las zonas más secas de Costa Rica. Tiene una precipitación media anual de 1500 mm . Los meses más húmedos corresponden a setiembre y octubre, cuyo promedio de precipitación es de aproximadamente 300 mm .

La temperatura promedio anual oscila entre 17.5 y $22.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$. La temperatura máxima promedio anual muestra también variaciones muy fuertes. En la parte baja de la cuenca la temperatura máxima promedio anual oscila entre 22.5 y $25 \text{ }^{\circ}\text{C}$ y en la parte alta entre 10 y $12.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$. De igual forma, la temperatura mínima oscila entre 12.5 y $15 \text{ }^{\circ}\text{C}$ en la parte baja, mientras que en la parte alta es inferior a $7.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

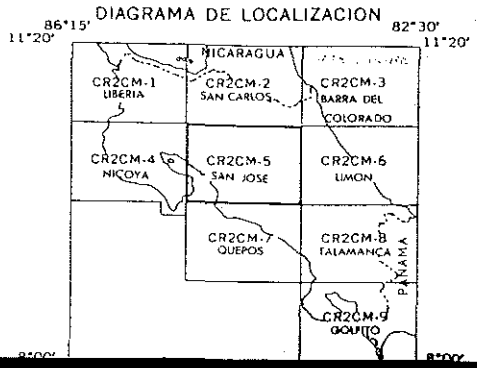
El promedio anual de horas de brillo solar es de aproximadamente 4 horas, alcanzando valores máximos de hasta 6 horas y mínimos de 3 horas diarias.

5.2.2 Cuenca del Río Purires

Esta cuenca se ubica de $83^{\circ}55'$ a los $84^{\circ}02'$ de longitud oeste y de $9^{\circ}48'$ a $9^{\circ}54'$ de latitud norte, con un área de 77 km^2 . El principal afluente del Río Purires es el Río Coris, que tiene problemas de drenaje cuando el Río Purires sube de nivel.



OBRAS DE RECTIFICACION Y REHABILITACION DEL CAUCE



Proyecto:

RIO PURIRES

Contenido:

LOCALIZACION DEL AREA DE ESTUDIO

Escala:

1: 200.000

Figura:

5.1

Los principales datos geomorfológicos de las cuencas descritas se resumen en la Tabla 5.1.

TABLA 5.1

DESCRIPCION	RIO NAVARRO	RIO PURIRES
Area	282.0 Km ²	77.28 Km ²
Perímetro	87.0 Km	35.2 Km
Elevación máxima	3200 msnm	2100 msnm
Elevación mínima	1020 msnm	1380 msnm
Altitud media	1725 msnm	1589 msnm
Longitud del río	30.0 Km	14.4 Km
Elev. máx. cauce princ.	3200 msnm	2100 msnm
Pendiente media	0.073	0.050
Orden de la cuenca	5	4
Densidad de drenaje	0.88	0.87
Alejamiento medio	1.79	1.64
Factor de forma	0.74	0.76
Índice de pendiente	0.216	0.242
Índice de compacidad	1.46	1.13

5.2.2.1 La cuenca alta

La cuenca alta se caracteriza por ser de origen volcánico, con fuertes pendientes, ganadería extensiva como uso dominante de la tierra, acompañado de bosques y cultivos aislados. El proceso de deforestación fue muy extenso en el pasado, provocando cambios inadecuados de uso de la tierra.

La zona está prácticamente despoblada, contando sin embargo con carreteras asfaltadas y servicio eléctrico.

De acuerdo al mapa de uso potencial del MAG, de 1970, esta región está clasificada como III-D. Estas áreas, por su topografía y sus suelos, no tienen capacidad para ser dedicadas a una actividad agropecuaria de mayor productividad, son aptas para conservar el bosque natural, con una explotación y manejo controlados que incluyan prácticas de conservación y protección.

Aunado a ello, el sistema de clasificación de la capacidad de uso de la tierra del Servicio de Conservación de Suelos, los mapas del MAG, en escala 1:200.000 del año 1990, indican que la cuenca alta del Río Purires, corresponde a la clase VIe.

La clase VI incluye terrenos con severas limitaciones para cultivos agronómicos, pero que son posibles de aprovechar en pastos y bosques. En esta clase se incluyen algunos suelos que pueden ser usados para ciertos cultivos (café, frutales), siempre y cuando se apliquen prácticas de manejo poco comunes, o para cultivos que se adaptan o demandan condiciones diferentes a los cultivos más comunes. Las limitaciones más usuales de esta clase son: pendientes muy fuertes, alta susceptibilidad a la erosión o ya muy erosionados, alta pedregosidad, suelos superficiales, excesiva humedad., factores climáticos adversos, etc. Se considera que en los terrenos de esta clase se practica su mejoramiento para su uso en pastos o bosques, a través de la introducción de pastos mejorados, fertilizantes, control de aguas, etc.

La subclase e comprende todas aquellas tierras con diferentes grados de erosión causadas tanto por mal manejo (erosión actual) o riesgos de erosión ocasionados por limitaciones topográficas.

5.2.2.2 Cuenca baja

Rodeado por las montañas se encuentra el Valle del Guarco, con muy bajas pendientes y explotación agrícola extensiva. Según el mapa de uso potencial mencionado, esta área se clasifica como I-A, caracterizada como zona de uso intensivo, teniendo en más de 75% de su superficie, recursos físicos con capacidad para dar altos rendimientos por hectárea. Son estas áreas muy planas, de origen aluvial, con suelos livianos de textura franca a franco arenosa. Responden bien a la aplicación de fertilizantes, son aptas tanto para cultivos anuales como para cultivos permanentes y ganadería intensiva; requieren el empleo de métodos sencillos de conservación. Las aguas del río Purires presentan una inadecuada calidad a pesar de lo cual son utilizadas para riego por los floricultores, lo cual podría afectar los niveles de calidad establecidos por los exigentes mercados extranjeros y por los horticultores, presenta además un peligro para la salud pública de las comunidades asentadas en el Valle.

5.2.3 Efectos del Manejo Inadecuado de la Cuenca del Río Purires

La conversión del uso de la tierra de bosques a pastos y cultivos, en conflicto con el uso potencial recomendable, activó procesos de degradación de la cuenca, con erosión en las laderas y su eventual deposición en las planicies, acortamiento del tiempo de concentración, etc.

Entre las consecuencias negativas se puede destacar el incremento de los caudales máximos, que agravan los

fenómenos de inundación, socavación de cauces y puentes, contaminación, erosión, sedimentación y pérdida de fertilidad.

En la parte baja los ríos tienen capacidad geométrica limitada, situación agravada por las construcciones de instalaciones agrícolas en planicies de inundación, las bajas pendientes y la presencia de obstáculos al flujo tales como puentes estrechos y curvas pronunciadas.

5.3 Calibración del HEC-1 en el Río Navarro

El modelo se calibró en la cuenca del Río Navarro para lo cual se efectuaron los siguientes pasos:

5.3.1 Escogencia del evento de calibración

Se procedió a escoger los eventos extremos mejor definidos del registro limnigráfico de la estación La Troya.

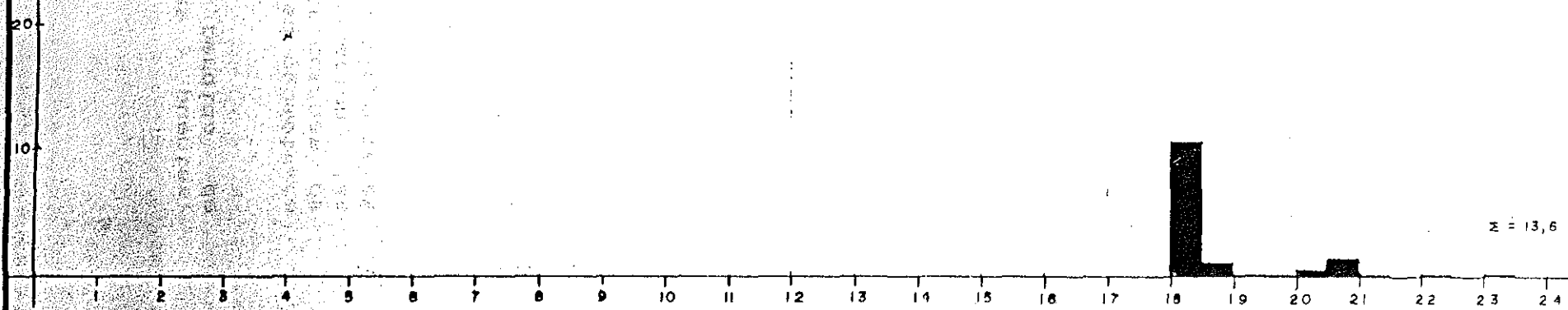
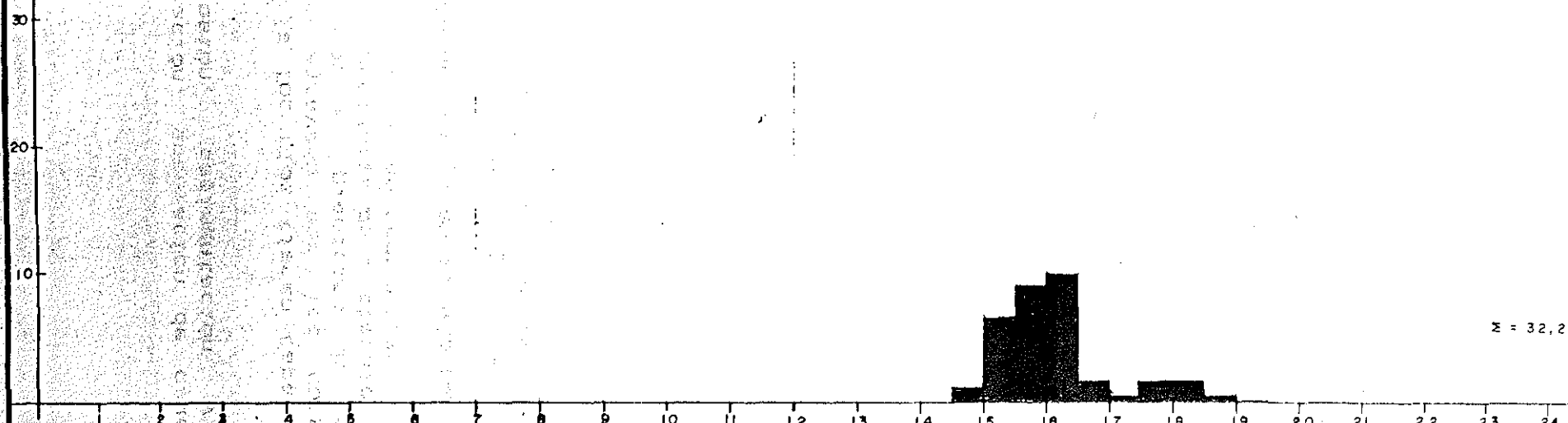
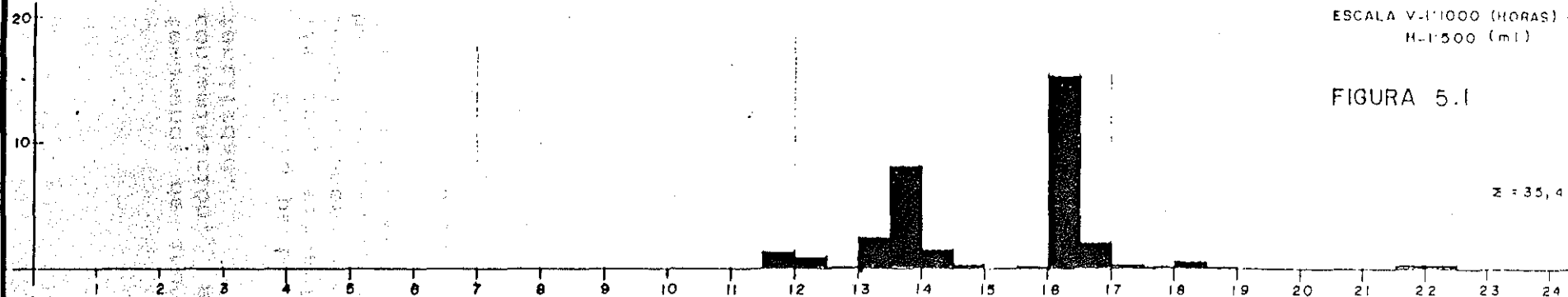
El criterio que se siguió fue de localizar picos aislados con niveles superiores a los dos metros. Se supuso que las crecientes de esta magnitud eran producto de tormentas que hubieran cubierto completamente el área de drenaje. Se seleccionaron 27 crecientes para el período comprendido entre diciembre de 1980 y diciembre de 1988. Seguidamente se procedió a leer, de las bandas pluviográficas, la precipitación correspondiente a dichas tormentas. De estas tormentas se escogieron tres, que tenían registro completo del evento y una altura de precipitación similar. Con esto se garantizó que las tormentas cubrieran la totalidad del área de la cuenca y que hubieran tenido una intensidad lo más uniforme posible dentro de la gran variabilidad climática de la zona. Las tormentas seleccionadas fueron: la del 29 de octubre de 1984, la del 12 de octubre 1986 y la del 11 de octubre de 1987. Una vez definidas las tormentas y sus correspondientes crecientes, se calibró el HEC-1 para la tormenta del 12 de octubre de 1986, dado que es la que presenta una mejor uniformidad espacial y temporal de la lluvia.

Los resultados obtenidos en la calibración, Fig. 5.1, 5.2 y 5.3 fueron ajustados en base al evento catastrófico del 11 de octubre de 1990, acaecido durante el período de este estudio. Partiendo de las marcas dejadas por los máximos niveles del río, en sectores geométrica e hidráulicamente favorables, se estimó el caudal. Con estos datos, se modificaron los valores de CN e IA de la cuenca del Río Purires.

HIETOGRAMA DEL 29 DE OCTUBRE DE 1984

ESCALA V-I:1000 (HORAS)
H-I:500 (ml)

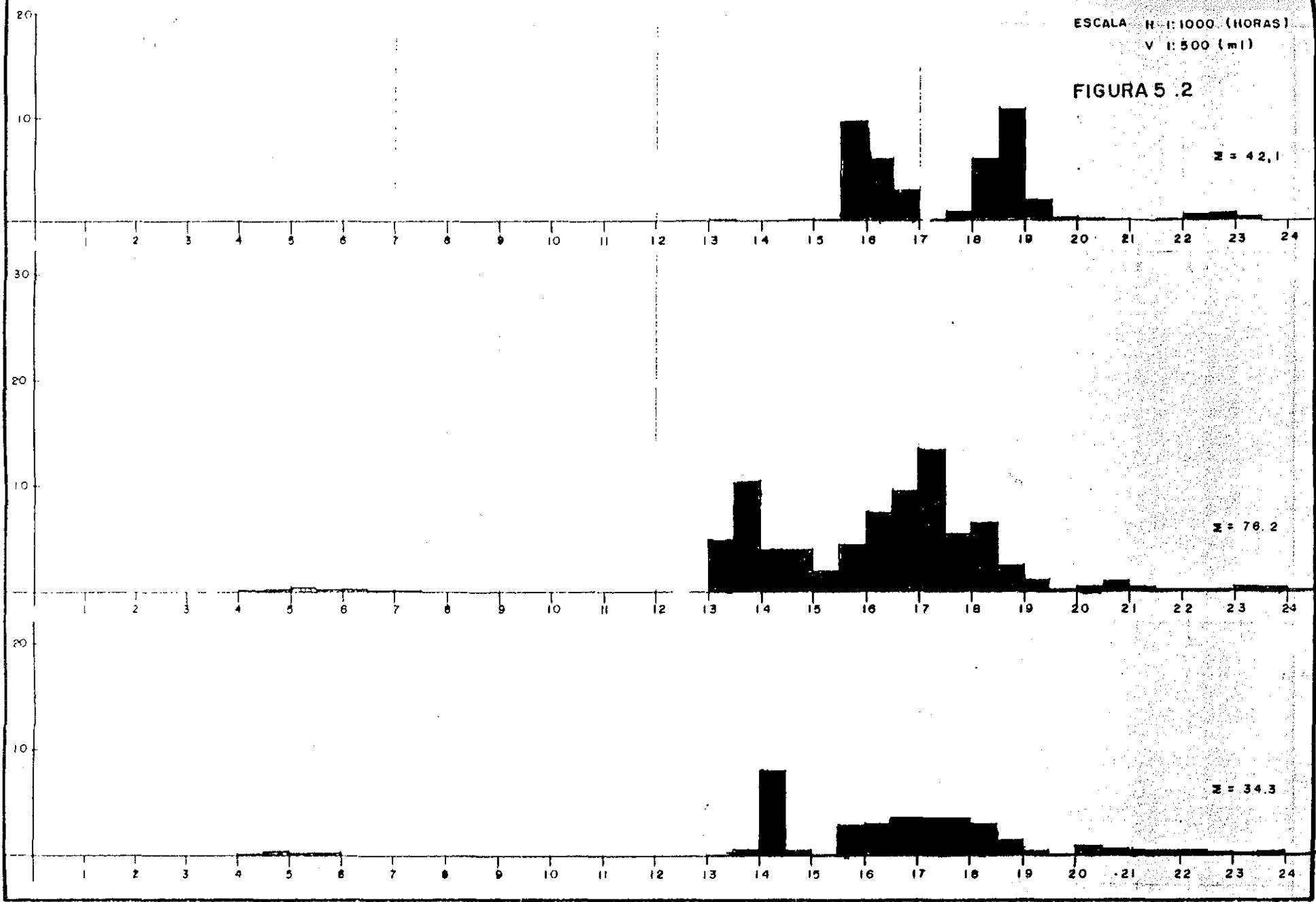
FIGURA 5.1



HIETOGRAMA DEL 12 DE OCTUBRE DE 1986

ESCALA H: 1:1000 (HORAS)
V: 1:500 (ml)

FIGURA 5.2



HIETOGRAMA DEL 11 DE OCTUBRE DE 1987

ESCALA H 1:1000 (HORAS)
V 1:500 (ml)

FIGURA 5.3

$\Sigma = 11,3$

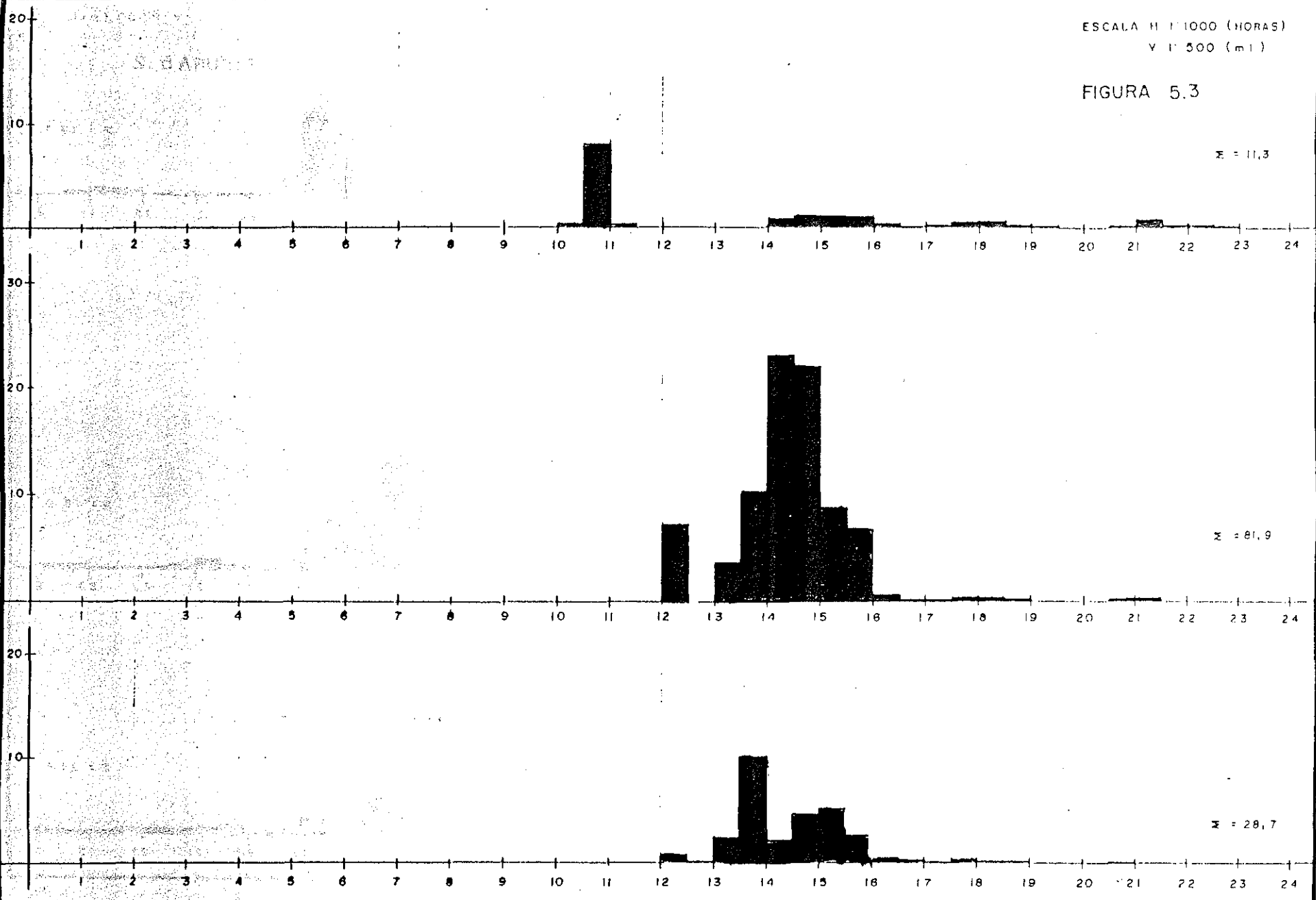
$\Sigma = 81,9$

$\Sigma = 28,7$

EST. SANATORIO DURAN

EST. LA CANGREJA

EST. MUÑECO



5.3.2 Distribución Espacial

La distribución espacial se obtuvo por medio de los polígonos de Thiessen, para las estaciones pluviográficas y pluviométricas de: Sanatorio Durán, Cangreja, Muñeco, Belén, Cartago y Linda Vista. (Tabla 5.2, Figura 5.4)

5.3.3 Distribución Temporal

La distribución temporal se calculó igualmente utilizando polígonos de Thiessen, para las estaciones pluviográficas de Sanatorio Durán, La Cangreja y Muñeco. (Tabla 5.3, Figura 5.5)

5.3.4 Hidrograma Observado

Para el evento del 12 de octubre de 1986, el hidrograma observado en la Estación Fluviográfica La Troya es el descrito en la Tabla 5.4 y Figura 5.6 .

5.3.5 Caudal base

Los parámetros iniciales del caudal base: caudal inicial (STRTO), caudal de inicio de recesión (QRCSN) y la tasa de abatimiento de la curva de recesión (RTIOR) se obtuvieron del hidrograma del 12 de octubre de 1986, en la Troya (6) (Ver Figura 5.6)

- STRTO = 10.9 m³/s
- QRCSN = 36.5 m³/s
- RTIOR = 1.05

5.3.6 Tiempo de desfase

Se intentó inicialmente obtener el tiempo de desfase, de acuerdo a la recomendación del SCS, para la obtención de hidrogramas unitarios sintéticos, (11)

$$t_1 = 0.6 t_c \tag{3.1}$$

Calculando el t_c con la ecuación de Kirpich (10)

$$t_c = L^{1.15} / (3080H^{0.38}) \tag{3.2}$$

donde el tiempo se da en minutos:

L = 23000 m = máxima distancia de recorrido del agua en metros.

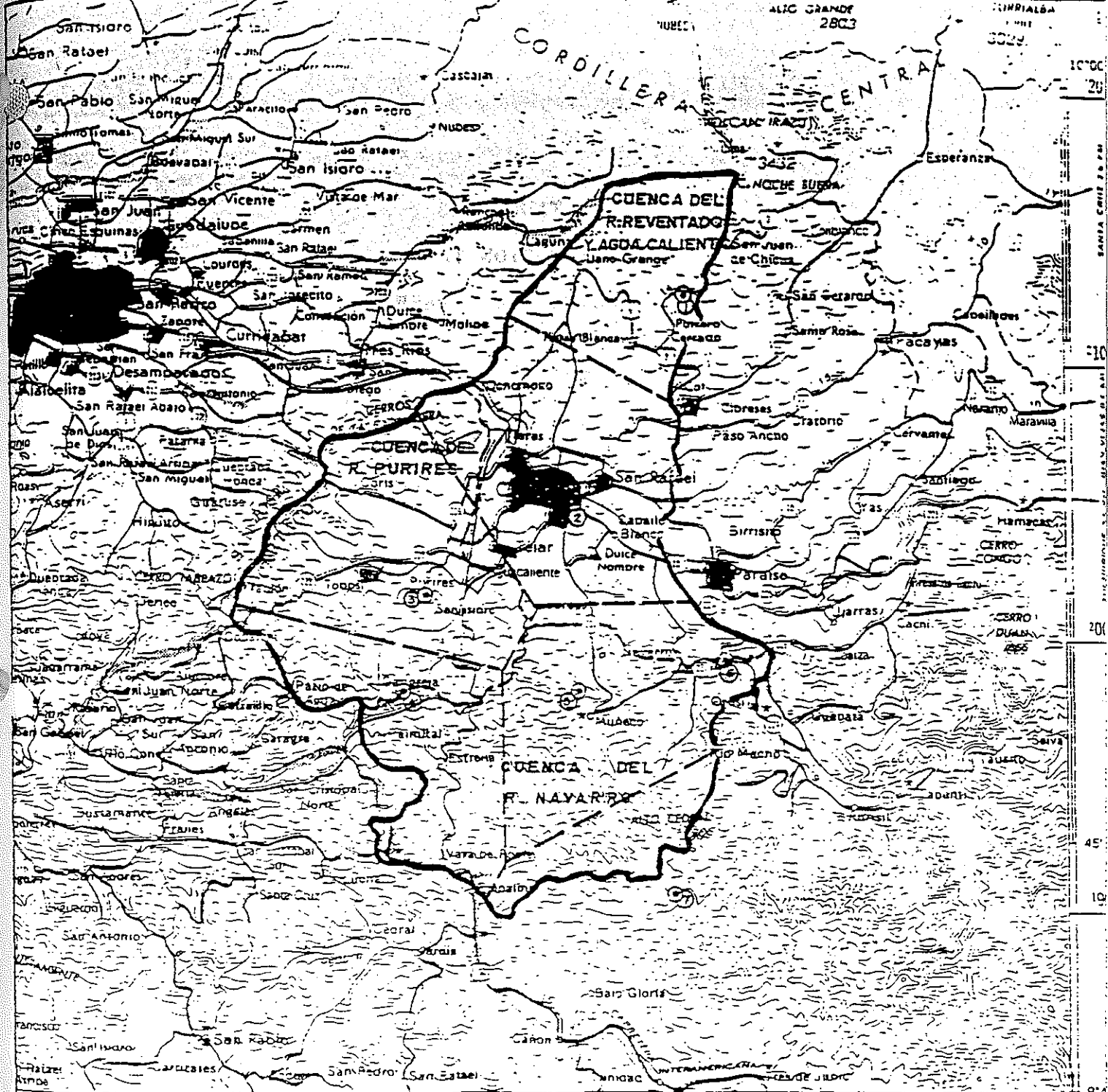
H = 1600 m = diferencia de elevación entre el inicio y el final de L.

TABLA 5.2

DISTRIBUCION ESPACIAL

CUENCA RIO NAVARRO
12 OCTUBRE 1986

ESTACION PLUVIOMETRICA	PRECIPITACION DIARIA (mm)	PESO DE LA ESTACION EN % (POLIGONOS THIESSEN)
Sanatorio Durán	42.1	15
Cangreja	80.2	15
Muñeco	34.7	23
Linda Vista	64.2	19
Comandancia Cartago	68.2	21
Belén	32.0	7



POLIGONOS DE THESSEN PLUVIOMETROS Y PLUVIOGRAFOS FIGURA 5.4

N°	TIPO	NOMBRE	EST. N°
1	PG	SANATORIO DURAN	07 30 11
2	TG	COMANDANCIA DE CARTAGO	07 30 03
3	TP	LINDA VISTA	07 30 18
4	PG	LA CANGREJA	07 30 41
5	PG	MUNECO	07 30 42
6	EST. PLUV.	LA TROYA	73 09 24

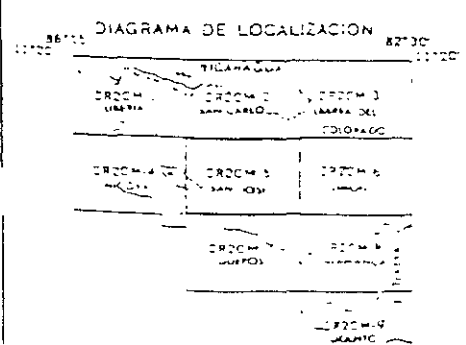
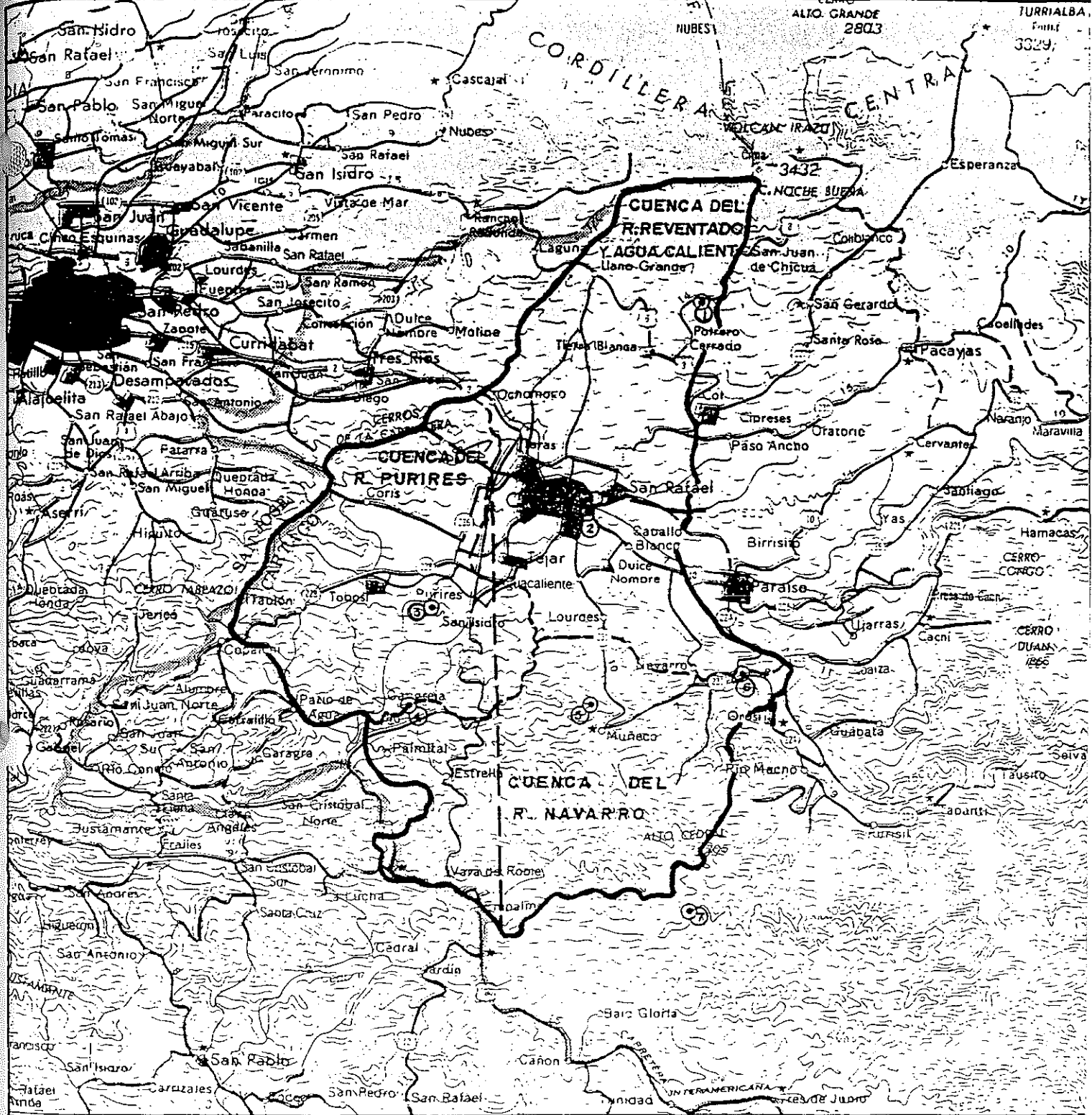


TABLA 5.3

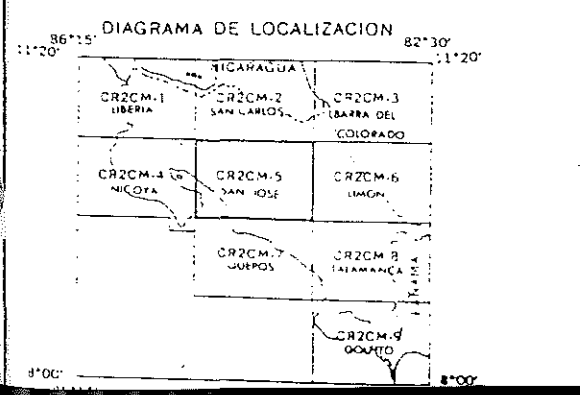
DISTRIBUCION TEMPORAL

CUENCA RIO NAVARRO
12 OCTUBRE 1986

HORA	ESTACION FLUVIOGRAFICA (Peso P.de Thiessen)		
	S. DURAN (25)	CANGREJA (35)	MUNECO (40)
12:00	0.0	0.0	0.0
12:30	0.0	0.0	0.0
13:00	1.0	5.0	0.1
13:30	0.0	10.5	0.6
14:00	0.0	4.0	8.0
14:30	0.2	4.0	0.5
15:00	0.2	2.0	0.1
15:30	9.6	4.5	2.9
16:00	6.0	7.5	3.0
16:30	3.0	9.5	3.5
17:00	0.1	13.5	3.5
17:30	0.9	5.5	3.5
18:00	6.0	6.5	3.0
18:30	10.7	2.5	1.5
19:00	2.0	1.2	0.5
19:30	0.3	0.3	0.1
20:00	0.2	0.5	0.7
20:30	0.1	1.0	0.6
21:00	0.0	0.5	0.4
21:30	0.1	0.2	0.4
22:00	0.6	0.2	0.4
22:30	0.7	0.1	0.3
23:00	0.4	0.5	0.2
23:30	0.0	0.5	0.4
24:00	0.0	0.2	0.1



84°00' 530 SAN MARCOS 0.6 KM. 540 COPEY 3.2 KM 550 SALSIPUEDES 2 KM 560



POLIGONOS DE THIESSEN PLUVIOGRAFOS

FIGURA 5.5

N°	TIPO	NOMBRE	EST. N
1	PG	SANATORIO DURAN	07301
2	TG	COMANDANCIA DE CARTAGO	07300
3	TP	LINDA VISTA.	07301
4	PG	LA CANGREJA.	07304
5	PG	MUÑECO	07304
6	EST.FLUV.	LA TROYA.	73092
7	PG	BELEN.	07303

TABLA 5.4

HIDROGRAMA OBSERVADO

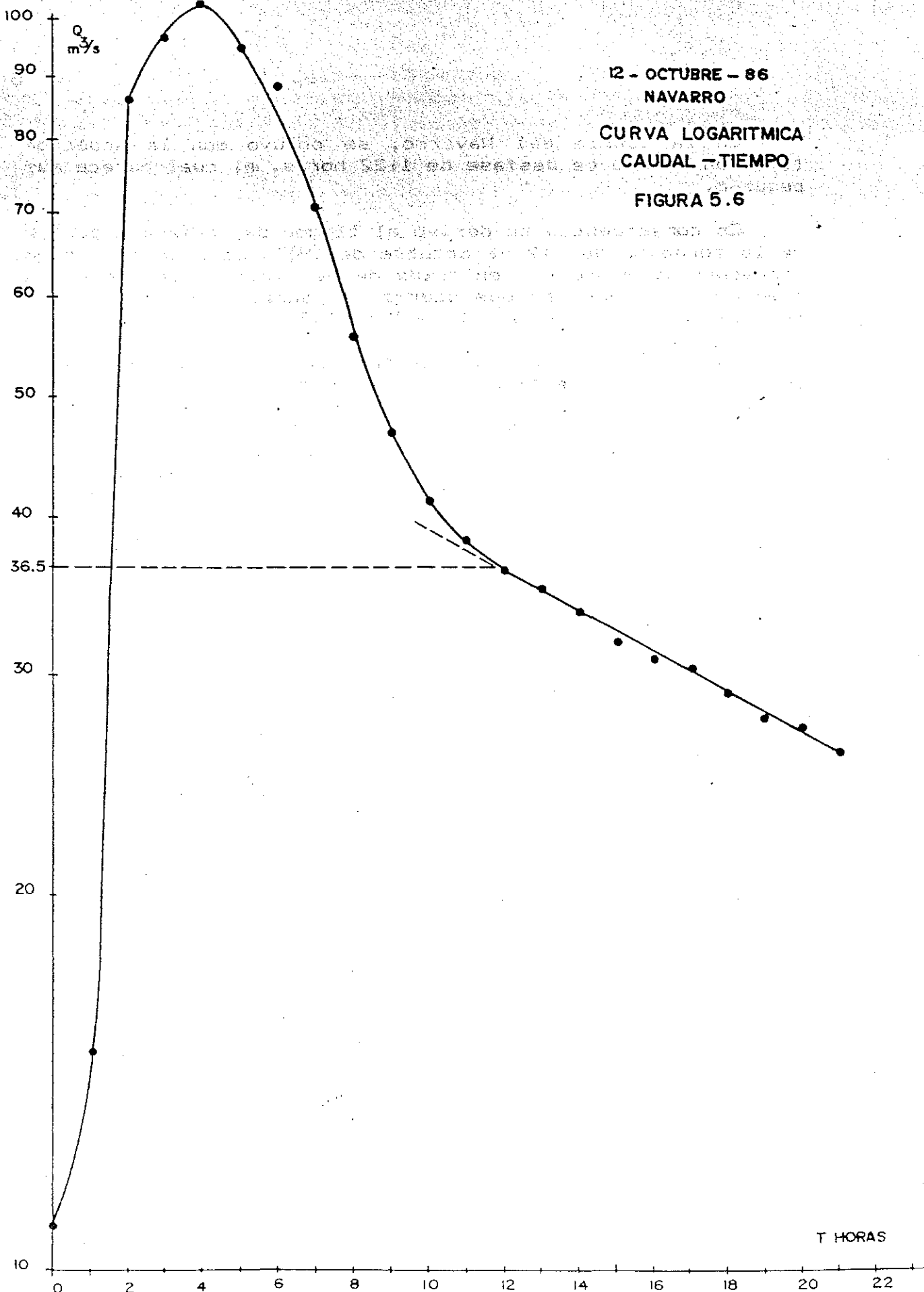
**ESTACION LA TROYA
CUENCA RIO NAVARRO**

DIA	HORA	CAUDAL (m³/s)
12/10/86	15:00	10.9
	16:00	15.0
	17:00	86.3
	18:00	96.8
	19:00	103.6
	20:00	94.7
	21:00	88.3
	22:00	70.9
	23:00	55.7
	13/10/86	00:00
01:00		41.2
02:00		38.4
03:00		36.4
04:00		35.1
05:00		33.2
06:00		31.9
07:00		30.7
08:00		30.1
09:00		28.9
10:00		27.7
11:00		27.1
12:00	26.0	

12 - OCTUBRE - 86
NAVARRO

CURVA LOGARITMICA
CAUDAL - TIEMPO

FIGURA 5.6



T HORAS

En la cuenca del Navarro, se obtuvo con la ecuación (3.2) un tiempo de desfase de 1:22 horas, el cual parece muy pequeño.

En consecuencia se derivó el tiempo de desfase a partir de la tormenta del 12 de octubre de 1986, tomando el tiempo transcurrido entre el centroide de la lluvia total sobre la cuenca y el tiempo en que ocurre el caudal pico tal como lo recomienda Linsley et al (8) y Dunne (3).

Aunque es teóricamente preferible considerar el centro de la lluvia efectiva, en la práctica, la obtención confiable de dicha lluvia es difícil, y en este caso se utiliza el centroide de la lluvia total.

Dada la dificultad aritmética del cálculo del hietograma medio de la cuenca, obtenido a partir de 6 estaciones para la distribución espacial y 3 estaciones para la distribución temporal, se sugiere a continuación el siguiente procedimiento:

- Se corre el HEC-1 para un valor de tiempo de desfase estimado, ya que no se conoce, para una tormenta histórica, en este caso la del 12 de octubre de 1986.
- El modelo genera una salida que contiene el hietograma medio resultante. Los hidrogramas obtenidos en esta corrida deben ser obviamente ignorados.
- Se obtiene el centroide del hietograma medio y comparándolo con el hidrograma histórico observado, se calcula el tiempo de desfase al caudal pico.
- Se vuelve a correr el modelo, esta vez utilizando el tiempo de desfase calculado.

En el caso de la tormenta del 12 de octubre de 1986, se obtuvo un tiempo al centroide del hietograma de 4.5 horas, un tiempo al caudal pico de 7 horas. En consecuencia, el tiempo de desfase es de 2.5 horas, obtenido con una hoja electrónica (Tabla 5.5)

Se decidió utilizar la ecuación de Snyder, dado que permite la calibración en base a los resultados locales.(11)

$$t_1 = C_t (L * L_c)^{0.7} \quad (3.3)$$

Donde:

L = distancia máxima de recorrido del agua, en millas
(1 milla = 1.61 Km)

L_c = distancia de la salida al punto más cercano del río al centroide de la cuenca, en millas.

TABLA 5.5

CALCULO DE CENTRO DE MASA DE LA LLUVIA

12 Octubre 1986

HORA	TIEMPO T (hr)	PRECIPITACION P (mm)	T * P
12:00	0	0.0	0.0
12:30	0.5	0.0	0.0
13:00	1.0	2.18	2.18
13:30	1.5	4.87	7.31
14:00	2.0	4.32	8.64
14:30	2.5	1.88	4.70
15:00	3.0	0.93	2.79
15:30	3.5	2.91	10.19
16:00	4.0	5.89	23.56
16:30	4.5	6.27	28.22
17:00	5.0	7.46	37.30
17:30	5.5	3.52	19.36
18:00	6.0	3.92	23.52
18:30	6.5	2.62	17.03
19:00	7.0	2.57	17.99
19:30	7.5	0.65	4.97
20:00	8.0	0.30	2.40
20:30	8.5	0.69	5.86
21:00	9.0	0.43	3.87
21:30	9.5	0.22	2.09
22:00	10.0	0.23	2.30
22:30	10.5	0.23	2.94
23:00	11.0	0.44	4.84
23:30	11.5	0.35	4.03
24:00	12.0	0.25	3.00
00:30	12.5	0.03	0.37
TOTAL		53.17	239.36

Centro de masa = $239.36/53.17 = 4.5$ hr.

TLAG = Tiempo al pico - Centro de Masa

TLAG = $7 - 4.5 = 2.5$ hr.

C_t = coeficiente que varía de 1.8 a 2.2 en los Montes Apalaches.

En el caso de la cuenca del Río Navarro se tiene:

$$L = 23 \text{ Km} = 14.29 \text{ millas}$$

$$L_c = 8 \text{ Km} = 4.97 \text{ millas}$$

$$C_t = t_1 / (L * L_c)^{0.3} = 2.5 / (14.29 * 4.97)^{0.3} = 0.7$$

Pese a que $C_t = 0.7$ es muy bajo en comparación con los valores reportados por Snyder, Dunne (3) menciona que C_t puede oscilar desde 0.3 para montañas muy abruptas hasta 10 para planicies. En consecuencia el valor de $C_t=0.7$ resulta razonable.

Si la ecuación se aplica en kilómetros, se obtiene:

$$C_t = 2.5 / (23 * 8)^{0.3} = 0.53$$

Este coeficiente será aplicado a la cuenca del Río Purires.

ANEXO C

EJEMPLO DE CALIBRACION DE CUENCAS

Preparado por Dr. Hernán Solís

C.1 Conceptos básicos de calibración

La calibración de un modelo consiste en ajustar los parámetros del modelo de modo que simulación matemática represente satisfactoriamente la realidad modelada.

Se debe disponer de:

- datos de entrada observados
- datos de salida observados
- un modelo del proceso

Una vez calibrado el modelo, se tiene una mayor confianza para utilizar los parámetros ajustados para predecir la conducta de la cuenca, en nuestro caso, en diferentes condiciones de datos de entrada.

Si se tiene una pequeña cuenca, el caudal de salida se puede modelar con la fórmula racional (fig C.1):

$$Q = C \cdot I \cdot A / 360$$

En esta ecuación, el área A y el caudal máximo Q son medibles con una precisión muy razonable. Si el área es pequeña, del orden de un par de km², y se dispone de un pluviógrafo, se puede obtener la intensidad de la precipitación para un tiempo de concentración dado. La obtención de esta intensidad es más difícil, pero se puede lograr un valor aceptable. El parámetro más complicado de definir es el coeficiente de escorrentía, ya que depende de factores muy variables en el tiempo y en el espacio, como son el tipo de suelo, cobertura vegetal, humedad previa del suelo, etc.

Tras este análisis es posible concluir que el parámetro a calibrar en la fórmula racional es C. O sea, se calibran los parámetros cuya determinación sea más incierta. Si logramos medir un caudal de 2.25 m³ por segundo, en un área de 15 ha, con una intensidad de 90 mm/hr, se puede determinar que el coeficiente C es igual a 0.6.

El procedimiento de calibración se ilustra en la fig C.2.

Los criterios para comparación son:

- caudal máximo
- tiempo al caudal máximo
- volumen de escurrimiento
- forma del hidrograma, etc.

La tarjeta de identificación OU se refiere a la calibración de los parámetros de pérdidas e hidrograma unitario. En los archivos PC1.DAT y PC2.DAT, se ilustra un ejemplo de calibración.

C.2 Calibración de cuenca Navarro

Para preparar el archivo de entrada de la cuenca Navarro, para el evento de 1986, se utiliza la siguiente información:

- Distribución temporal de la lluvia (Tabla 5.3)
- Precipitación diaria (Tabla 5.2)
- Caudal observado (Tabla 5.4)
- Información de flujo base (Fig 5.6)
- Peso de Thiessen para pluviómetros (Tabla 5.2)
- Peso de Thiessen para pluviógrafos (Tabla 5.3)
- Tiempo de desfase (Tabla 5.5)

En el archivo NAVA1.DAT presenta el archivo de entrada para la calibración.

C.3 Resultados de la calibración

Tras repetidos intentos de calibración, inicialmente automática y luego afinada en forma manual, se obtuvo el mejor ajuste posible entre el hidrograma observado el 12 de octubre de 1986 y el hidrograma calculado.

El número de curva adoptado CN es igual a 60 y la abstracción inicial IA es igual al 19 mm.

En el archivo NAVA2.DAT se muestra el archivo de entrada. Se logró un buen ajuste de caudal pico y curva de recesión. No así la curva de ascenso que es más rápida en el hidrograma observado. No es posible realizar este ajuste sin caer en valores de CN e IA irreales. Esta diferencia se atribuye a la utilización del hidrograma unitario sintético adimensional usado por HEC-1, que difícilmente se ajusta con precisión a las condiciones locales. La derivación de un hidrograma unitario local se dificulta por no disponer de eventos de precipitación uniforme, espacial y temporalmente en la cuenca del Río Navarro.

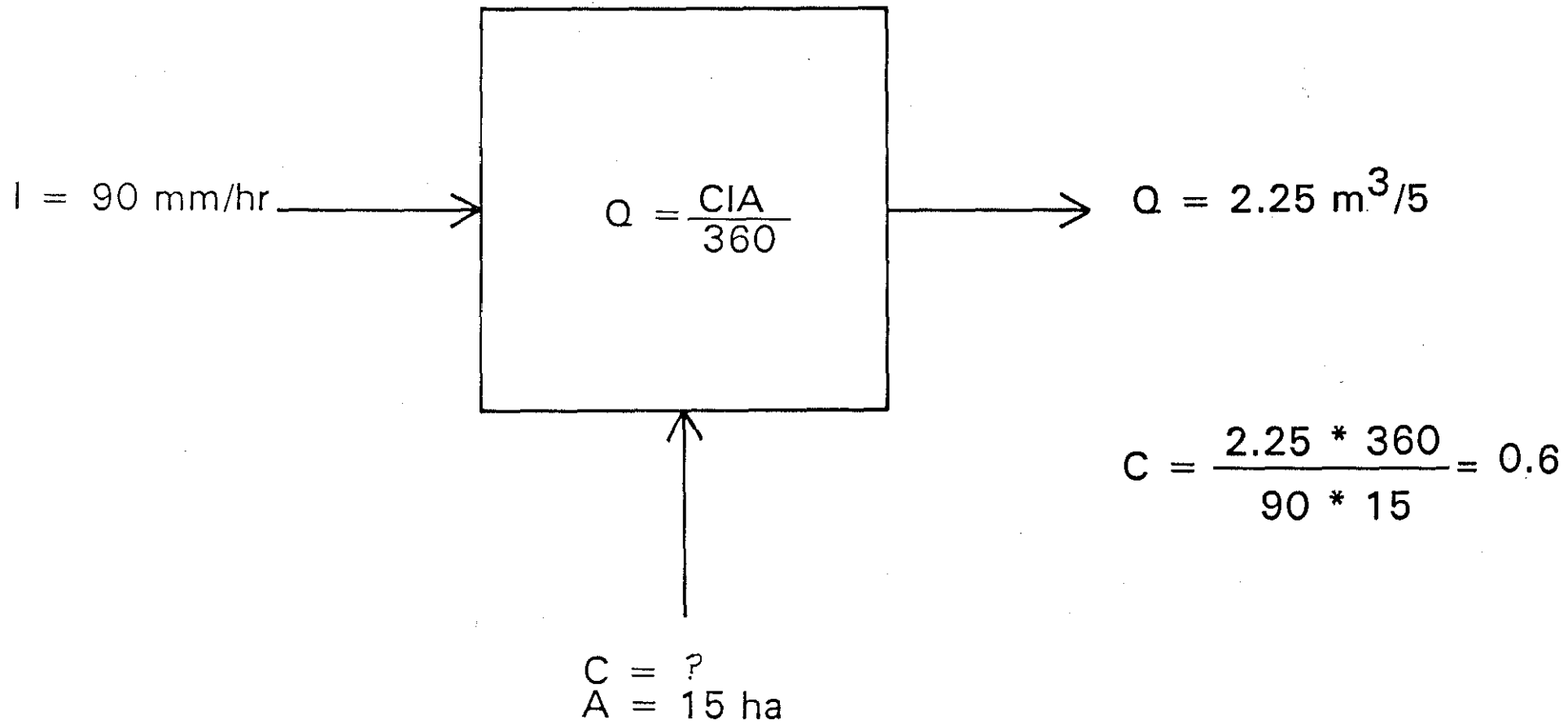


Fig C.1 Calibración de Fórmula Racional

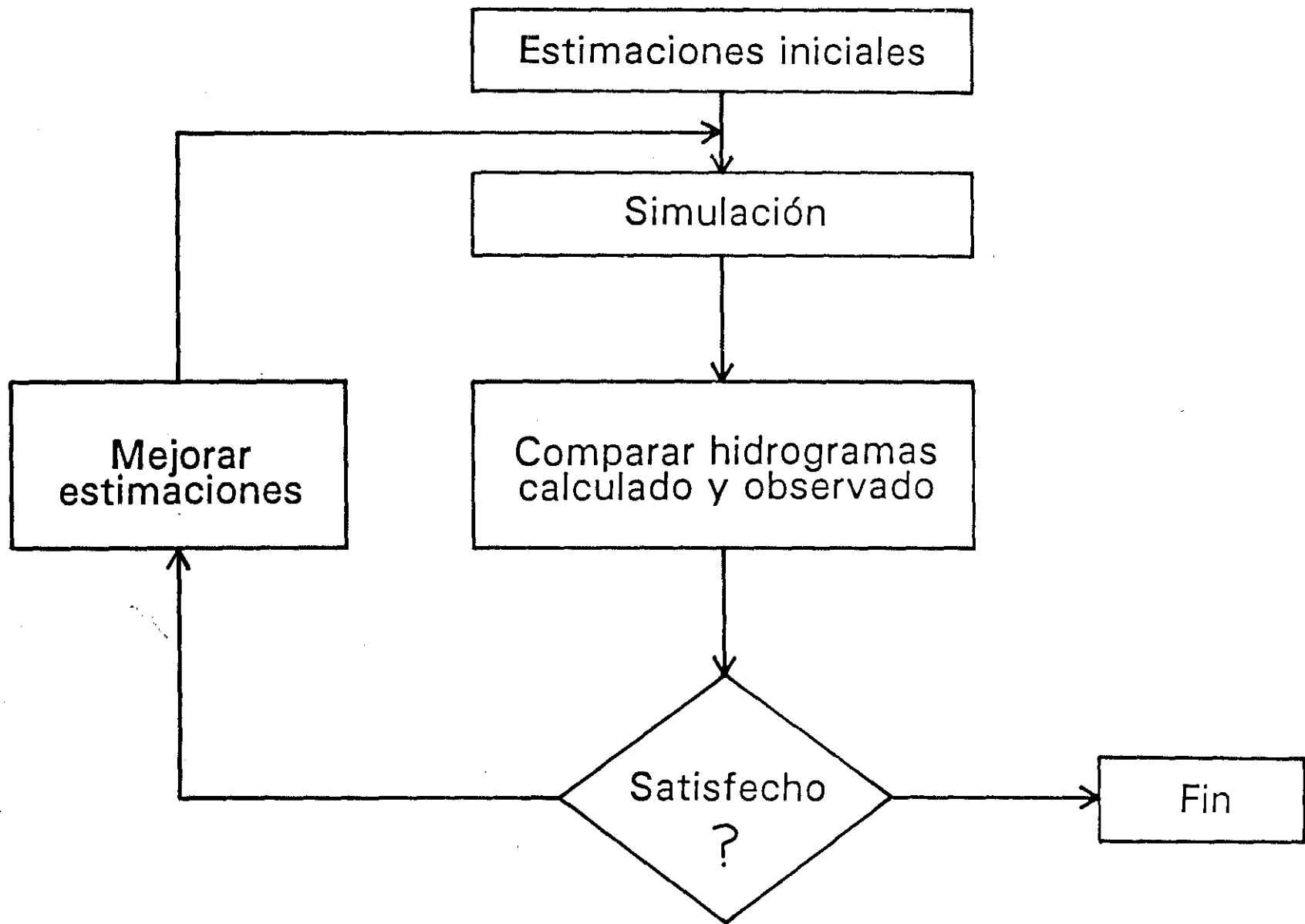


Fig C.2 Procedimiento de calibración

ID ARCHIVO PC1.DAT

ID CUENCA DEL RIO TURRIALBA

ID TORMENTA DEL 24-AGOSTO-1985 PREPARADO POR H.SOLIS

ID CALIBRACION PARA PERDIDAS E HIDROGRAMA UNITARIO DEL SCS

IT 15 24AUG85 1430 72

IO 2 2

OU

IM

IN 30 24AUG85 1400

PG CATIE 76.6

PC 1.2 1.4 6.4 6.4 6.5 14.2 18.6 22.6 42.3 53.5

PC 66.6 72.4 72.5 72.5 72.7 73.5 74.2 75.2 76.4 76.6

PG SANAN 100.9

PC 0 0 0 7.2 8.6 10 14.5 40 84 92.9

PC 98 98.3

PG PACAY 27.8

PG IRAZU 15.7

PG ROSEM 90.2

KK TURRI

KM HIDROGRAMA OBSERVADO EN LA ESTACION LIMNIGRAFICA TURRIALBA

QO 3.81 3.81 3.61 3.61 4.67 5.15 8 9.65 32.2 50.5

QO 78.1 131 106 71 54.9 46.4 37.1 32.2 29.1 14.6

QO 23.4 19.8 18.6 18.6 16.5 14.6 14.1 12.8 12.3 11.5

QO 11.1 10.4 10 9.65 9.3 8.64 8.31

BA 76.29

BF 3.61 28 1.117

PR CATIE SANAN

PW 0.14 0.86

PT CATIE SANAN PACAY IRAZU ROSEM

PW 0.05 0.34 0.15 0.12 0.34

LS -1 -1

UD -1

ZZ

INTERMEDIATE VALUES OF OPTIMIZATION VARIABLES
 (*INDICATES CHANGE FROM PREVIOUS VALUE)
 (+INDICATES VARIABLE WAS NOT CHANGED)

OBJECTIVE FUNCTION VOL. ADJ.	TLAG		STRTL	CRVNBR
	8.734	.000	21.300*	83.474*
50.6	5.823*	.000	21.300	83.474
49.6	5.823	.000	30.987*	83.474
49.6	5.823	.000	30.987	83.474*
42.2	3.882*	.000	30.987	83.474
42.2	3.882	.000	30.710*	83.474
42.2	3.882	.000	30.710	83.474*
29.4	2.588*	.000	30.710	83.474
28.9	2.588	.000	33.375*	83.474
28.9	2.588	.000	33.375	83.474*
18.6	1.725*	.000	33.375	83.474
17.0	1.725	.000	43.066*	83.474
17.0	1.725	.000	43.066	83.474*
10.2	1.150*	.000	43.066	83.474
8.4	1.262*	.000	43.066	83.474
8.2	1.296*	.000	43.066	83.474
8.0	1.296	.000	42.287*	83.474
8.0	1.296	.000	42.289*	83.474
7.9	1.320*	.000	42.289	83.474
7.9	1.324*	.000	42.289	83.474
7.9	1.323*	.000	42.289	83.474
VOL. ADJ.	1.323	.000	41.398*	85.272*

```

*****
*
*           OPTIMIZATION RESULTS           *
*
*****
*
*   SCS UNITGRAPH LAG   1.32             *
*
*   INITIAL ABSTRACTION = 42.29         *
*   SCS CURVE NUMBER = 85.27           *
*   GREEN AND AMPT LOSS RATE PARAMETERS *
*       STRTL = 42.29                  *
*       DTH   = 85.27                  *
*       PSIF  = .00                    *
*       XKSAT = .00                    *
*
*   EQUIVALENT UNIFORM LOSS RATE 35.199 *
*
*****

```

```

*****
*
*           COMPARISON OF COMPUTED AND OBSERVED HYDROGRAPHS
*
*****
*
*           STATISTICS BASED ON OPTIMIZATION REGION
*           (ORDINATES 1 THROUGH 72)
*
*****
*
*           SUM OF      EQUIV      MEAN      TIME TO      LAG
*           FLOWS      DEPTH      FLOW      CENTER      C.M. TO
*                                     OF MASS      C.M.
*           PEAK      TIME OF
*           FLOW      PEAK
*
*   PRECIPITATION EXCESS           14.478           4.19
*
*   COMPUTED HYDROGRAPH      1889.      22.288      26.      7.74      3.55      134.      5.00
*   OBSERVED HYDROGRAPH      1905.      22.469      26.      7.56      3.37      131.      5.00
*
*   DIFFERENCE                -15.      -1.181      -0.      .18      .18      3.      .00
*   PERCENT DIFFERENCE        -.81
*
*           STANDARD ERROR      8.      AVERAGE ABSOLUTE ERROR      5.
*   OBJECTIVE FUNCTION          10.      AVERAGE PERCENT ABSOLUTE ERROR      18.90
*
*****

```


HYDROGRAPH AT STATION TURRI

DA	MON	HRMN	ORD	RAIN	LOSS	EXCESS	COMP Q	OBS Q	*	DA	MON	HRMN	ORD	RAIN	LOSS	EXCESS	COMP Q	OBS Q
24	AUG	1430	1	.00	.00	.00	4.	4.	*	24	AUG	2330	37	.01	.00	.01	23.	15.
24	AUG	1445	2	.28	.28	.00	4.	4.	*	24	AUG	2345	38	.00	.00	.00	22.	19.
24	AUG	1500	3	.28	.28	.00	3.	4.	*	25	AUG	0000	39	.00	.00	.00	21.	23.
24	AUG	1515	4	2.44	2.44	.00	3.	4.	*	25	AUG	0015	40	.00	.00	.00	21.	22.
24	AUG	1530	5	2.44	2.44	.00	3.	4.	*	25	AUG	0030	41	.00	.00	.00	20.	20.
24	AUG	1545	6	.48	.48	.00	3.	4.	*	25	AUG	0045	42	.00	.00	.00	20.	19.
24	AUG	1600	7	.48	.48	.00	3.	5.	*	25	AUG	0100	43	.00	.00	.00	19.	19.
24	AUG	1615	8	.90	.90	.00	3.	5.	*	25	AUG	0115	44	.00	.00	.00	19.	19.
24	AUG	1630	9	.90	.90	.00	3.	5.	*	25	AUG	0130	45	.00	.00	.00	18.	19.
24	AUG	1645	10	1.77	1.77	.00	3.	7.	*	25	AUG	0145	46	.00	.00	.00	18.	18.
24	AUG	1700	11	1.77	1.77	.00	3.	8.	*	25	AUG	0200	47	.00	.00	.00	17.	17.
24	AUG	1715	12	8.85	8.85	.00	3.	9.	*	25	AUG	0215	48	.00	.00	.00	17.	16.
24	AUG	1730	13	8.85	8.85	.00	3.	10.	*	25	AUG	0230	49	.00	.00	.00	16.	15.
24	AUG	1745	14	15.98	15.65	.34	3.	21.	*	25	AUG	0245	50	.00	.00	.00	16.	14.
24	AUG	1800	15	15.98	10.06	5.92	9.	32.	*	25	AUG	0300	51	.00	.00	.00	15.	14.
24	AUG	1815	16	3.63	1.62	2.01	22.	41.	*	25	AUG	0315	52	.00	.00	.00	15.	13.
24	AUG	1830	17	3.63	1.46	2.18	45.	51.	*	25	AUG	0330	53	.00	.00	.00	15.	13.
24	AUG	1845	18	2.45	.90	1.55	76.	64.	*	25	AUG	0345	54	.00	.00	.00	14.	13.
24	AUG	1900	19	2.45	.84	1.61	104.	78.	*	25	AUG	0400	55	.00	.00	.00	14.	12.
24	AUG	1915	20	.42	.14	.28	124.	105.	*	25	AUG	0415	56	.00	.00	.00	13.	12.
24	AUG	1930	21	.42	.14	.28	134.	131.	*	25	AUG	0430	57	.00	.00	.00	13.	12.
24	AUG	1945	22	.01	.00	.00	133.	119.	*	25	AUG	0445	58	.00	.00	.00	13.	11.
24	AUG	2000	23	.01	.00	.00	121.	106.	*	25	AUG	0500	59	.00	.00	.00	12.	11.
24	AUG	2015	24	.00	.00	.00	103.	89.	*	25	AUG	0515	60	.00	.00	.00	12.	11.
24	AUG	2030	25	.00	.00	.00	85.	71.	*	25	AUG	0530	61	.00	.00	.00	12.	10.
24	AUG	2045	26	.01	.00	.01	67.	63.	*	25	AUG	0545	62	.00	.00	.00	11.	10.
24	AUG	2100	27	.01	.00	.01	52.	55.	*	25	AUG	0600	63	.00	.00	.00	11.	10.
24	AUG	2115	28	.04	.01	.03	40.	51.	*	25	AUG	0615	64	.00	.00	.00	11.	10.
24	AUG	2130	29	.04	.01	.03	31.	46.	*	25	AUG	0630	65	.00	.00	.00	10.	10.
24	AUG	2145	30	.04	.01	.03	28.	42.	*	25	AUG	0645	66	.00	.00	.00	10.	9.
24	AUG	2200	31	.04	.01	.03	27.	37.	*	25	AUG	0700	67	.00	.00	.00	10.	9.
24	AUG	2215	32	.06	.02	.04	26.	35.	*	25	AUG	0715	68	.00	.00	.00	10.	9.
24	AUG	2230	33	.06	.02	.04	25.	32.	*	25	AUG	0730	69	.00	.00	.00	9.	9.
24	AUG	2245	34	.07	.02	.04	25.	31.	*	25	AUG	0745	70	.00	.00	.00	9.	8.
24	AUG	2300	35	.07	.02	.04	24.	29.	*	25	AUG	0800	71	.00	.00	.00	9.	8.
24	AUG	2315	36	.01	.00	.01	23.	22.	*	25	AUG	0815	72	.00	.00	.00	9.	8.

TOTAL RAINFALL = 74.86, TOTAL LOSS = 60.38, TOTAL EXCESS = 14.48

ID PC2.DAT 01/OCT/1991

ID CUENCA DEL RIO TURRIALBA PREPARADO POR H.SOLIS

ID TORMENTA DEL 24-AGOSTO-1985

ID AJUSTE DE LA CALIBRACION DE PC1.DAT

IT 30 24AUG85 1430 36

ID 2 2

OU

IM

IN 30 24AUG85 1400

PG CATIE 76.6

PC 1.2 1.4 6.4 6.4 6.5 14.2 18.6 22.6 42.3 53.5

PC 66.6 72.4 72.5 72.5 72.7 73.5 74.2 75.2 76.4 76.6

PG SANAN 100.9

PC 0 0 0 7.2 8.6 10 14.5 40 84 92.9

PC 98 98.3

PG PACAY 27.8

PG IRAZU 15.7

PG ROSEM 90.2

KK TURRI

KM HIDROGRAMA OBSERVADO EN LA ESTACION LIMNIGRAFICA TURRIALBA

QD 3.81 3.81 3.61 3.61 4.67 5.15 8 9.65 32.2 50.5

QD 78.1 131 106 71 54.9 46.4 37.1 32.2 29.1 14.6

QD 23.4 19.8 18.6 18.6 16.5 14.6 14.1 12.8 12.3 11.5

QD 11.1 10.4 10 9.65 9.3 8.64 8.31

BA 76.29

BF 3.61 28 1.117

PR CATIE SANAN

PW 0.14 0.86

PT CATIE SANAN PACAY IRAZU ROSEM

PW 0.05 0.34 0.15 0.12 0.34

LS 27

UD 77 1.78

ZZ

HYDROGRAPH AT STATION TURRI

DA	MON	HRMN	ORD	RAIN	LOSS	EXCESS	COMP Q	OBS Q		DA	MON	HRMN	ORD	RAIN	LOSS	EXCESS	COMP Q	OBS Q
24	AUG	1430	1	.00	.00	.00	4.	4.	†	24	AUG	2330	19	.02	.01	.01	25.	15.
24	AUG	1500	2	.55	.55	.00	3.	4.	†	25	AUG	0000	20	.00	.00	.00	24.	23.
24	AUG	1530	3	4.88	4.88	.00	3.	4.	†	25	AUG	0030	21	.00	.00	.00	23.	20.
24	AUG	1600	4	.96	.96	.00	3.	5.	†	25	AUG	0100	22	.00	.00	.00	21.	19.
24	AUG	1630	5	1.80	1.80	.00	3.	5.	†	25	AUG	0130	23	.00	.00	.00	20.	19.
24	AUG	1700	6	3.53	3.53	.00	3.	8.	†	25	AUG	0200	24	.00	.00	.00	19.	17.
24	AUG	1730	7	17.71	17.63	.08	3.	10.	†	25	AUG	0230	25	.00	.00	.00	18.	15.
24	AUG	1800	8	31.97	21.32	10.65	15.	32.	†	25	AUG	0300	26	.00	.00	.00	17.	14.
24	AUG	1830	9	7.26	3.23	4.04	46.	51.	†	25	AUG	0330	27	.00	.00	.00	16.	13.
24	AUG	1900	10	4.90	1.96	2.94	93.	78.	†	25	AUG	0400	28	.00	.00	.00	15.	12.
24	AUG	1930	11	.84	.32	.52	124.	131.	†	25	AUG	0430	29	.00	.00	.00	14.	12.
24	AUG	2000	12	.01	.00	.01	131.	106.	†	25	AUG	0500	30	.00	.00	.00	14.	11.
24	AUG	2030	13	.00	.00	.00	116.	71.	†	25	AUG	0530	31	.00	.00	.00	13.	10.
24	AUG	2100	14	.02	.01	.01	86.	55.	†	25	AUG	0600	32	.00	.00	.00	12.	10.
24	AUG	2130	15	.09	.03	.05	60.	46.	†	25	AUG	0630	33	.00	.00	.00	12.	10.
24	AUG	2200	16	.08	.03	.05	41.	37.	†	25	AUG	0700	34	.00	.00	.00	11.	9.
24	AUG	2230	17	.11	.04	.07	28.	32.	†	25	AUG	0730	35	.00	.00	.00	10.	9.
24	AUG	2300	18	.13	.05	.08	27.	29.	†	25	AUG	0800	36	.00	.00	.00	10.	8.

TOTAL RAINFALL = 74.86, TOTAL LOSS = 56.35, TOTAL EXCESS = 18.51

ID CALIBRACION DE NAVARRO AGOSTO 1990

ID ARCHIVO NAVA1.DAT H.SOLIS W.MURILLO R.DREAMUNO

ID EVENTO DEL 12-OCT-1986

IT 30 12OCT86 1200 50

ID 2 2

OU

IM

IN 30 12OCT86 1200

PG DURAN 42.1

PI 0 1 0 0 0.2 0.2 9.6 6 3 0.1

PI 0.9 6 10.7 2 0.3 0.2 0.1 0 0.1 0.6

PI 0.7 0.4

PG CANGR 80.2

PI 0 5 10.5 4 4 2 4.5 7.5 9.5 13.5

PI 5.5 6.5 2.5 1.2 0.3 0.5 1 0.5 0.2 0.2

PI 0.1 0.5 0.5 0.2

PG MUREC 34.7

PI 0 0.1 0.6 8 0.5 0.1 2.9 3 3.5 3.5

PI 3.5 3 1.5 0.5 0.5 0.1 0.7 0.6 0.4 0.4

PI 0.4 0.3 0.2 0.4

PG LINVI 64.2

PG CARTA 68.2

PG BELEN 32

* ****

KK NAVA

KM Basin runoff calculation for NAVA

IN 60 12OCT86 1200

QD 10.9 10.9 10.9 10.9 14.99 86.3 95.8 103.6 94.7 88.3

QD 70.9 55.7 46.8 41.2 38.4 36.4 35.1 33.2 31.9 30.7

QD 30.1 28.9 27.7 27.1 26

BA 282

BF 10.9 36.5 1.05

PT DURAN CANGR MUREC LINVI CARTA BELEN

PW 0.15 0.15 0.23 0.19 0.21 0.07

PR DURAN CANGR MUREC

PW 0.25 0.35 0.40

LS -1 -1

UD 2.5

* ****

ZZ

```

*****
#
#           OPTIMIZATION RESULTS           #
#
#*****
#
#   SCS UNITGRAPH LAG   2.50             #
#
#   INITIAL ABSTRACTION = 26.56         #
#   SCS CURVE NUMBER = 79.46           #
#   GREEN AND AMPT LOSS RATE PARAMETERS #
#       STRTL = 26.56                   #
#       DTH = 79.46                     #
#       PSIF = .00                       #
#       XKSAT = .00                     #
#
#   EQUIVALENT UNIFORM LOSS RATE   0.134 #
#
#*****

```

```

*****
#
#           COMPARISON OF COMPUTED AND OBSERVED HYDROGRAPHS
#
#*****
#
#           STATISTICS BASED ON OPTIMIZATION REGION
#           (ORDINATES 1 THROUGH 50)
#
#*****
#
#           SUM OF          EQUIV          MEAN          TIME TO          LAG
#           FLOWS          DEPTH          FLOW          CENTER          C.M. TO
#           OF MASS          C.M.          FLOW          OF PEAK          PEAK
#
#   PRECIPITATION EXCESS          9.165          7.15
#
#   COMPUTED HYDROGRAPH          2167.          13.833          43.          12.11          4.96          149.          0.50
#   OBSERVED HYDROGRAPH          2104.          13.943          44.          11.80          4.73          104.          7.00
#
#   DIFFERENCE          -17.          -1.110          -0.          .24          .24          45.          1.50
#   PERCENT DIFFERENCE          -79          5.00          43.82
#
#           STANDARD ERROR          25.          AVERAGE ABSOLUTE ERROR          14.
#   OBJECTIVE FUNCTION          30.          AVERAGE PERCENT ABSOLUTE ERROR          22.52
#
#*****

```

HYDROGRAPH AT STATION NAVA

DA	MON	HRMN	ORD	RAIN	LOSS	EXCESS	COMP Q	OBS Q	‡	DA	MON	HRMN	ORD	RAIN	LOSS	EXCESS	COMP Q	OBS Q
12	OCT	1200	1	.00	.00	.00	11.	11.	‡	13	OCT	0030	26	.00	.00	.00	51.	44.
12	OCT	1230	2	.00	.00	.00	11.	11.	‡	13	OCT	0100	27	.00	.00	.00	45.	41.
12	OCT	1300	3	2.14	2.14	.00	10.	11.	‡	13	OCT	0130	28	.00	.00	.00	39.	40.
12	OCT	1330	4	4.11	4.11	.00	10.	11.	‡	13	OCT	0200	29	.00	.00	.00	36.	38.
12	OCT	1400	5	4.83	4.83	.00	10.	11.	‡	13	OCT	0230	30	.00	.00	.00	35.	37.
12	OCT	1430	6	1.73	1.73	.00	10.	11.	‡	13	OCT	0300	31	.00	.00	.00	34.	36.
12	OCT	1500	7	.83	.83	.00	9.	11.	‡	13	OCT	0330	32	.00	.00	.00	33.	36.
12	OCT	1530	8	5.39	5.39	.00	9.	13.	‡	13	OCT	0400	33	.00	.00	.00	33.	35.
12	OCT	1600	9	5.59	5.59	.00	9.	15.	‡	13	OCT	0430	34	.00	.00	.00	32.	34.
12	OCT	1630	10	5.75	5.42	.33	9.	51.	‡	13	OCT	0500	35	.00	.00	.00	31.	33.
12	OCT	1700	11	6.46	5.13	1.32	13.	86.	‡	13	OCT	0530	36	.00	.00	.00	30.	33.
12	OCT	1730	12	3.73	2.59	1.14	22.	92.	‡	13	OCT	0600	37	.00	.00	.00	30.	32.
12	OCT	1800	13	5.22	3.25	1.97	40.	97.	‡	13	OCT	0630	38	.00	.00	.00	29.	31.
12	OCT	1830	14	4.36	2.42	1.93	67.	100.	‡	13	OCT	0700	39	.00	.00	.00	28.	31.
12	OCT	1900	15	1.18	.61	.56	99.	104.	‡	13	OCT	0730	40	.00	.00	.00	28.	30.
12	OCT	1930	16	.40	.20	.19	128.	99.	‡	13	OCT	0800	41	.00	.00	.00	27.	30.
12	OCT	2000	17	.28	.14	.14	146.	95.	‡	13	OCT	0830	42	.00	.00	.00	26.	30.
12	OCT	2030	18	.69	.35	.34	149.	92.	‡	13	OCT	0900	43	.00	.00	.00	26.	29.
12	OCT	2100	19	.44	.22	.22	139.	88.	‡	13	OCT	0930	44	.00	.00	.00	25.	28.
12	OCT	2130	20	.27	.13	.14	123.	80.	‡	13	OCT	1000	45	.00	.00	.00	24.	28.
12	OCT	2200	21	.40	.20	.20	105.	71.	‡	13	OCT	1030	46	.00	.00	.00	24.	27.
12	OCT	2230	22	.39	.19	.20	87.	63.	‡	13	OCT	1100	47	.00	.00	.00	23.	27.
12	OCT	2300	23	.41	.20	.21	74.	56.	‡	13	OCT	1130	48	.00	.00	.00	23.	27.
12	OCT	2330	24	.27	.13	.14	65.	51.	‡	13	OCT	1200	49	.00	.00	.00	22.	26.
13	OCT	0000	25	.24	.12	.13	57.	47.	‡	13	OCT	1230	50	.00	.00	.00	22.	26.

TOTAL RAINFALL = 35.09, TOTAL LOSS = 45.92, TOTAL EXCESS = 9.16

ID CALIBRACION DE NAVARRO AGOSTO 1990
 ID ARCHIVO NAVA2.DAT H.SOLIS W.MURILLO R.DREAMUND
 ID EVENTO DEL 12-OCT-1986

IT	30	12OCT86	1200	50						
IO	2	2								
OU										
IM										
IN	30	12OCT86	1200							
PG DURAN		42.1								
PI	0	1	0	0	0.2	0.2	9.6	6	3	0.1
PI	0.9	6	10.7	2	0.3	0.2	0.1	0	0.1	0.6
PI	0.7	0.4								
PG CANGR		80.2								
PI	0	5	10.5	4	4	2	4.5	7.5	9.5	13.5
PI	5.5	6.5	2.5	1.2	0.3	0.5	1	0.5	0.2	0.2
PI	0.1	0.5	0.5	0.2						
PG MUSEC		34.7								
PI	0	0.1	0.6	8	0.5	0.1	2.9	3	3.5	3.5
PI	3.5	3	1.5	0.5	0.5	0.1	0.7	0.6	0.4	0.4
PI	0.4	0.3	0.2	0.4						
PG LINVI		64.2								
PG CARTA		68.2								
PG BELEN		32								

* *****

KK NAVA

KM Basin runoff calculation for NAVA

IN	60	12OCT86	1200							
RO	10.9	10.9	10.9	10.9	14.99	86.3	96.8	103.6	94.7	88.3
UO	70.9	55.7	46.8	41.2	38.4	56.4	35.1	33.2	31.9	30.7
QO	30.1	28.9	27.7	27.1	26					
BA	282									
BE	10.7	50	1.05							
PT DURAN		CANGR	MUSEC	LINVI	CARTA	BELEN				
PW	0.15	0.15	0.23	0.19	0.21	0.07				
PR DURAN		CANGR	MUSEC							
PW	0.25	0.35	0.40							

LS (19) (60)
 UD

* *****

ZZ

STATISTICS BASED ON OPTIMIZATION REGION
(ORDINATES 1 THROUGH 50)

	SUM OF FLOWS	EQUIV DEPTH	MEAN FLOW	TIME TO CENTER OF MASS	LAS C.M. TO C.M.	PEAK FLOW	TIME OF PEAK
PRECIPITATION EXCESS		6.339		6.91			
COMPUTED HYDROGRAPH	1951.	12.451	39.	13.00	6.09	104.	8.00
OBSERVED HYDROGRAPH	2184.	13.943	44.	11.88	4.97	104.	7.00
DIFFERENCE	-234.	-1.492	-5.	1.12	1.12	0.	1.00
PERCENT DIFFERENCE	-10.70				22.47	.04	
STANDARD ERROR OBJECTIVE FUNCTION		19. 23.		AVERAGE ABSOLUTE ERROR	9.		
				AVERAGE PERCENT ABSOLUTE ERROR	14.87		

HYDROGRAPH AT STATION NAVA

DA	MON	HRMN	ORD	RAIN	LOSS	EXCESS	COMP Q	OBS Q		DA	MON	HRMN	ORD	RAIN	LOSS	EXCESS	COMP Q	OBS Q
12	OCT	1200	1	.00	.00	.00	11.	11.	‡	13	OCT	0030	26	.00	.00	.00	46.	44.
12	OCT	1230	2	.00	.00	.00	11.	11.	‡	13	OCT	0100	27	.00	.00	.00	45.	41.
12	OCT	1300	3	2.14	2.14	.00	10.	11.	‡	13	OCT	0130	28	.00	.00	.00	44.	40.
12	OCT	1330	4	4.11	4.11	.00	10.	11.	‡	13	OCT	0200	29	.00	.00	.00	43.	38.
12	OCT	1400	5	4.83	4.83	.00	10.	11.	‡	13	OCT	0230	30	.00	.00	.00	42.	37.
12	OCT	1430	6	1.73	1.73	.00	10.	11.	‡	13	OCT	0300	31	.00	.00	.00	41.	36.
12	OCT	1500	7	.83	.83	.00	9.	11.	‡	13	OCT	0330	32	.00	.00	.00	40.	36.
12	OCT	1530	8	5.39	5.39	.00	9.	13.	‡	13	OCT	0400	33	.00	.00	.00	39.	35.
12	OCT	1600	9	5.59	5.41	.18	9.	15.	‡	13	OCT	0430	34	.00	.00	.00	38.	34.
12	OCT	1630	10	5.75	5.21	.53	11.	51.	‡	13	OCT	0500	35	.00	.00	.00	37.	33.
12	OCT	1700	11	6.46	5.47	.98	16.	86.	‡	13	OCT	0530	36	.00	.00	.00	36.	33.
12	OCT	1730	12	3.73	2.99	.74	25.	92.	‡	13	OCT	0600	37	.00	.00	.00	36.	32.
12	OCT	1800	13	5.22	4.00	1.22	40.	97.	‡	13	OCT	0630	38	.00	.00	.00	35.	31.
12	OCT	1830	14	4.36	3.18	1.18	59.	100.	‡	13	OCT	0700	39	.00	.00	.00	34.	31.
12	OCT	1900	15	1.18	.83	.34	78.	104.	‡	13	OCT	0730	40	.00	.00	.00	33.	30.
12	OCT	1930	16	.40	.28	.12	95.	99.	‡	13	OCT	0800	41	.00	.00	.00	32.	30.
12	OCT	2000	17	.28	.20	.08	104.	95.	‡	13	OCT	0830	42	.00	.00	.00	31.	30.
12	OCT	2030	18	.69	.48	.21	103.	92.	‡	13	OCT	0900	43	.00	.00	.00	31.	29.
12	OCT	2100	19	.44	.30	.13	94.	88.	‡	13	OCT	0930	44	.00	.00	.00	30.	28.
12	OCT	2130	20	.27	.19	.08	83.	80.	‡	13	OCT	1000	45	.00	.00	.00	29.	28.
12	OCT	2200	21	.40	.28	.12	70.	71.	‡	13	OCT	1030	46	.00	.00	.00	29.	27.
12	OCT	2230	22	.39	.27	.12	59.	63.	‡	13	OCT	1100	47	.00	.00	.00	28.	27.
12	OCT	2300	23	.41	.28	.13	50.	56.	‡	13	OCT	1130	48	.00	.00	.00	27.	27.
12	OCT	2330	24	.27	.18	.09	49.	51.	‡	13	OCT	1200	49	.00	.00	.00	27.	26.
13	OCT	0000	25	.24	.16	.08	48.	47.	‡	13	OCT	1230	50	.00	.00	.00	26.	26.

TOTAL RAINFALL = 55.09, TOTAL LOSS = 48.75, TOTAL EXCESS = 6.34

CAPITULO 6

TORMENTAS DE DISEÑO

6.1 Tormenta de diseño

La lluvia de diseño es el evento escogido como dato de entrada al modelo para generar los hidrogramas de salida, y depende de los siguientes factores:

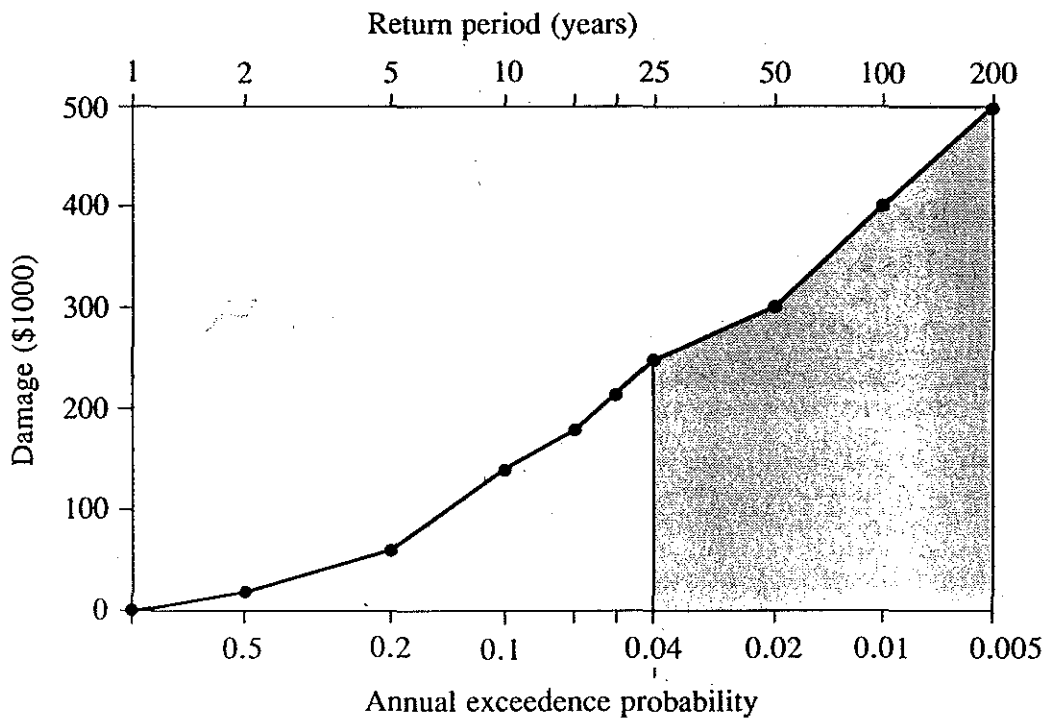
- período de retorno o frecuencia
- lámina de precipitación
- duración de la lluvia
- duración de la lluvia de exceso
- ajustes de área
- distribución temporal

6.2 Período de retorno de diseño

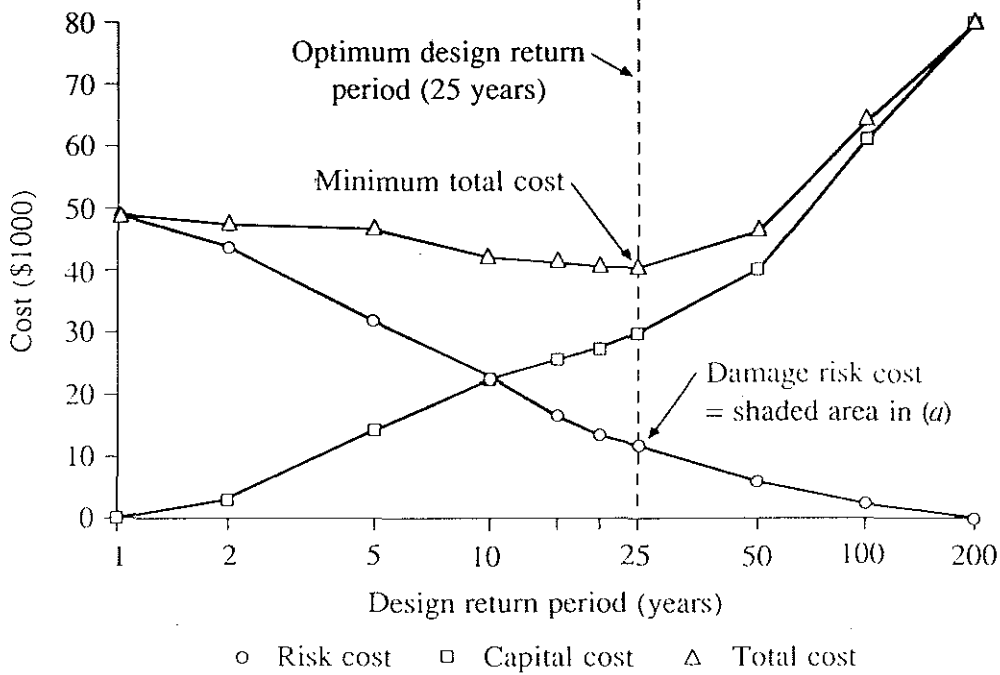
Conforme menor es la frecuencia de ocurrencia, o lo que es lo mismo, mayor es el período de retorno, mayor es el caudal obtenido y mayores, y más costosas, las obras involucradas. Se puede llegar a un punto en que los incrementos de costos para aumentar la seguridad sean mayores que los incrementos de los beneficios derivados (fig 6.1). En consecuencia, la escogencia del período de retorno de diseño es un problema de optimización económica, excepto cuando existe el riesgo de pérdidas humanas. En la tabla 6.1 se presentan criterios generalizados para la escogencia del periodo de retorno. ELV (estimated limiting value) se define como el evento máximo posible que se puede presentar en una localidad, en base a la información hidrológica disponible. ELV es prácticamente sinónimo de evento máximo probable.

6.3 Lámina de precipitación

En algunos países este valor se toma de mapas, para el periodo de retorno y duración de diseño (fig 6.2). En nuestros casos es necesario seleccionar las estaciones meteorológicas de la cuenca, usualmente pluviométricas, y, por medio de un análisis estadístico, como es el método de Gumbel, generar la lámina y duración para la frecuencia de diseño.



(a) Damages for events of various return periods.



(b) Hydroeconomic analysis.

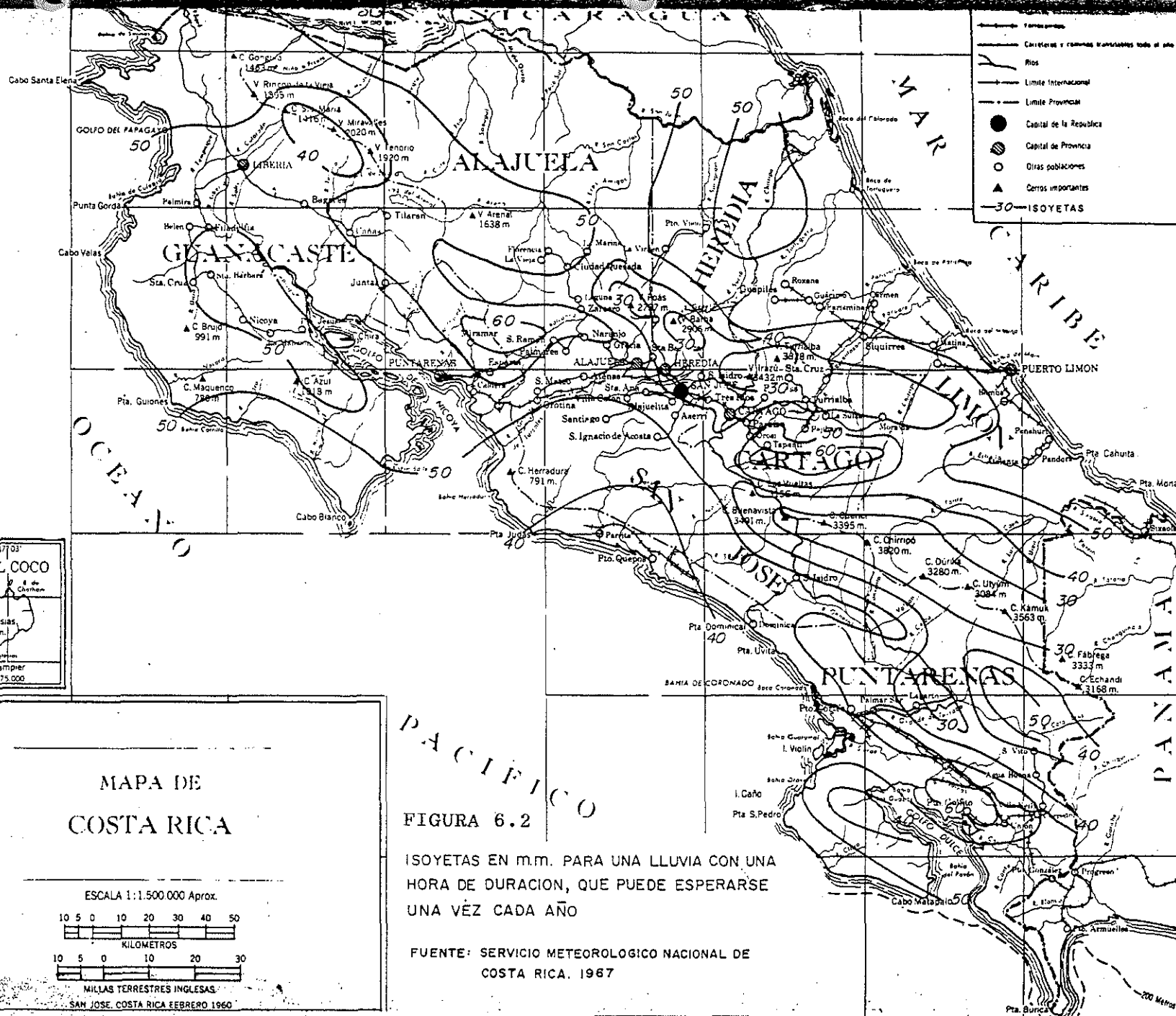
FIGURA 6.1

Determination of the optimum design return period by hydroeconomic analysis (Example 13.2)

TABLA 6.1

Generalized design criteria for water-control structures

Type of structure	Return period (years)	ELV
Highway culverts		
Low traffic	5-10	—
Intermediate traffic	10-25	—
High traffic	50-100	—
Highway bridges		
Secondary system	10-50	—
Primary system	50-100	—
Farm drainage		
Culverts	5-50	—
Ditches	5-50	—
Urban drainage		
Storm sewers in small cities	2-25	—
Storm sewers in large cities	25-50	—
Airfields		
Low traffic	5-10	—
Intermediate traffic	10-25	—
High traffic	50-100	—
Levees		
On farms	2-50	—
Around cities	50-200	—
Dams with no likelihood of loss of life (low hazard)		
Small dams	50-100	—
Intermediate dams	100+	—
Large dams	—	50-100%
Dams with probable loss of life (significant hazard)		
Small dams	100+	50%
Intermediate dams	—	50-100%
Large dams	—	100%
Dams with high likelihood of considerable loss of life (high hazard)		
Small dams	—	50-100%
Intermediate dams	—	100%
Large dams	—	100%



6.4 Duración de la lluvia

La intensidad de la lluvia decrece conforme crece la duración (fig 6.3). La duración de diseño debe ser del orden del tiempo de concentración. Para cuencas grandes, con alta capacidad de almacenamiento, la duración es del orden de días. Para cuencas con baja capacidad de almacenamiento, ya sea por su pequeña área, geomorfología caracterizada por altas pendientes o cuencas urbanas, la duración de la lluvia es del orden de horas. Lamentablemente la poca densidad de pluviógrafos hace difícil el estudio de la duración de la lluvia cuando esta es del orden de horas.

6.5 Duración de la lluvia de exceso

La lluvia inicial es retenida por interceptación vegetal, almacenamiento en depresiones o infiltración, de modo que la duración de la lluvia efectiva T_0 es menor que la duración de la lluvia real. T_0 depende de la lámina de precipitación y del número de curva. En la fig 6.4 se da una estimación de T_0 para lluvias de 6 horas.

6.6 Ajuste por tamaño de la cuenca

La medición de la lluvia es puntual. En cuencas pequeñas, se puede considerar que la lluvia es uniforme. En cuencas grandes esto no es válido, siendo los valores de la estación mayores que los valores promedio del área circunvecina. Los valores de lámina de precipitación se consideran representativos para áreas menores de 25 km^2 , en zonas de condiciones climáticas homogéneas. En zonas montañosas, como es el caso de muchas regiones centroamericanas, este límite es menor. En la fig 6.5, se muestra la variación de precipitación puntual para obtener promedios regionales.

6.7 Distribución temporal

A continuación se debe seleccionar el hietograma de diseño. Este factor tiene un enorme peso en los resultados finales. Sin embargo, usualmente se tiene poco estudio sobre los patrones temporales de las lluvias, en nuestra región. De disponerse de pluviógrafos, es recomendable medir los hietogramas de los eventos extremos, para usarlos en el modelo (fig 6.5). Si no dispone de esta posibilidad, se puede adoptar los hietogramas recomendados por el SCS para los Estados Unidos, utilizando el tipo III, característico del clima del Golfo de México, Florida y la costa este, azotados frecuentemente por tormentas tropicales (Tabla 6.2 y fig 6.7).

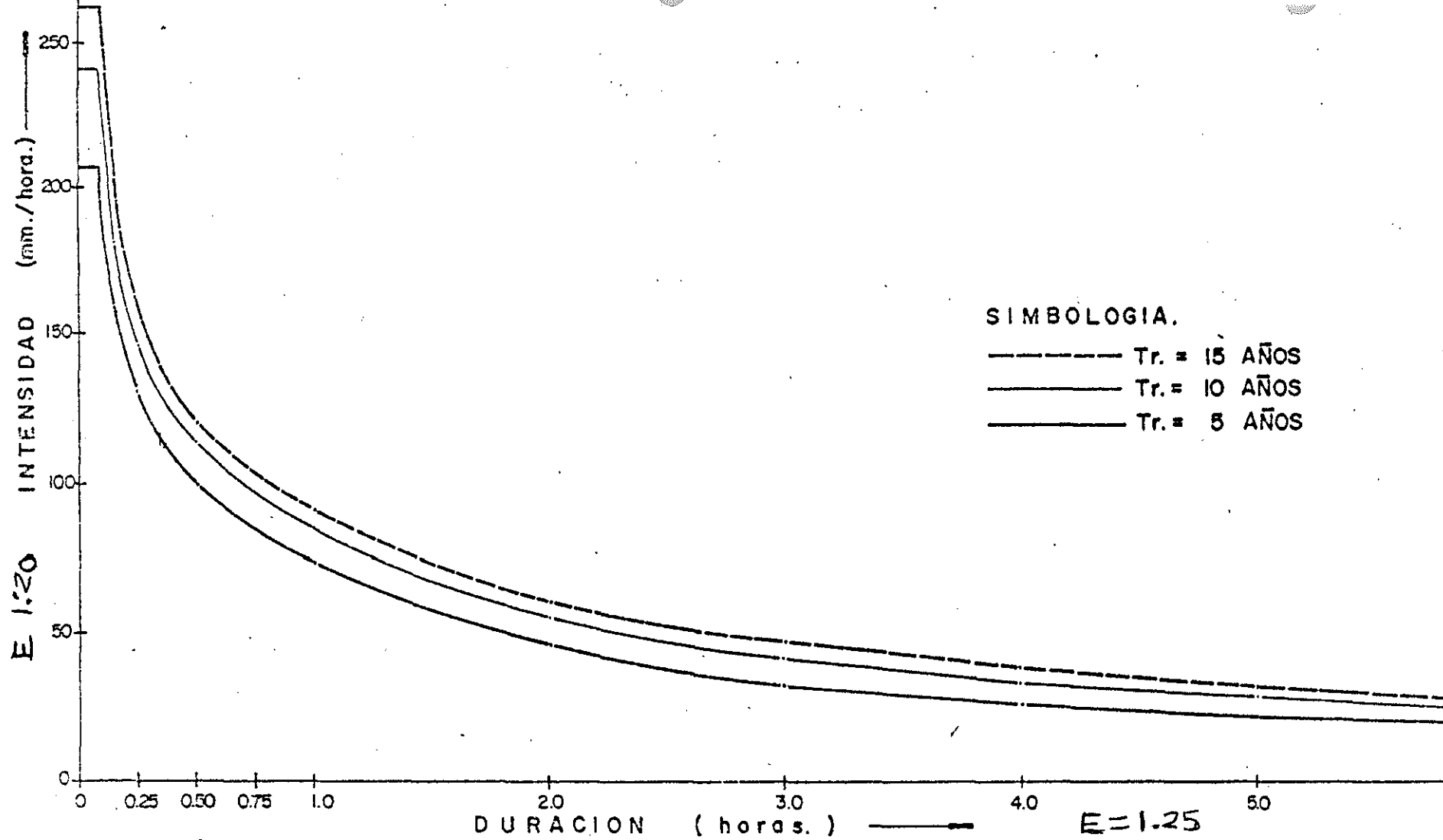


FIGURA 6.3 CURVAS INTENSIDAD-DURACION-PERODO DE RETORNO.
ESTACION TABOGA - CAÑAS GUANACASTE. (1970 - 1985)

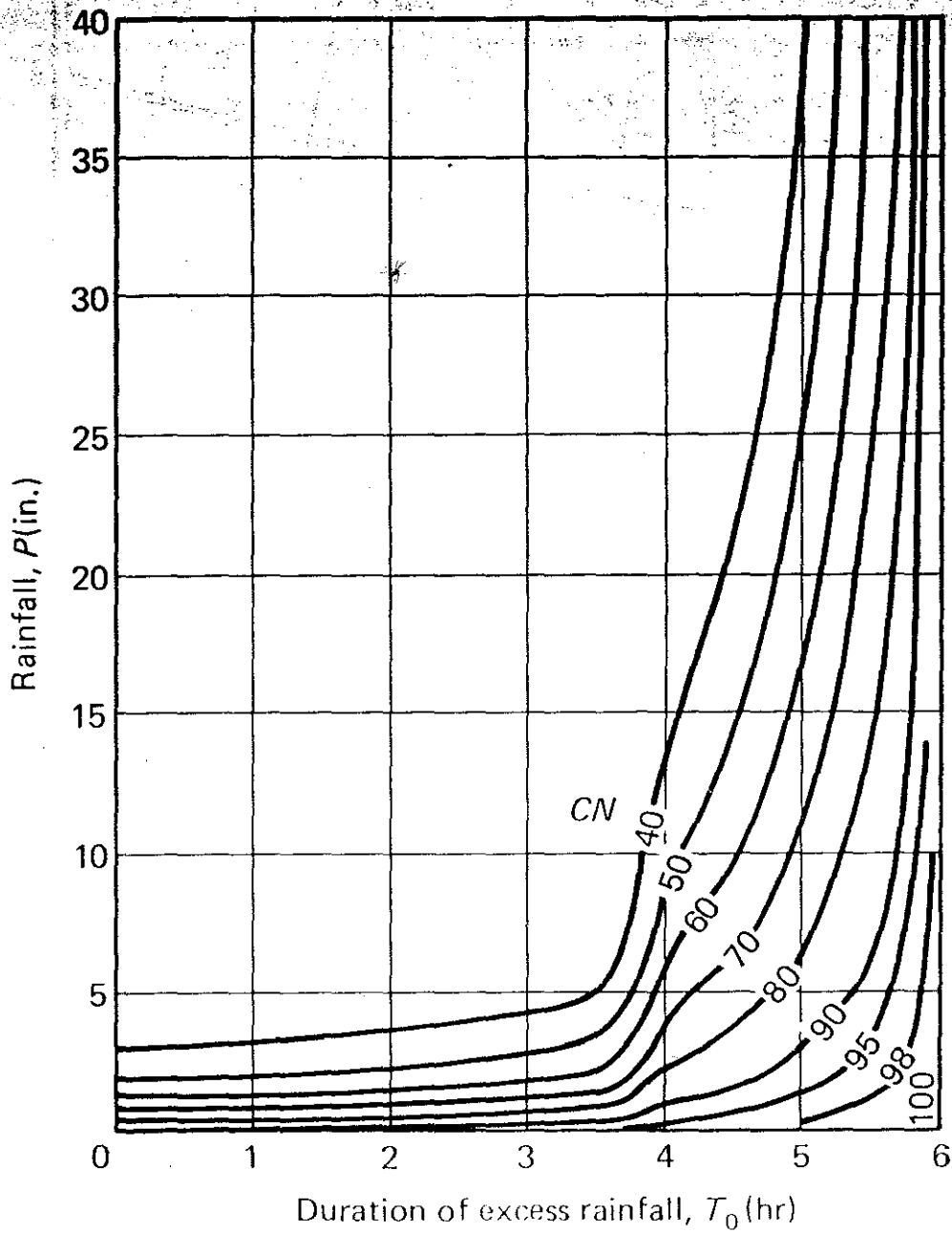


FIGURA 6.4 Duration of excess rainfall. (After Ref. 9.)

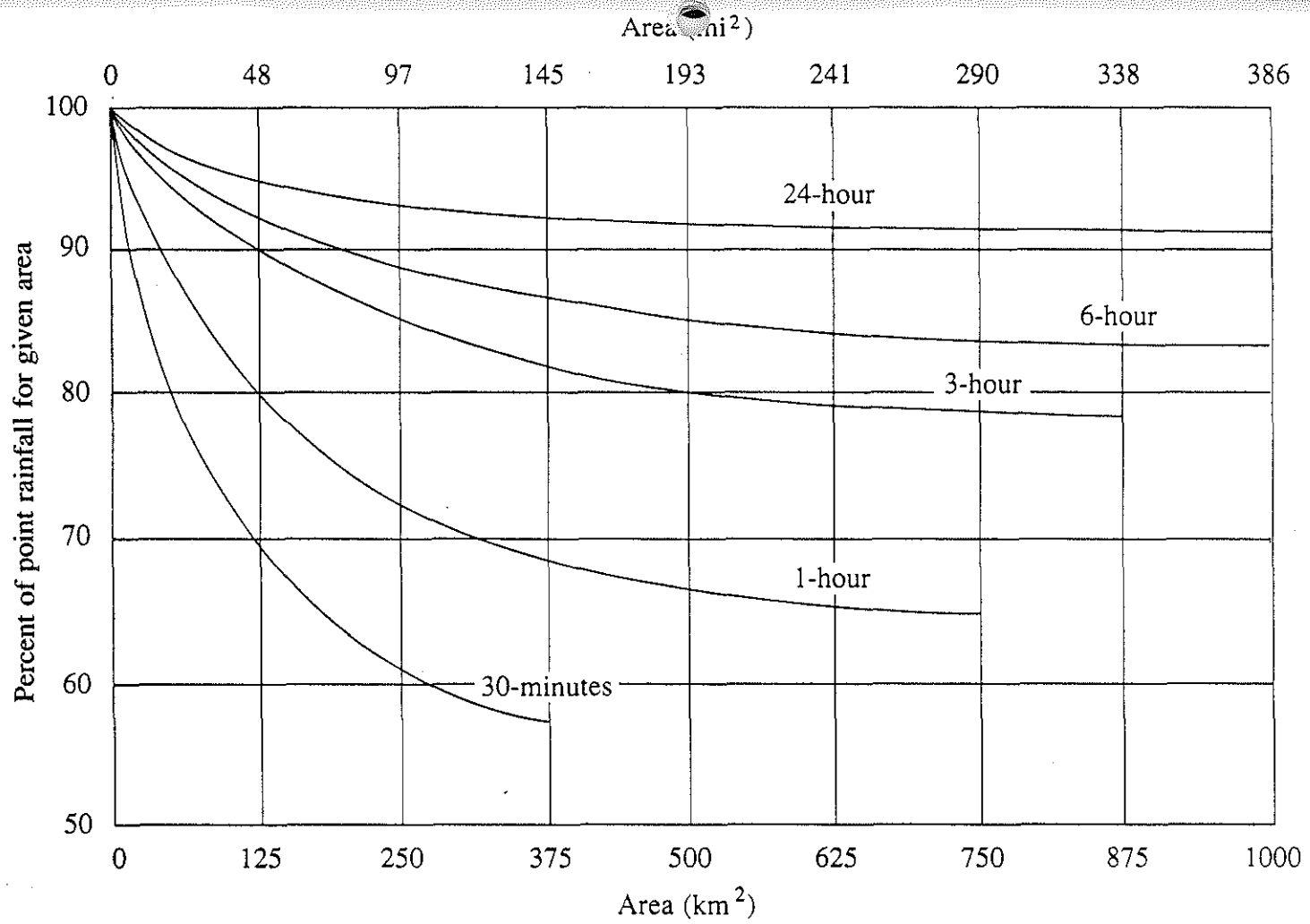


FIGURA 6.5

Depth-area curves for reducing point rainfall to obtain areal average values. (Source: World Meteorological Organization, 1983; originally published in Technical Paper 29, U. S. Weather Bureau, 1958.)

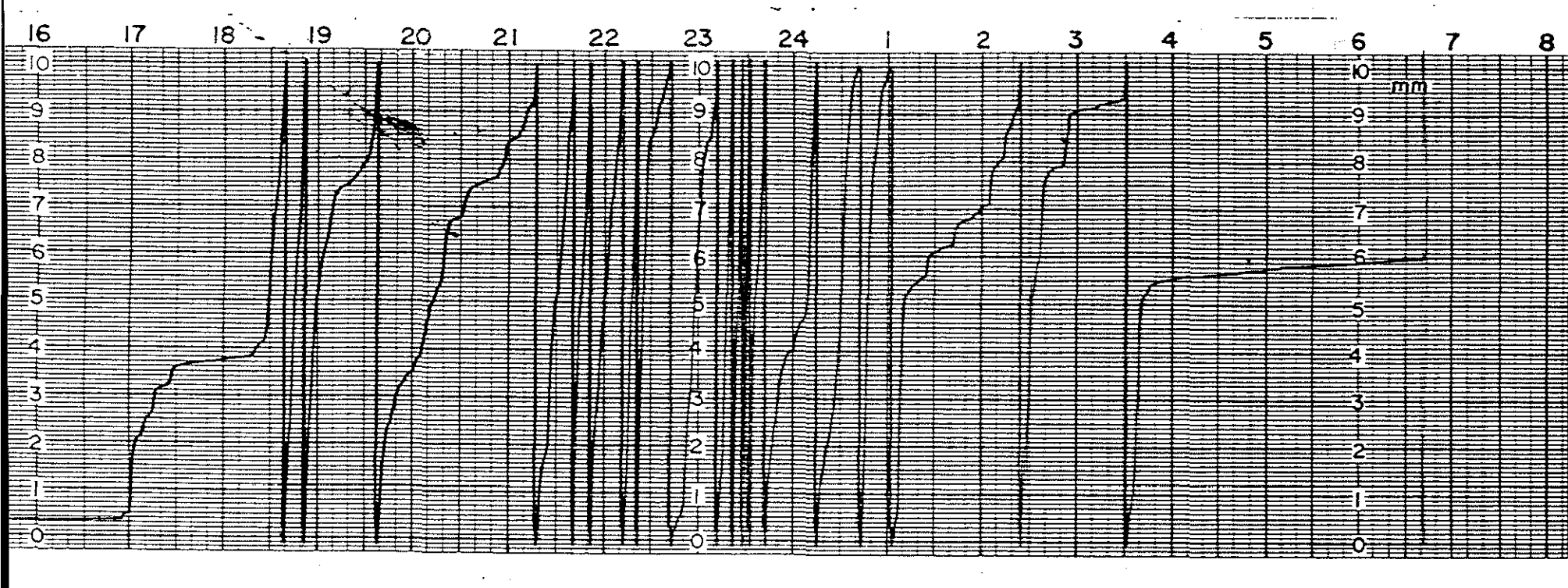


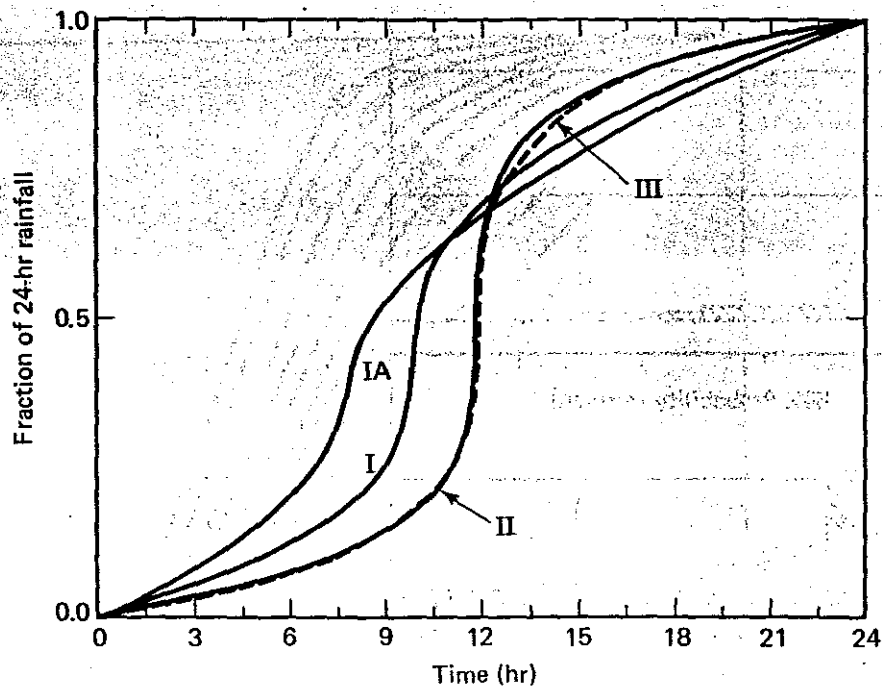
FIGURA 6.6
PLUVIOGRAFO SAN ANTONIO, TURRIALBA, COSTA RICA
TORMENTA DEL 11 AL 12 DE AGOSTO DE 1991

TABLA 6.2

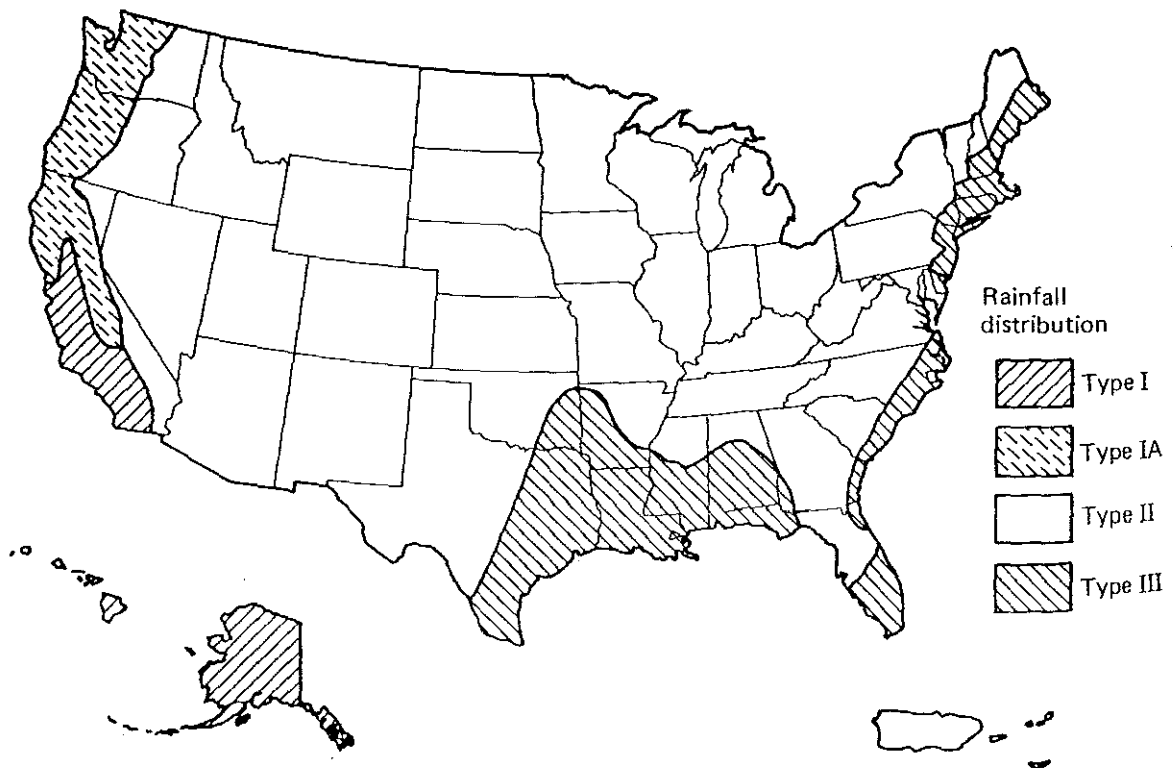
SCS rainfall distributions

24-hour storm						6-hour storm		
P_t/P_{24}								
Hour t	$t/24$	Type I	Type IA	Type II	Type III	Hour t	$t/6$	P_t/P_6
0	0	0	0	0	0	0	0	0
2.0	0.083	0.035	0.050	0.022	0.020	0.60	0.10	0.04
4.0	0.167	0.076	0.116	0.048	0.043	1.20	0.20	0.10
6.0	0.250	0.125	0.206	0.080	0.072	1.50	0.25	0.14
7.0	0.292	0.156	0.268	0.098	0.089	1.80	0.30	0.19
8.0	0.333	0.194	0.425	0.120	0.115	2.10	0.35	0.31
8.5	0.354	0.219	0.480	0.133	0.130	2.28	0.38	0.44
9.0	0.375	0.254	0.520	0.147	0.148	2.40	0.40	0.53
9.5	0.396	0.303	0.550	0.163	0.167	2.52	0.42	0.60
9.75	0.406	0.362	0.564	0.172	0.178	2.64	0.44	0.63
10.0	0.417	0.515	0.577	0.181	0.189	2.76	0.46	0.66
10.5	0.438	0.583	0.601	0.204	0.216	3.00	0.50	0.70
11.0	0.459	0.624	0.624	0.235	0.250	3.30	0.55	0.75
11.5	0.479	0.654	0.645	0.283	0.298	3.60	0.60	0.79
11.75	0.489	0.669	0.655	0.357	0.339	3.90	0.65	0.83
12.0	0.500	0.682	0.664	0.663	0.500	4.20	0.70	0.86
12.5	0.521	0.706	0.683	0.735	0.702	4.50	0.75	0.89
13.0	0.542	0.727	0.701	0.772	0.751	4.80	0.80	0.91
13.5	0.563	0.748	0.719	0.799	0.785	5.40	0.90	0.96
14.0	0.583	0.767	0.736	0.820	0.811	6.00	1.0	1.00
16.0	0.667	0.830	0.800	0.880	0.886			
20.0	0.833	0.926	0.906	0.952	0.957			
24.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			

Source: U. S. Dept. of Agriculture, Soil Conservation Service, 1973, 1986.



(a)



(b)

FIGURA 6.7 SCS 24-hr rainfall distributions: (a) 24-hr rainfall distributions for zones I, IA, II, and III and (b) approximate boundaries for SCS rainfall distributions. (After U.S. Dept of Agriculture, Soil Conservation Service, "Urban Hydrology for Small Watersheds," Tech. Release 55, June 1986.)

+

CAPITULO 7

MODELACION EN LA CUENCA DEL RIO PURIRES

Preparado por H.Solís, W.Murillo y R.Oreamuno

7.1 Red de componentes interconectados de la cuenca.

En la Figura 7.1 se muestra la subdivisión de la cuenca de Purires en las siguientes subcuencas: Tobosi, Cabrera, Rueda, Barahona, Coris, Río Lobo, Guatuso y Sabana.

Esta subdivisión considera la generación de hidrogramas en la zona inundable, de modo que se disponga de los caudales máximos conforme se avanza aguas abajo en el diseño geométrico del cauce.

7.2 Distribución espacial de la lluvia.

En la cuenca del Río Purires se cuenta solamente con una estación meteorológica, el pluviómetro de Linda Vista, ubicado cerca del centro de la cuenca. Afortunadamente el registro es bastante extenso y consistente.

La información de esta estación (Tabla 7.1) se utilizó para obtener la lámina máxima diaria de precipitación. El período de retorno de cada evento de la serie de máximos se calculó utilizando la ecuación de Weibull (Tabla 7.2).

La curva de distribución de frecuencia se definió aplicando la distribución de valores extremos de Gumbel, por medio de la ecuación de Chow. Los resultados de dicho análisis se pueden observar en la Figura 7.2, la cual incorpora las curvas de confianza. (Tabla 7.3)

Debido a la gravedad de los daños ocurridos en instalaciones agroindustriales, se eligió la tormenta de 40 años de período de retorno como evento de diseño, correspondiendo a un valor de precipitación diaria de 123 mm.

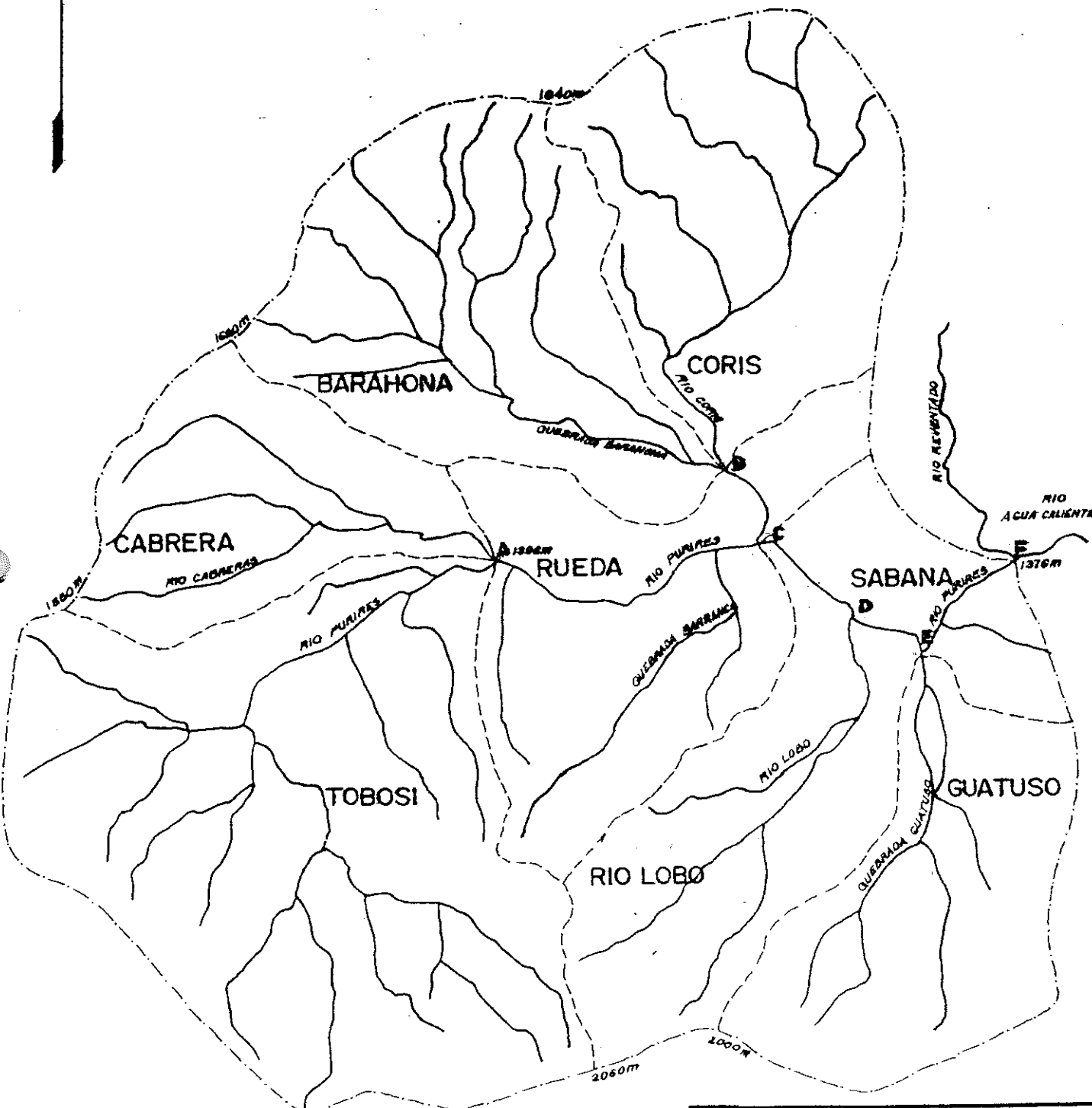
7.3 Distribución temporal de la lluvia

Se utilizó la distribución temporal de la tormenta del 12 de octubre de 1986, con base en los datos registrados en los tres pluviógrafos utilizados en la calibración. Esta decisión fue tomada dada la ausencia de pluviógrafos en la cuenca del río Purires.

N

CUENCA DEL RIO PURIRES

CARTAGO-COSTA RICA



CATIE-SENARA

FIGURA 7.1

ESCALA 1:55,500

TABLA 7.1
PRECIPITACION MAXIMA DIARIA

ESTACION LINDA VISTA

AÑO	P.M.D. (mm)	P.A. (mm)
1951	INCOMPLETO	INCOMPLETO
52	81.0	1514.4
53	49.8	1160.7
54	77.7	1561.6
55	136.4	1976.9
56	103.0	1654.8
57	81.0	1480.5
58	62.5	1145.0
59	61.5	1083.0
60	51.0	1271.3
61	60.0	1173.8
62	60.0	1475.5
63	105.0	1666.0
64	85.0	1441.5
65	81.0	1348.0
66	84.0	1581.0
67	56.5	1405.5
68	77.0	1889.5
69	99.0	1910.5
70	55.5	1816.8
71	84.0	1793.5
72	88.0	1178.5
73	73.0	1532.5
74	99.0	1590.0
75	71.0	1372.5*
76	70.0	1156.7*
77	55.0	1209.3
78	64.5	1183.2*
79	60.2	1518.6
80	55.5	1074.2
81	71.1	1154.5*
82	60.4	808.6*
83	58.5	510.6*
84	69.7	1628.3
85	60.8	1194.3
86	64.2	946.0
87	85.4	1154.8
88	INCOMPLETO	INCOMPLETO
89	62.9	603.3
90	92.4	1784.0

* Total anual incompleto

TABLA 7.2

ESTACION LINDA VISTA

PERIODO DE RETORNO PARA LAS
TORMENTAS MAXIMAS DIARIAS
AJUSTE DE PROBABILIDADES POR WEIBULL

m	Pmax (mm)	p(X<x) (%)	Tr (años)
1	136.4	2.9	34.00
2	105.0	5.9	17.00
3	103.0	8.8	11.33
4	99.0	11.8	8.50
5	99.0	14.7	6.80
6	88.0	17.6	5.67
7	85.4	20.6	4.86
8	85.0	23.5	4.25
9	84.0	26.5	3.78
10	84.0	29.4	3.40
11	81.0	32.4	3.09
12	81.0	35.3	2.83
13	81.0	38.2	2.62
14	77.7	41.2	2.43
15	77.0	44.1	2.27
16	73.0	47.1	2.13
17	71.1	50.0	2.00
18	71.0	52.9	1.89
19	70.0	55.9	1.79
20	69.7	58.8	1.70
21	64.2	61.8	1.62
22	62.5	64.7	1.55
23	61.5	67.6	1.48
24	60.8	70.6	1.42
25	60.2	73.5	1.36
26	60.0	76.5	1.31
27	60.0	79.4	1.26
28	56.5	82.4	1.21
29	55.5	85.3	1.17
30	55.5	88.2	1.13
31	55.0	91.2	1.10
32	51.0	94.1	1.06
33	49.8	97.1	1.03

Media = 73.39 mm

Desviación standard = 17.98

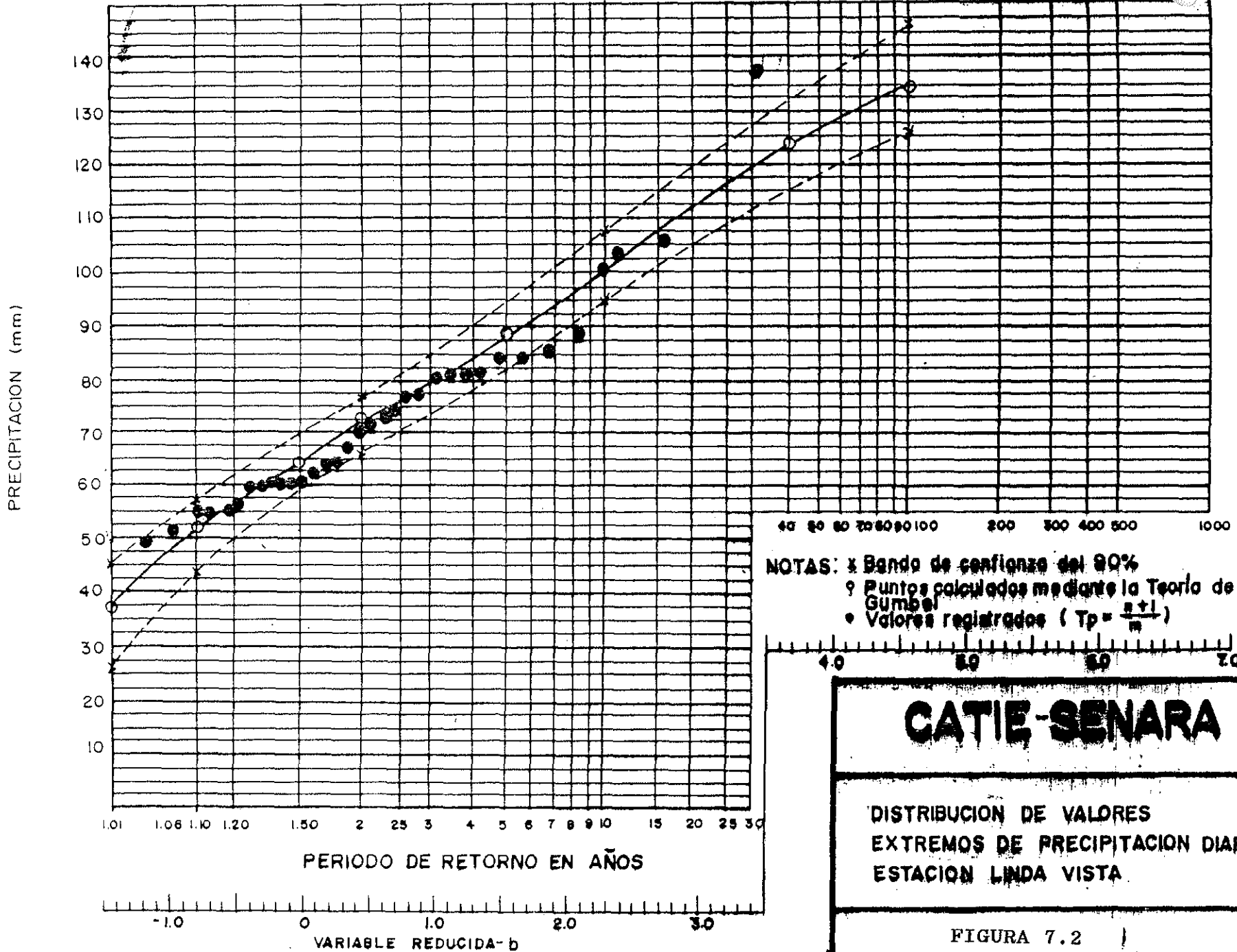


TABLA 7.3

ESTACION LINDA VISTA

BANDAS DE CONFIABILIDAD DEL 90%

DATOS DE PRECIPITACION DIARIA EN mm

MEDIA = 73.39 mm

DESVIACION STANDARD = 17.98

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	K DE CHOW	PRECIPI- TACION mm	C+	C-	DELTA X+ (mm)	DELTA X- (mm)	P+ (mm)	P- (mm)
1.01	-2	37.43	0.454	-0.662	8.16	-11.9	45.59	25.53
1.1	-1.2	51.81	0.326	-0.452	5.86	-8.12	57.67	43.69
1.5	-0.5	64.4						
2	-0.1	71.59	0.286	-0.286	5.14	-5.14	76.73	66.45
5	0.8	97.77						
10	1.5	100.36	0.452	-0.326	8.12	-5.36	108.48	94.5
40	2.8	123.73						
100	3.4	134.52	0.552	-0.454	11.9	-8.16	146.42	126.36

7.4 Flujo base

Para obtener el flujo base de las diferentes subcuencas del Río Purires, se puede partir de los resultados de la cuenca del río Navarro, para el hidrograma observado del 12 de octubre de 1986, obteniéndose el caudal inicial por unidad de área, el cual es multiplicado por el área de cada subcuenca del Río Purires. En este caso, se obtuvo un valor de $0.039 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$.

Los valores del caudal de inicio de la curva de recesión QRCSN se tomó como el 50% del caudal pico y RTIOR como 1.05, obtenidos a partir del proceso de calibración de la cuenca del Río Navarro. Estos valores se asumen constantes para todas las subcuencas.

7.5 Tiempos de desfase.

En base a la ecuación de Snyder se estimaron los tiempos de desfase de cada subcuenca. (Tabla 7.4).

7.6 Tránsito de avenidas.

El método escogido para simular el desplazamiento de la onda de flujo, es de de Muskingum. Este método requiere conocer el tiempo de viaje de la onda, en los diferentes sectores del río. Dada la corta longitud de los tramos considerados y el poco tiempo que toman a la onda recorrerlos, el efecto de abatimiento de los hidrogramas durante el tránsito, no es muy significativo. Se considera en consecuencia que se pueden emplear valores aproximados de la velocidad de onda. En la Tabla 7.5 se indica las velocidades aproximadas de onda para diferentes formas de canal, en función de la velocidad media.

En el sector de la confluencia del Río Purires con la Quebrada Lobo y la unión del Río Purires con el Río Coris, se utiliza la ecuación de Manning para las siguientes características aproximadas:

Pendiente = 0.003

Ancho de base = 15 metros

Caudal = $87 \text{ m}^3/\text{s}$

Inclinación del talud = 1

n de Manning = 0.06

Aplicando un programa de cómputo se obtiene:

$y = 3.02 \text{ m}$

$V = 1.6 \text{ m/s}$

La velocidad de onda para un canal rectangular ancho es:

$$C = 5 * V/3 = 5 * 1.6/3 = 2.67 \text{ m/s}$$

Estos valores pueden ajustarse, a través de corridas sucesivas, para obtener valores más acorde a la realidad. En este caso se consideró innecesario este esfuerzo, y se aplicó esa velocidad de onda para los diferentes tramos analizados, con el fin de obtener los tiempos de recorrido de la onda (Tabla 7.6).

TABLA 7.4

TIEMPOS DE DESFASE

SUBCUENCA	L (m)	Lc (m)	TLAG (hr)	AREA (Km ²)
Tobosi	8750	4440	1.59	20.74
Cabrera	4712	2349	1.09	6.47
Rueda	5251	2220	1.11	9.83
Barahona	5463	3023	1.23	10.86
Coris	5825	3348	1.29	10.16
Río Lobo	5513	2733	1.20	7.57
Guatuso	5116	2253	1.10	8.04
Sabana	2173	788	0.62	3.61

TABLA 7.5

VELOCIDAD DE ONDA CINEMATICA

FORMA DEL CANAL	VEL. DE ONDA CINEMATICA
Rectángulo ancho	5 * V/3
Triangular	4 * V/3
Parábola ancha	11 * V/9

TABLA 7.6

TIEMPO DE RECORRIDO DE ONDA
(horas)

TRAMO	LONGITUD (m)	TIEMPO DE RECORRIDO (Hr)
AC	3265	0.3
BC	946	0.1
CD	1150	0.1
DE	780	0.1
EF	1300	0.1

ANEXO D

TALLER DE LA CUENCA DEL RIO PURIRES

Preparado por H.Solís, W.Murillo y R.Oreamuno

OBJETIVO:

Preparar el archivo de entrada de la cuenca del río Purires.

Información disponible:

- Distribución espacial de la lluvia: Tabla 5.3
- Lámina de precipitación: fig 7.2
- Area y tiempo de desfase: Tabla 7.4
- Flujo base: fig 5.6
- Parámetros de pérdidas: tomado de cuenca Navarro.
- Tiempo de recorrido de la onda: Tabla 7.6

El archivo de entrada PUR.DAT y el archivo de salida PUR.OUT se analizarán al final del taller.

ID ARCHIVO PUR.DAT 11 DE OCTUBRE DE 1991
 ID CUENCA RIO PURIRES H.SOLIS W.MURILLO R.OREAMUNOF
 ID CONDICIONES EXTRAPOLADAS A PARTIR DE LA CUENCA DEL RIO NAVARRO.
 ID ANALISIS POR SUBCUENCAS

*DIAGRAM

IT	15	31DEC99	1200	90						
IO	2	2								
IM										
IN	30	31DEC99	1200							
PG CANGR										
PI	0	5	10.5	4	4	2	4.5	7.5	9.5	13.5
PI	5.5	6.5	2.5	1.2	0.3	0.5	1	0.5	0.2	0.2
PI	0.1	0.5	0.5	0.2						
PG DURAG										
PI	0	1	0	0	0.2	0.2	9.6	6	3	0.1
PI	0.9	6	10.7	2	0.3	0.2	0.1	0	0.1	0.6
PI	0.7	0.4								
PG MUÑEC										
PI	0	0.1	0.6	8	0.5	0.1	2.9	3	3.5	3.5
PI	3.5	3	1.5	0.5	0.5	0.1	0.7	0.6	0.4	0.4
PI	0.4	0.3	0.2	0.4						

KK TOBOSI CALCULO DE ESCURRIMIENTO

BA	20.74		
BF	1.33	-0.50	1.05
PT	LINVI		
PW	1.0		
PR	CANGR	DURAG	MUÑEC
PW	0.35	0.25	0.40
LS	19	60	
UD	1.6		

KK CABRERA CALCULO DEL ESCURRIMIENTO

BA	6.47		
BF	0.45	-0.50	1.05
PT	LINVI		
PW	1.0		
PR	CANGR	DURAG	MUÑEC
PW	0.35	0.25	0.40
LS	19	60	
UD	1.1		

KK A COMBINACION DE HIDROGRAMAS

HC	2		
KK A-C TRANSITO DE LA CRECIENTE RESULTANTE			
RM	1	0.30	0.20

KK RUEDA CALCULO DEL ESCURRIMIENTO

BA	9.83		
BF	3.73	-0.50	1.05
PT	LINVI		
PW	1.0		
PR	CANGR	DURAG	MUÑEC
PW	0.35	0.25	0.40
LS	19	60	
UD	1.1		

KK BARAHON CALCULO DEL ESCURRIMIENTO

BA 10.86
BF 0.81 -0.50 1.05
PT LINVI
PW 1.0
PR CANGR DURAG MUÑEC
PW 0.35 0.25 0.40
LS 19 60
UD 1.2

KK CORIS CALCULO DEL ESCURRIMIENTO
BA 10.16
BF 0.67 -0.50 1.05
PT LINVI
PW 1.0
PR CANGR DURAG MUÑEC
PW 0.35 0.25 0.40
LS 19 60
UD 1.3

KK B COMBINACION DE HIDROGRAMAS
HC 2
KK B-C TRANSITO DE LA CRECIENTE RESULTANTE
RM 1.0 0.10 0.20

KK C COMBINACION DE LAS CRECIENTES
3
KK C-D TRANSITO DE CRECIENTE RESULTANTE
RM 1 0.1 0.2

KK R. LOBO CALCULO DEL ESCURRIMIENTO
BA 7.57
BF 0.53 -0.5 1.05
PT LINVI
PW 1
PR CANGR DURAG MUÑEC
PW 0.35 0.25 0.40
LS 19 60
UD 1.2

KK D COMBINC HIDROGR
HC 2
KK D-E TRANSIT
RM 1 0.1 0.2

KK GUATUSO CALCULO DEL ESCURRIMIENTO
BA 8.04
BF 0.55 -0.5 1.05
PT LINVI
PW 1
PR CANGR DURAG MUÑEC
PW 0.35 0.25 0.40
LS 19 60
UD 1.1

KK E COMBINACION DE HIDROGRAMAS
HC 2
KK E-F TRANSITO DE LA CRECIENTE RESULTANTE
RM 1 0.1 0.2

KK SABANA CALCULO DEL ESCURRIMIENTO
BA 3.61
BF 0.22 -0.5 1.05

PT LINVI
PW 1
PR CANGR DURAG MUÑEC
PW 0.35 0.25 0.40
LS 19 60
UD 0.6
KK F COMBINACION DE HIDROGRAMAS
HC 2
ZZ

CAPITULO 8

HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS

Preparado por: Ing. Antonio Sánchez F.

8.1 Introducción.

Por definición un canal abierto es un conducto en el cual el flujo posee una superficie libre, es decir, una de las fronteras está expuesta a la atmósfera. Los canales abiertos incluyen flujos que ocurren en alcantarillas residenciales y de carreteras, canales de riego y canales naturales.

La teoría aplicada a los problemas de canales abiertos con sección constante y regular pueden ser aplicados a los problemas de canales naturales, donde la sección transversal está variando constantemente con algunas restricciones.

La solución de problemas de flujo en canales naturales es relativamente compleja por la cantidad de información que debe manejar y necesita la utilización de métodos numéricos y solución por computadora.

8.2 Definiciones.

8.2.1 Tipos de Flujo.

El flujo en canales abiertos puede ser clasificado de varias maneras: según su variación espacial, su variación temporal y según los estados del flujo.

(a) Clasificación según su variación espacial

Se dice que un flujo es "uniforme" si la velocidad y la profundidad del mismo no varía en ninguna sección del canal. Descrito matemáticamente:

$$\text{si } dy/dx = 0 \quad ==> \quad \text{flujo uniforme.}$$

Por el contrario, si lo anterior no se cumple el flujo se define como "no uniforme o variado".

El flujo variado puede clasificarse a su vez como:

- Rápidamente variado.
- Gradualmente variado.

El flujo rápidamente variado se asocia normalmente con fenómenos locales, como el Salto Hidráulico y la caída Hidráulica, en los cuales la variación de la profundidad es

abrupta.

El flujo gradualmente variado consiste en una variación lenta de la profundidad, de tal manera que pueda suponerse que es paralelo al fondo y aplicar las teorías de flujo uniforme.

(b) Clasificación según la variación temporal.

El flujo se clasifica como "permanente" si la profundidad en una sección determinada no cambia con el tiempo, en caso contrario se define como flujo "no-permanente". (Nótese que el concepto de flujo uniforme está asociado con todo el canal, mientras que el concepto de flujo permanente está asociado a una sección dada.) Descrito matemáticamente:

si $dy/dt = 0 \implies$ flujo permanente.

Ambas clasificaciones pueden mezclarse en una sola de la siguiente manera:

(a) Flujo Permanente.

- uniforme.
- gradualmente variado.
- rápidamente variado.

(b) Flujo No-Permanente.

- uniforme. (No se da en la naturaleza)
- gradualmente variado.
- rápidamente variado.

Para nuestros efectos, el flujo en canales naturales es siempre variado, tanto permanente como no permanente. El flujo durante una inundación es no-permanente; sin embargo, si la variación de la profundidad con el tiempo es pequeña este efecto puede despreciarse y realizar análisis en flujo permanente. El programa HEC-2 utiliza un modelo de flujo gradualmente variado permanente.

En la figura 8.1 se muestran los diferentes tipos de flujo.

(c) Clasificación según el efecto de la viscosidad.

Existen dos estados de flujo asociados con los efectos viscosos. El flujo laminar, en cual el flujo se mueve en láminas adyacentes, y el flujo turbulento en que el flujo se mueve en forma caótica y desordenada.

En el flujo laminar las fuerzas asociadas con la viscosidad dominan sobre las fuerzas de inercia, mientras que en el flujo turbulento la fuerzas de inercia toman mayor importancia.

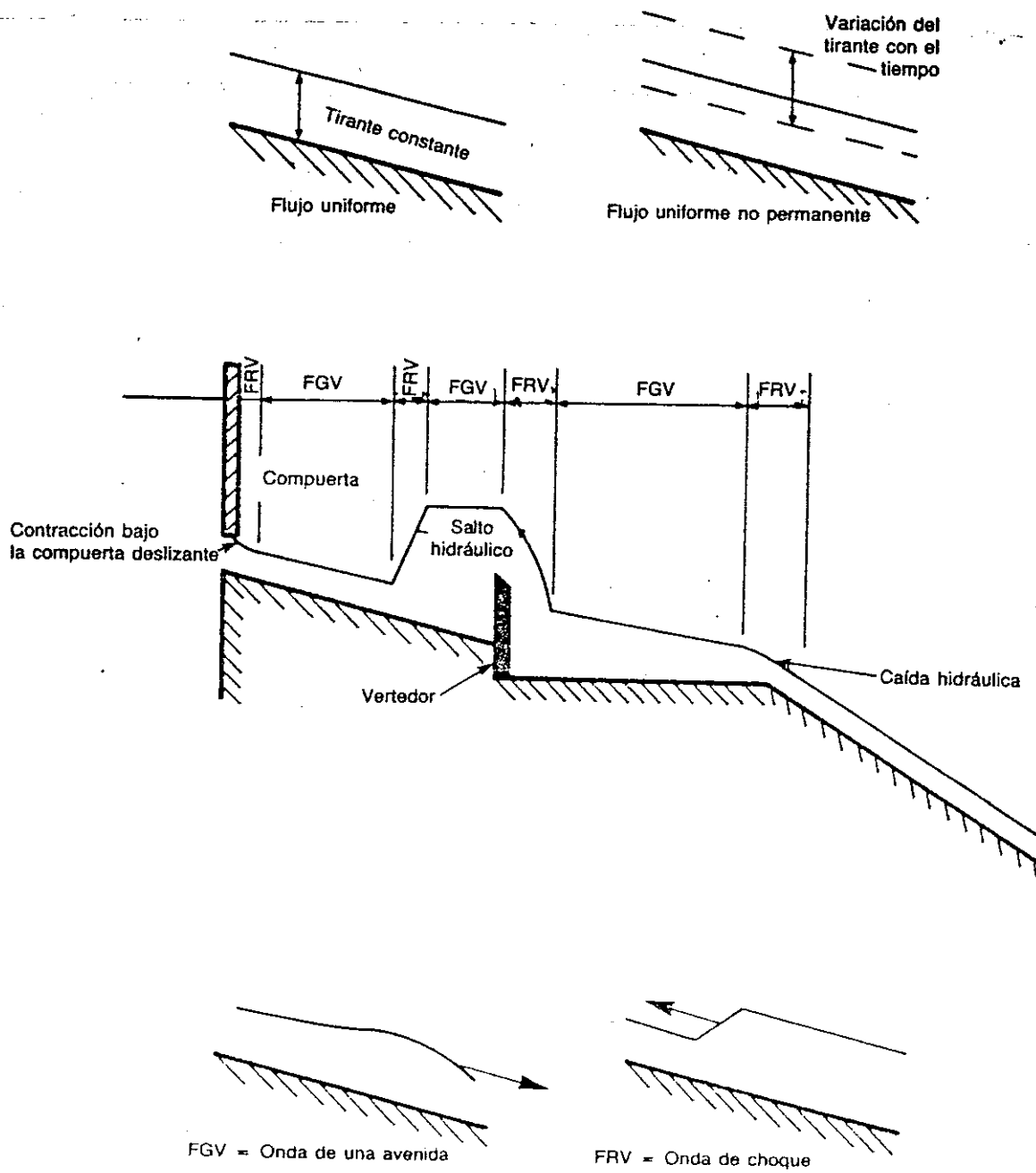


Figura 1.1 Tipos de flujo en canales abiertos
 FGV = Flujo Gradualmente variado
 FRV = Flujo Rápidamente Variado
 Fuente: V.T. Chow, 1959

El efecto de la viscosidad se representa por un parámetro adimensional denominado "Número de Reynolds".

El número de Reynolds se define matemáticamente como:

$$Re = \frac{V R}{\nu} \quad (8.1)$$

Donde:

V es la velocidad media del flujo.

R es el Radio Hidráulico.

ν es la viscosidad cinemática del fluido.

En el flujo de canales abiertos, si $Re < 500$ es flujo es laminar, si $500 \leq Re \leq 10000$ el flujo es de transición y si $Re > 10000$ entonces el flujo es turbulento.

Para el caso que nos interesa, de flujo en canales naturales, todos los casos son turbulentos.

(d) Efecto de las fuerzas de gravedad y de Inercia.

Existen tres estados asociados con la relación entre las fuerzas de gravedad y de Inercia. Estos son: Flujo Supercrítico, Flujo Crítico y Flujo Subcrítico.

En este caso el efecto de dichas fuerzas se mide con otro parámetro adimensional denominado: "Número de Froude". El "Número de Froude" se define matemáticamente como:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gD}} \quad (8.2)$$

Donde:

V es la velocidad media del flujo.

g es la aceleración de la gravedad.

D es la profundidad hidráulica.

Si $F < 1$ el flujo está dominado por las fuerzas gravitatorias y es un flujo lento, a este estado se denomina "Flujo Subcrítico".

Si $F = 1$ las fuerzas inerciales y gravitacionales están en equilibrio inestable y se denomina "Flujo Crítico".

Si $F > 1$ el flujo está dominado por las fuerzas de inercia y un flujo rápido, a este estado se le llama "Flujo Supercrítico".

La velocidad de una onda elemental de gravedad en la

superficie del agua se llama celeridad y se define como:

$$C = \sqrt{gD} \quad (8.3)$$

Si $V > C$ entonces el flujo es supercrítico y ninguna onda puede propagarse hacia aguas arriba.

Si $V < C$ entonces el flujo es subcrítico y las ondas pueden propagarse hacia aguas arriba.

Este efecto es de suma importancia al analizar perfiles de flujo en canales naturales, ya que existe una gran diferencia de comportamiento entre el flujo supercrítico y el subcrítico.

8.2.2 Características geométricas de los canales abiertos.

En esta parte se definirán algunos términos geométricos que se utilizan en la hidráulica de canales abiertos.

Nivel del agua: es la elevación de la superficie libre del agua relativa a un plano de referencia. Si el punto más bajo de la sección de un canal se toma como el plano de referencia, entonces el nivel del agua y el tirante coinciden.

Ancho superficial o espejo (T): el ancho superficial de un canal es el ancho de la sección del canal en la superficie libre del agua.

Área Hidráulica (A): el área hidráulica es el área de la sección transversal del flujo en la dirección normal al flujo.

Perímetro Mojado (P): el perímetro mojado es la longitud de la zona en que fluido está en contacto con las paredes del canal.

Radio Hidráulico (R): el radio hidráulico se define como la relación entre el área hidráulica y el perímetro mojado o

$$R = \frac{A}{P} \quad (8.4)$$

Profundidad Hidráulica (D): la profundidad hidráulica es la relación entre el área hidráulica y el espejo o

$$D = \frac{A}{T} \quad (8.5)$$

8.3 Ecuaciones básicas del flujo en canales.

8.3.1 Ecuación de continuidad.

La ecuación de continuidad es la ecuación de conservación de la masa. Matemáticamente puede expresarse como:

$$\frac{dQ}{dx} + \frac{dy}{dt} = 0 \quad (8.6)$$

Si el flujo es permanente entonces el término $dy/dt = 0$ y discretizando la ecuación obtenemos:

$$Q_{\text{ent}} = Q_{\text{sal}} \quad (8.7)$$

o sea,

$$(VA)_{\text{ent}} = (VA)_{\text{sal}} \quad (8.8)$$

8.3.2 Ecuación de Energía. (Bernoulli)

La ecuación de energía en un fluido dice que la energía total disponible en un sección es igual a:

$$H = z + P/\rho + \alpha V^2 / (2g) \quad (8.9)$$

donde:

z = posición con respecto a un nivel de referencia arbitrario.

P/ρ = Carga de presión.

$\alpha V^2 / (2g)$ = Carga de velocidad.

Si se establece la ecuación entre dos secciones obtenemos:

$$(z + P/\rho + \alpha V^2 / (2g))_1 = (z + P/\rho + \alpha V^2 / (2g))_2 + h_t \quad (8.10)$$

donde:

1 y 2 son las secciones

h_t son las pérdidas de energía entre secciones.

Para canales el término P/γ se puede substituir por la profundidad de tal manera que:

$$(z + y + \alpha V^2 / (2g))_1 = (z + y + \alpha V^2 / (2g))_2 + h_t \quad (8.11)$$

B.3.3 Ecuación de Impulso o Cantidad de Movimiento.

La cantidad de movimiento se define como el producto de la masa por la velocidad. De acuerdo con las leyes de Newton el cambio en la cantidad de movimiento con respecto al tiempo es igual a las fuerzas externas que se aplican a un sistema. Matemáticamente:

$$\Sigma \vec{F}_{ext} = \frac{d(m\vec{v})}{dt} \quad (8.12)$$

En la mecánica de fluidos:

$$\Sigma \vec{F}_{ext} = I_s - I_e \quad (8.13)$$

Donde: ΣF_{ext} = Suma de la fuerzas externas aplicadas al fluido

I_s = Impulso que posee el fluido al salir del sistema.

I_e = Impulso que posee el fluido al entrar al sistema.

El impulso que posee el fluido es igual a:

$$I = \rho Q V \quad (8.14)$$

Donde:

ρ es la densidad del fluido.
 Q es el caudal.
 V es la velocidad.

De tal manera que:

$$\Sigma F_{ext} = (\rho Q V)_s - (\rho Q V)_e \quad (8.15)$$

8.4 Principio de Energía en Canales Abiertos.

8.4.1 Energía Específica.

La ecuación de Bernoulli representa la energía por unidad de peso con respecto a un nivel de referencia. Se define la energía específica como la energía por unidad de peso con respecto al fondo del canal, de tal manera que:

$$E = y + V^2/2g \quad (8.16)$$

Si se hace un gráfico de energía específica contra profundidad se obtiene lo que se conoce como la curva de Energía Específica. En la figura 8.2 se muestra una curva de este tipo, en este gráfico se muestra que para una energía dada existen dos profundidades posibles, y_1 y y_2 . Estas profundidades se denominan profundidades alternas o conjugadas.

El punto de menor energía específica corresponde a la profundidad crítica, esto significa que si la profundidad aumenta el flujo será subcrítico y si disminuye será supercrítico.

Existen dos casos especiales en los cuales el flujo puede cambiar de estado. El primer caso es el paso de flujo supercrítico a subcrítico y se llama "Salto Hidráulico" y el segundo caso en que se pasa de flujo subcrítico a supercrítico y se llama "Caída Hidráulica". En ambos casos el flujo es rápidamente variado y no puede ser analizado con los modelos convencionales de flujo gradualmente variado.

8.4.2 Fuerza Específica.

Se define como fuerza específica a la suma del impulso que posee el fluido en una sección y la fuerza de presión en la misma sección por unidad de peso.

La fuerza específica es entonces igual a:

$$F = \frac{Q^2}{gA} + zA \quad (8.17)$$

Donde:

F = Fuerza específica en una sección.

Q = Caudal en esa sección.

A = Área mojada.

g = Aceleración de la gravedad.

z = Profundidad del centroide del área mojada.

Al igual que la energía específica, la fuerza específica se puede dibujar contra la profundidad, dicha curva recibe el nombre de curva de Fuerza Específica. Esta curva se muestra en la figura 8.3.

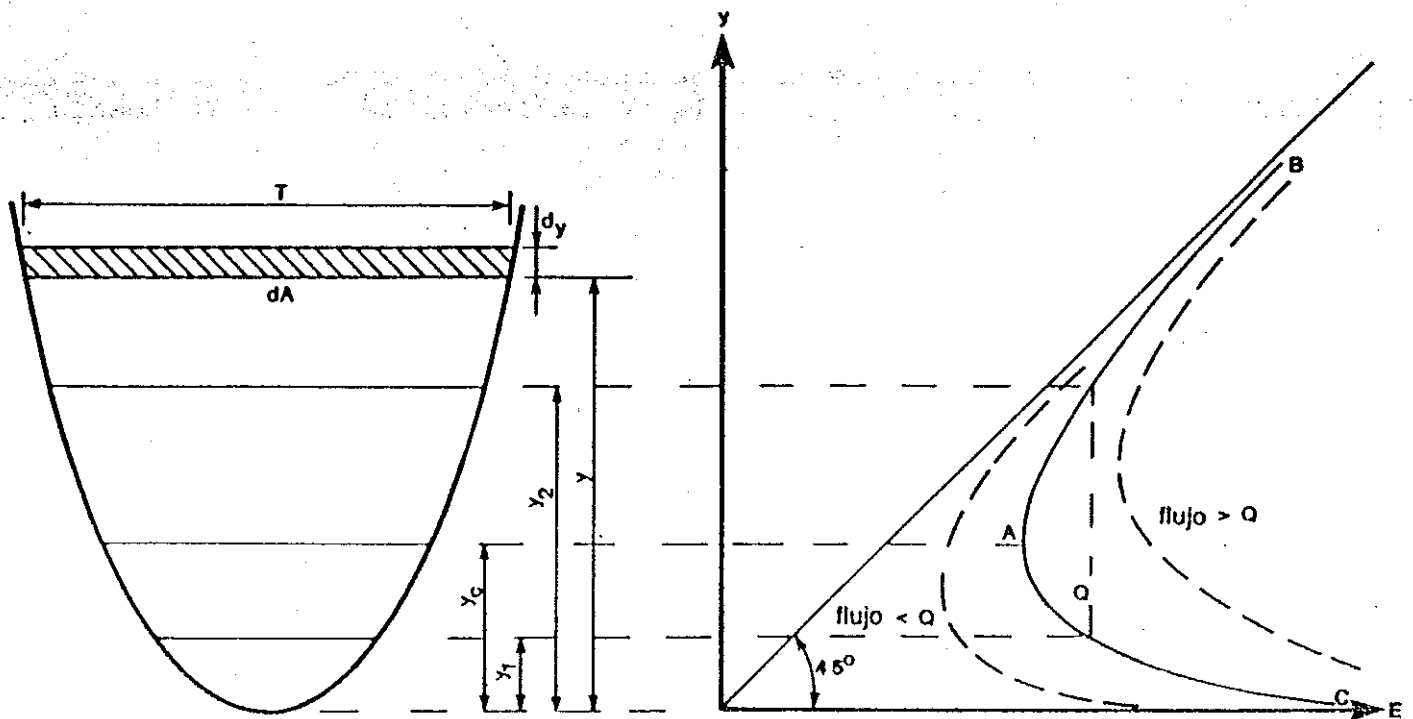


Figura 8.2 Curva de Energía Específica

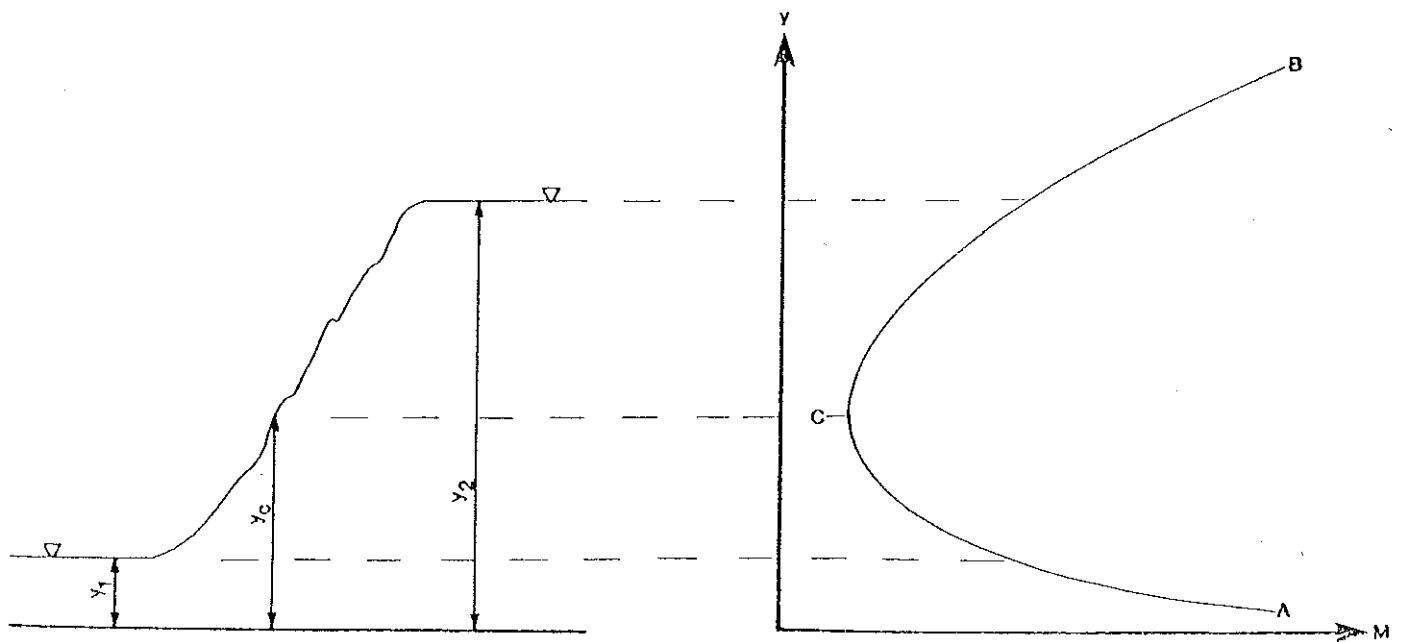


Figura 8.3 Curva de Fuerza Específica o Momentum

El flujo crítico se obtiene cuando la Fuerza Específica es mínima para un caudal dado. De la misma forma, la curva de Fuerza Específica muestra dos profundidades de igual Fuerza Específica, las cuales se denominan profundidades secuentes.

Ya que la ecuación de Fuerza Específica no depende de cambios de energía da mejores resultados, que la ecuación de Energía Específica, en la predicción de las profundidades y la ubicación del salto hidráulico.

8.5 Flujo Uniforme.

En el flujo uniforme, como ya hemos descrito anteriormente, la velocidad del agua, y por consiguiente su profundidad, no cambian de una sección a otra del canal. Al no cambiar ni velocidad ni profundidad la línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos.

Este tipo de flujo es no-acelerado y por lo tanto todas las fuerzas involucradas se encuentran en equilibrio.

Es importante señalar que este tipo de flujo no se da normalmente en canales naturales, sin embargo, el modelo de pérdidas de energía en flujo uniforme puede ser utilizado para flujo gradualmente variado.

Cuando un flujo se establece en un canal abierto, inicialmente se produce una aceleración del agua, por lo tanto su velocidad aumenta hasta que las fuerzas de fricción se equilibran con las fuerzas de gravedad.

8.5.1 Ecuaciones de Flujo Uniforme.

En 1769 un Ingeniero Francés, Antoine Chezy, desarrolló la primera fórmula válida para flujo uniforme, dicha fórmula se conoce actualmente como la "Fórmula de Chezy".

La fórmula de Chezy se describe como:

$$V^2 = C \sqrt{RS} \quad (8.18)$$

Donde:

- V = Velocidad media en la sección.
- R = Radio hidráulico en la sección.
- S = Pendiente promedio.
- C = Coeficiente de fricción de Chezy.

Esta fórmula no dio los resultados esperados y surgieron gran cantidad de fórmulas posteriores a esta. En 1889, un ingeniero Irlandés llamado Robert Manning presentó una modificación a la fórmula de Chezy.

Manning desarrolló una expresión para la C de Chezy de tal manera que:

$$C = \frac{K R^{1/6}}{n} \quad (8.19)$$

Donde:

- C = Coeficiente de fricción de Chezy.

R = Radio Hidráulico.
 n = Coeficiente de fricción de Manning.
 K = Coeficiente de corrección de unidades.
 K = 1 si se utiliza el sistema SI.
 K = 1.49 si se utiliza el sistema inglés.

Substituyendo 8.19 en 8.18 se obtiene:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2} \quad (8.20)$$

Esta fórmula es la que actualmente se conoce como la fórmula de Manning.

8.5.2 Coeficiente de Fricción de Manning.

La principal dificultad para utilizar la ecuación de Manning en la práctica consiste en estimar adecuadamente el valor de n. En general, se espera que n dependa del número de Reynolds, la rugosidad de las paredes del canal y la forma de éste. Sin embargo se ha encontrado que la variación de n con Re es pequeña, sobre todo si los valores de Re son muy altos.

Entonces podemos decir que n es función de:

(a) la rugosidad de las paredes del canal.

Quando el material que compone el perímetro del canal es fino, se obtiene un valor de n bajo y relativamente no es afectado por cambios en la profundidad del flujo, sin embargo, cuando el perímetro es compuesto de gravas y/o piedras, el valor de n es mayor y puede variar con la profundidad. Por ejemplo, si piedras muy grandes quedan sumergidas para profundidades altas el valor de n disminuirá. El material también cambia al variar la profundidad.

- la vegetación.

El valor estimado de n debe tomar en cuenta el efecto de la vegetación en el retardo del flujo. En general, la importancia de la vegetación en el valor de n depende de la profundidad de agua y de la altura, densidad, distribución y tipo de vegetación. En un estudio de Chow(1959) se demuestra que árboles y arbustos con diámetros de 0.15 a 0.20 m de diámetro producen menos retardo que los matorrales.

- las obstrucciones.

La presencia de obstrucciones tales como troncos de árbol,

atascamientos y otros, pueden tener un efecto significativo en el valor de n.

- la irregularidad de la sección transversal.

En canales naturales la variación en la forma de la sección transversal producen variaciones constantes de velocidad y a su vez disipación de energía, estos efectos producen un incremento del valor de n.

- el alineamiento del canal.

Las curvas de gran radio sin cambios frecuentes de curvatura producen aumentos relativamente pequeños de n, pero curvas de radio corto pueden producir aumentos en su valor.

- Otros.

Otros factores como la sedimentación, la erosión, el nivel del agua y otros pueden afectar en diversas formas el valor de n.

En la tabla 8.1 se muestran valores recomendados de n para diferentes condiciones. Sin embargo, debe aclararse que la escogencia del valor de n es vital para cualquier análisis en canales y su valor depende muchas veces de la experiencia del diseñador o analista.

El Servicio de Conservación de suelos de los Estados Unidos, SCS, ha desarrollado una metodología que permite hacer un cálculo aproximado del valor de la n de Manning para canales naturales. Este método consiste en determinar una n básica en función del tipo de material de que está compuesto y canal y luego corregir este valor por los efectos de vegetación, irregularidad de la sección transversal, obstrucciones y alineamiento.

El método consiste en aplicar la siguiente fórmula:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5 \quad (8.21)$$

Donde:

n = valor de n corregido.

n₀ = valor de n básica para un canal recto, uniforme, sin vegetación ni obstrucciones. (tabla 8.2)

n₁ = corrección por superficie irregular. (tabla 8.3)

n₂ = corrección por cambios en el tamaño y forma de la sección transversal. (tabla 8.4)

n₃ = corrección por efecto de obstrucciones. (tabla 8.5)

n₄ = corrección por efecto de la vegetación. (tabla 8.6)

m₅ = corrección por efecto del alineamiento. (tabla 8.7)

TABLA 8.1 Valores del coeficiente de rugosidad n. (Chow, 1959)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
Conductos Cerrados			
1. Concreto			
a. Alcantarilla, recta y limpia	0.010	0.011	0.013
b. Alcantarilla con codos y conexiones	0.011	0.013	0.014
c. Terminado	0.011	0.012	0.014
d. Sin terminar, encofrado metálico	0.012	0.014	0.016
e. Sin terminar, encofrado de madera	0.015	0.017	0.020
2. Mampostería			
a. Vidriada	0.011	0.013	0.015
b. Revestida con mortero de cemento	0.012	0.015	0.017
Canales Revestidos			
1. Concreto			
a. Terminado con cuchara	0.011	0.013	0.015
b. Sin terminar	0.014	0.017	0.020
2. Mampostería			
a. Vidriada	0.011	0.013	0.015
b. Revestida con mortero de cemento	0.012	0.016	0.018
c. Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
d. Piedra partida suelta	0.023	0.032	0.035
Canales Excavados o dragados			
1. Tierra, recto y uniforme			
a. Limpio, terminado recientemente	0.016	0.018	0.020
b. Limpio con cierto uso	0.018	0.022	0.025
2. Tierra, Curvo.			
a. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
b. Con musgo y algunos pastos	0.025	0.030	0.033
c. Pastos Densos o plantas acuáticas	0.030	0.035	0.040
d. Fondo de tierra, costados de piedra	0.028	0.030	0.035
e. Fondo pedregoso, costados con pastos	0.025	0.035	0.040
f. Fondo de cantos rodados, costados limpios	0.030	0.040	0.050
3. Roca Cortada			
a. Lisa y uniforme	0.025	0.035	0.040
b. Dentada o irregular	0.035	0.040	0.050

TABLA 8.1 Valores del coeficiente de rugosidad n. (Chow, 1959)

<u>Tipo de canal y descripción</u>	<u>Mínimo</u>	<u>Normal</u>	<u>Máximo</u>
Canales Naturales			
1. Cursos Menores. (Ancho menor de 30 m)			
a. Ríos de planicie			
- Limpio, recto	0.025	0.030	0.033
- Limpio, recto con piedras y pastos	0.030	0.035	0.040
- Limpio, curvado.	0.033	0.040	0.045
- Limpio, curvas piedras y pastos	0.035	0.045	0.050
- Sucio, con pastos y pozos	0.050	0.070	0.080
- Sucio, con vegetación espesa	0.075	0.100	0.150
b. Ríos de Montaña			
- Fondo: Grava, canto rodado y rocas	0.030	0.040	0.050
- Fondo: Canto rodado. Grandes rocas	0.040	0.050	0.070
2. Planicies de Inundación			
a. Pasturas, sin arbustos			
- Pastos cortos	0.025	0.030	0.035
- Pastos altos	0.030	0.035	0.050
b. Areas cultivables			
- Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
- Cultivos maduros alineados	0.025	0.035	0.045
- Cultivos maduros	0.030	0.040	0.050
c. Arbustos			
- Arbustos escasos, muchos pastos	0.035	0.050	0.070
- Pequeños arbustos en invierno	0.035	0.050	0.060
- Pequeños arbustos en verano	0.040	0.060	0.080
- Arbustos medianos en invierno	0.045	0.070	0.110
- Arbustos medianos en verano	0.070	0.100	0.160
d. Arboles			
- Sauces densos y rectos en verano	0.110	0.150	0.200
- Tierra clara con ramas, sin brotes	0.030	0.040	0.050
- Arboles grandes y algunos caidos con el nivel inundación bajo ramas	0.080	0.100	0.120
- Arboles grandes y algunos caidos con nivel inundación arriba ramas	0.100	0.120	0.160
3. Cursos de agua importantes. (Ancho mayor de 30)			
a. Sección regular sin rocas y arbustos	0.025		0.060
b. Sección irregular y áspera	0.035		0.100

TABLA 8.2 Valores básicos de n sugeridos por el SCS.
(Anónimo, 1963)

<u>Características del Canal</u>	<u>n Básico</u>
Canales de tierra	0.020
Canales Cortados en Roca	0.025
Canales de Grava Fina	0.024
Canales de Grava Gruesa	0.028

TABLA 8.3 Factor de Corrección por efecto de irregularidad del canal.

<u>Grado de Irregularidad.</u>	<u>n₁</u>
Liso	0.000
Menor	0.005
Moderada	0.010
Severa	0.020

TABLA 8.4 Factor de Corrección por variación en el tamaño y la forma de la sección Trsansversal.

<u>Variación de la sección Transversal</u>	<u>n₂</u>
Cambios graduales.	0.000
Secciones grandes y pequeñas alter- nandose ocasionalmente.	0.005
Secciones grandes y pequeñas alter- nandose frecuentemente.	0.010-0.015

TABLA 8.5 Factor de Corrección por obstrucción del cauce

<u>Efecto de las Obstrucciones</u>	<u>na</u>
Despreciables.	0.000
Menor	0.010-0.015
Apreciable	0.020-0.030
Severo	0.040-0.060

TABLA 8.6 Factor de Corrección por vegetación

<u>Efecto de las Vegetación</u>	<u>na</u>
Despreciables.	0.000
Bajo	0.005-0.010
Medio	0.010-0.025
Alto	0.025-0.050
Muy Alto	0.050-0.100

TABLA 8.7 Factor de Corrección por alineamiento

<u>Efecto de las Obstrucciones</u>	<u>m5</u>
Menor	0.00
Apreciable	0.15
Severo	0.30

8.6 FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

La variación gradual de la profundidad, en la dirección longitudinal, en un canal abierto puede expresarse como:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F^2} \quad (8.22)$$

La teoría de flujo gradualmente variado está basada en las siguientes suposiciones:

1- La pérdida de carga es igual a la pérdida de carga en el tramo para un flujo uniforme con el mismo Radio Hidráulico y velocidad media, o sea:

$$S_f = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} \quad (8.23)$$

Los errores ocasionados por esta suposición se cree que son pequeños.

2- La pendiente del canal es pequeña, tal que se pueda suponer que la distancia perpendicular al fondo y la distancia vertical son la misma. (Normalmente esto se puede suponer para pendientes menores de 10 grados)

3- No hay inclusión de aire.

4- La distribución de velocidades en el canal es fija por lo que el coeficiente α es constante. Sin embargo, si el valor de α puede calcularse a priori esta limitación puede obviarse.

5- El coeficiente de rugosidad es independiente del tirante.

8.6.1 Características de perfiles de Flujo Gradualmente Variado

Los perfiles de flujo gradualmente variado se clasifican según su ubicación y la pendiente del canal. Para su ubicación se definen las siguientes zonas:

Zona 1: En este caso la profundidad es mayor que la profundidad de flujo uniforme (Profundidad normal) y mayor que la profundidad crítica.

Zona 2: La profundidad puede ser mayor que la normal pero menor que la crítica o viceversa.

Zona 3: En este caso la profundidad es menor que la normal

y la crítica.

Según la pendiente se puede clasificar como: subcrítica(M), supercrítica(S), crítica(C), Horizontal(H) o Adversa(A).

Ambas clasificaciones pueden agruparse y se obtiene el resultado mostrado en la figura 8.4.

8.6.2 Cálculo del Flujo Gradualmente Variado

Todas las soluciones de flujo gradualmente variado deben empezar con una profundidad conocida y proceder hacia aguas arriba si el flujo es subcrítico o hacia aguas abajo si el flujo es supercrítico. En la figura 8.5 puede observarse que ningún perfil cruza nunca ni la profundidad normal ni la profundidad crítica, esta última sobre todo porque se presenta cerca de zonas de flujo rápidamente variado.

En el caso de canales uniformes, con sección y pendiente constante es posible presentar una solución por diferencias finitas de tal manera que:

$$\frac{dE}{dx} = S_0 - S_f = S_0 - \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} \quad (8.24)$$

Colocándolo en forma de diferencias finitas y resolviendo para x tenemos:

$$x = \frac{E}{S_0 - S_f} \quad (8.25)$$

Esta fórmula representa el método del paso directo, ya que para valores conocidos de profundidad pueden obtenerse de forma directa los valores de x .

Una dificultad de este método se presenta cuando S_f tiende a S_0 o sea cuando el flujo tiende a ser uniforme. En estos casos es recomendable terminar los cálculos un poco antes de la profundidad normal.

Otra dificultad es la de determinar la pendiente de fricción para toda una sección. En la mayoría de los casos se recomienda promediar el valor de las pendientes de fricción de la sección inicial y la sección final de cada tramo.

Este método está limitado a canales prismáticos, si el canal no es prismático se puede utilizar el método del paso estándar que es una modificación del método del paso directo. En el siguiente punto trataremos con más detalle el método del paso estándar.

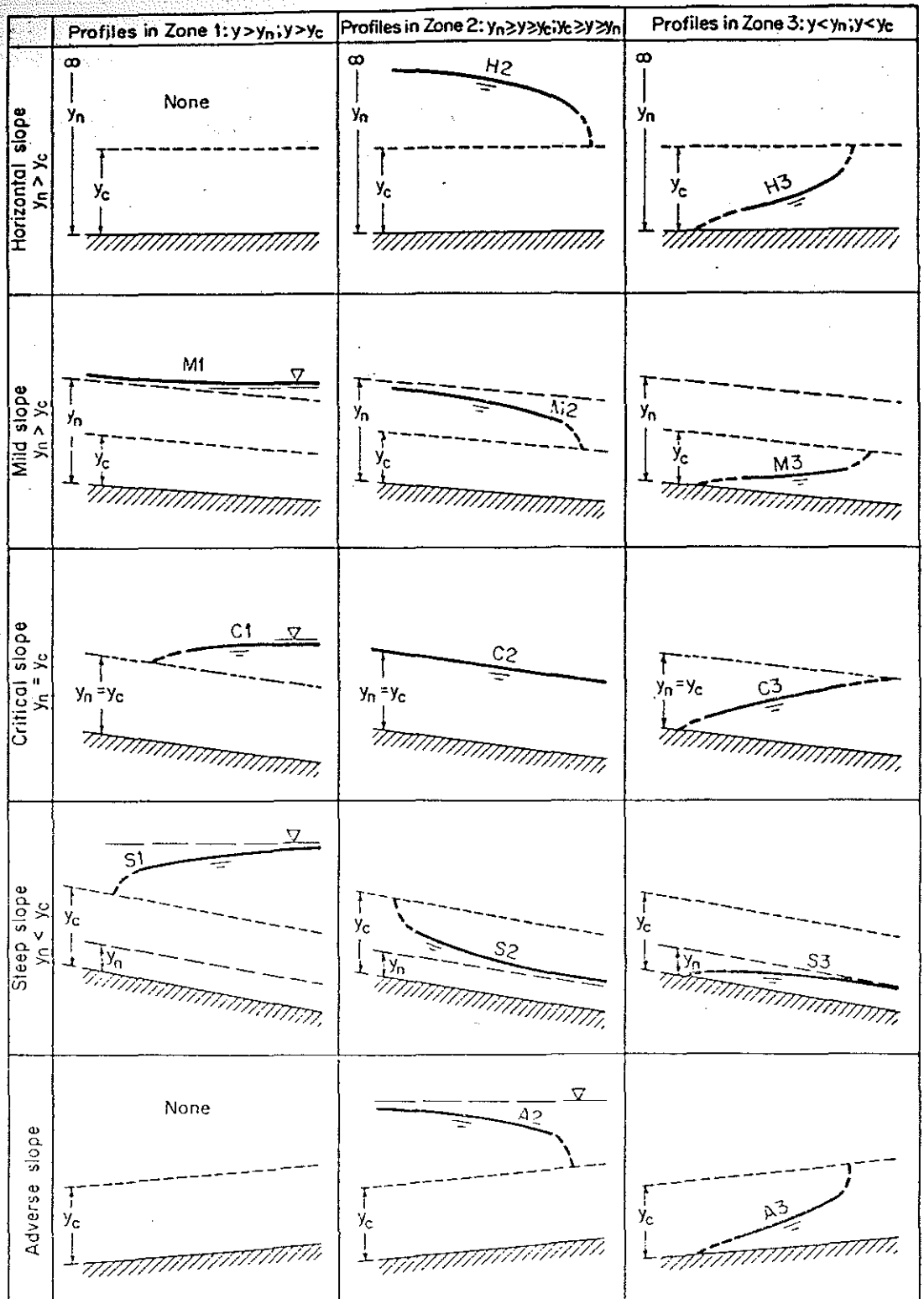


Figura 8.4 Perfiles de Flujo Gradualmente Variado

8.7 Hidráulica del HEC-2. (Canales No-Prismáticos)

8.7.1 Introducción

El programa HEC-2 se origina de un programa de paso estandar desarrollado en 1964 y su última actualización se realizó en febrero de 1991 (Versión 4.6.0).

Este programa no solo permite el análisis de flujo gradualmente variado en canales no-prismáticos sino que permite simular los efectos producidos por puentes y otras estructuras en los niveles del río. Estas otras estructuras pueden ser diques, alcantarillas, vertedores, etc.

El modelo tiene 4 suposiciones críticas:

- 1- El flujo debe ser permanente.
- 2- El flujo debe ser gradualmente variado.
- 3- El flujo es unidimensional.
- 4- La pendiente del canal es pequeña. (Menor del 10%)

El programa está escrito en FORTRAN y necesita de un computador tipo IBM compatible con 512 KB de memoria RAM, un disco duro con al menos 10 MB de memoria disponible y DOS 2.0 o superior.

8.7.2 Bases Teóricas para el Cálculo de Perfiles

El programa HEC-2 utiliza un procedimiento iterativo conocido como el método del paso estandar para calcular el nivel del agua en una sección transversal. Las siguientes ecuaciones son resueltas por el método:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_t \quad (8.26)$$

$$h_t = L S_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (8.27)$$

Donde: WS_1 y WS_2 = Elevaciones del nivel del agua con respecto a un nivel de referencia en los extremos del tramo.
(Equivale a $z + y$)

V_1 y V_2	=	Velocidades medias en cada sección. (Q/A)
α_1 y α_2	=	Coefficientes de corrección de velocidad en cada sección.
g	=	aceleración de la gravedad.
h_t	=	pérdidas de energía entre las secciones.
L	=	Longitud corregida del tramo.
S_r	=	Pendiente promedio de la línea de energía.
C	=	Coefficiente de pérdida local producida por la expansión o contracción.

Como las secciones transversales de los canales naturales son complejas y las velocidades y los coeficientes de rugosidad pueden cambiar dentro de una misma sección el programa HEC-2 divide la sección en un canal principal y dos planicies de inundación.

Las longitudes de las planicies de inundación y el canal principal varían si el tramo estudiado es recto o es curvo, en el caso de la curva la planicie por la sección interna tendrá una longitud menor y la planicie por la sección externa tendrá una longitud mayor. Es evidente que la pendiente de fricción debe variar en cada rama por lo que el HEC-2 utiliza un promedio pesado para calcular el valor de L , de tal manera que:

$$L = \frac{L_{lob} Q_{lob} + L_{ch} Q_{ch} + L_{rob} Q_{rob}}{Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob}} \quad (8.28)$$

Donde: L_{lob} , L_{ch} , L_{rob} = Son las longitudes de tramo para la planicie de inundación de la margen izquierda (lob), canal principal (ch) y planicie de inundación derecha (rob).

Q_{lob} , Q_{ch} , Q_{rob} = Son los caudales correspondientes a las planicies de inundación y canal principal.

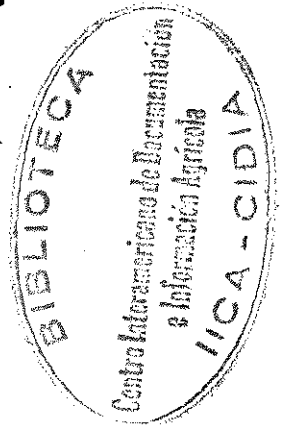
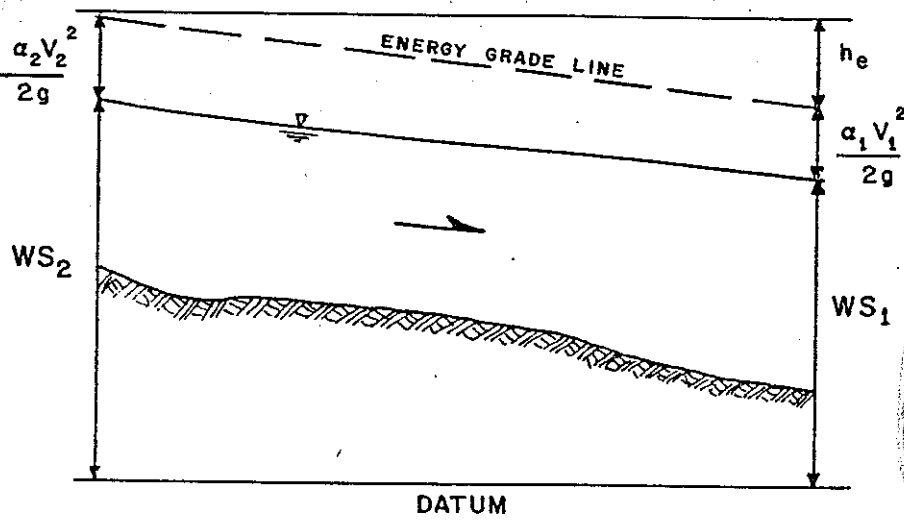


Figura 8.5 Términos de la Ecuación de Energía

8.7.3 Subdivisión de la Sección Transversal.

Como ya se dijo en la sección anterior, para poder analizar secciones transversales con gran variación de la velocidad, la n de Manning, el radio hidráulico, etc. el HEC-2 subdivide la sección en un canal principal y dos planicies de inundación. Las planicies de inundación a su vez se subdividen en sectores tal que se pueda decir que en cada sección la velocidad es uniforme. El criterio que establece el HEC-2 para determinar estos sectores es que en cada punto de la sección transversal se hace una subdivisión.

En aplicaciones normales, el canal principal no se subdivide, excepto cuando se especifican variaciones de la rugosidad dentro de él.

Para el cálculo del perfil de flujo gradualmente variado en secciones compuestas se define el término del factor de transporte de tal manera que la ecuación de Manning puede ser escrita como:

$$Q = \sum K \sqrt{S_r} \quad (8.29)$$

Donde:

K = Es el factor de transporte

S_r = Es la pendiente de la línea de energía

Q = Caudal total.

El factor de sección se define para cada sector como:

$$K = \frac{1}{n} A R^{2/3} \quad (8.30)$$

8.7.4 Coeficiente de corrección del término cinético.

El coeficiente de velocidad, α , se calcula con base en los coeficientes de transporte de los tres elementos de flujo y se obtiene con la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[\frac{(K_{lob})^3}{(A_{lob})^2} + \frac{(K_{ch})^3}{(A_{ch})^2} + \frac{(K_{rob})^3}{(A_{rob})^2} \right]}{(K_t)^3} \quad (8.31)$$

8.7.5 Determinación de las pérdidas por fricción.

Las pérdidas por fricción son evaluadas por el HEC-2 como el producto de la pendiente de la línea de energía (S_f) y la longitud corregida (L). Para el cálculo de la pendiente (S_f) en HEC-2 provee 4 modelos diferentes.

1- Factor de forma media.

$$S_f = \frac{(Q_1 + Q_2)^2}{(K_1 + K_2)^2} \quad (8.32)$$

2- Pendiente de fricción media.

$$S_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (8.33)$$

3- Media geométrica.

$$S_f = \sqrt{(S_{f1} + S_{f2})} \quad (8.34)$$

4- Media armónica.

$$S_f = \frac{(2 S_{f1} S_{f2})}{(S_{f1} + S_{f2})} \quad (8.35)$$

La ecuación 8.32 es el estándar de HEC-2 sin embargo el programa HEC-2 permite escoger cualquiera otro. Se recomienda el uso de la ecuación 8.32 para curvas M1, S1 y S2, la ecuación 8.33

para curvas M3 y S3, y finalmente se recomienda la ecuación 8.34 para curvas M2.

8.7.6 Procedimiento de Cálculo

A partir de una sección con datos conocidos, se inician los cálculos hacia aguas arriba en caso de flujo subcrítico y hacia aguas abajo en caso de flujo supercrítico. Para determinar la elevación del agua en la siguiente sección se deben resolver las ecuaciones 8.26 y 8.27, para ello se sigue el siguiente procedimiento:

- 1- Se supone una elevación del nivel del agua en la sección.
- 2- Basándose en la suposición del nivel del agua se calcula el factor de transporte y la carga de velocidad en esa sección.
- 3- Con los valores obtenidos en el paso 2, se calcula S_r y se calculan las pérdidas de energía total.
- 4- Con los valores de carga de velocidad y pérdidas de energía se calcula el nivel del agua utilizando la ecuación 8.26.
- 5- Se compara el valor calculado y el valor supuesto de nivel de agua. Se repiten los pasos 1 a 5 hasta que los valores difieran en 0.01 m.

El primer valor de tanteo se estima proyectando la elevación de la sección transversal anterior sobre la pendiente de fricción media de las dos secciones transversales anteriores. El segundo valor de tanteo se estima como la media aritmética de los valores calculados y supuestos obtenidos en el primer tanteo. El tercero y restantes tanteos se estiman por el método de la secante de proyectar el ritmo de cambio de la diferencia entre los valores supuestos y calculados de la iteración anterior. El cambio de la profundidad de una iteración a otra está restringido a un máximo del 50% del valor anterior.

Una vez obtenida la elevación correcta, se verifica que ésta se encuentre en el lado correcto de la curva de Energía Específica en comparación con el dato anterior. Si la elevación se encuentra del lado equivocado, se ha cometido un error y el programa notifica al usuario. Este tipo de error ocurre cuando las secciones están muy separadas o cuando se ha interpretado mal la representación de flujos en la sección transversal.

8.7.7 Cálculo de la Profundidad Crítica.

Para determinar si una profundidad se encuentra del lado correcto de la curva de Energía Específica el HEC-2 posee dos procedimientos diferentes si el flujo es subcrítico o supercrítico. En el caso subcrítico, se utiliza la siguiente ecuación:

$$(\alpha V^2/2g)_{test} = A/(2T) \quad (8.36)$$

Donde:

$(\alpha V^2/2g)_{test}$ = la carga de velocidad que existiría si existieran las condiciones de flujo crítico.

A = Area total.

T = Ancho total del flujo. (Espejo)

Si el valor de la carga de velocidad en la sección es menor que el 94% de la carga de velocidad de flujo crítico entonces la profundidad calculada se acepta, en caso contrario, se calcula el valor de la profundidad crítica y este valor se compara con el calculado.

En el caso de flujo supercrítico, la profundidad crítica siempre se calcula.

El procedimiento de cálculo de la profundidad crítica se basa en buscar la profundidad que arroje la menor energía específica.

CAPITULO 9

INTRODUCCION AL MODELO HEC-2

Preparado por H.Solís y W.Murillo

9.1 Generalidades

9.1.1 Características del modelo

El modelo HEC-2 tiene como principal logro el hecho de ser el primer modelo, en su versión en FORTRAN de 1966, capaz de calcular curvas de flujo gradualmente variado para secciones transversales irregulares. Este aporte fue un importante paso en el desarrollo de las técnicas de computación aplicadas a la hidráulica. En 1984, se lanzó la primera versión de HEC-2 para microcomputadora, lo cual facilita enormemente su aplicación.

HEC-2 puede correr en un microcomputador IBM o compatible, que tenga las siguientes características:

- 450 Kb de RAM disponible.
- MS DOS 2.1 o mayor.
- Un drive para disquettes de 5 1/4" (360 Kb o 1.2 Mb)
- Disco duro de 10 Mb
- Un coprocesador matemático es recomendable, pues aumenta de 5 a 10 veces la velocidad de cálculo.

9.1.2 Instalación

El HEC-2 se instala de la siguiente manera:

- Se va al drive C o D, en donde se desee instalar el modelo.
- Se coloca el disquette INSTALL2 en el drive A.
- Se digitaliza A:INSTALL2 y se da ENTER.
- A partir de aquí el programa INSTALL2 guía al usuario en la instalación.

9.1.3 Ejecución

Para ejecutar el HEC-2 se dispone de un Menu, de acuerdo a los siguientes pasos:

- Se va al directorio que contiene a los archivos de entrada.
- Se digitaliza MENU2 y se da ENTER.
- El menú aparece en la pantalla y por medio de F1 se pueden obtener las indicaciones para ejecutar el programa.

9.1 Formato de los datos de entrada

- Cada tarjeta tiene 80 columnas
- La tarjeta se divide en 10 campos de 8 columnas cada uno
- Las primeras dos columnas se reservan para la variable de identificación de la tarjeta
- Normalmente los datos se introducen a partir del extremo derecho de cada campo (right justified). De no ser así, debe usarse un punto decimal, ya que los espacios vacíos se consideran ceros.

9.2 Requisitos de entrada de HEC-2

El objetivo del modelo se reduce básicamente a la determinación de los niveles alcanzados por la superficie del agua en los sitios de interés, para determinados caudales.

La información de entrada, para efectuar estos cálculos incluye:

- Régimen de flujo
- Elevación inicial de la superficie del agua
- Caudal
- Coeficientes de pérdidas
- Geometría de las secciones transversales
- Longitud de los tramos

La tarjeta J1 se utiliza para especificar las condiciones de inicio de los cálculos.

9.2.1 Régimen de flujo

Los cálculos del perfil empiezan en una sección transversal en la cual se conocen o se asume la elevación del agua. Se procede hacia aguas arriba en el caso de flujo subcrítico y al revés en el caso de flujo supercrítico (fig 9.1). El régimen de flujo se especifica con la tarjeta J1, utilizando la variable IDIR, que es 0 para flujo subcrítico y 1 para flujo supercrítico.

Si $IDIR = 0$, la profundidad no puede ser menor que "y" crítica; si $IDIR = 1$, la profundidad no puede ser mayor que "y" crítica. En casos en los que el flujo cambia de régimen, es necesario realizar dos corridas, asumiendo primero un régimen y luego el otro. Si $IDIR = 0$, la profundidad será igual a la crítica en los sectores de flujo supercrítico, y deben ser ignorados. Si $IDIR = 1$, la profundidad será igual a la crítica en los sectores de flujo subcrítico, y deben igualmente ser ignorados. HEC-2 no tiene la capacidad de ubicar la posición del salto hidráulico ni evaluar las pérdidas de carga producidas en este cambio de régimen

9.2.2 Elevación inicial

La elevación inicial se puede introducir de cuatro maneras, en la tarjeta J1, en el campo 5, empleando la variable STRT:

- Profundidad crítica
- Elevación conocida
- Por el método área-pendiente
- Por una curva calibrada de caudal-elevación

Si $STRT = -1$, el modelo calcula la profundidad crítica. Este método es adecuado par sitios en los que se presenta flujo crítico, como es una caída de agua, un vertedero o unos rápidos.

Si $STRT = 0$, se trata de un valor conocido de elevación del agua, el cual es introducido en el campo 9, con la variable WSEL.

Si $STRT < 1$, se utiliza el método de área-pendiente. En este caso STRT es igual al gradiente energético estimado y en el campo 9 se digitaliza la profundidad aproximada del agua. Por un método iterativo, a partir de la elevación estimada inicial y_i se calcula una nueva elevación y_{i+1} .

Si $((y_i - y_{i+1})/y_i) > 0.01$ entonces $y_i = y_{i+1}$ y se repite el cálculo.

Si $((y_i - y_{i+1})/y_i) < 0.01$ entonces $y_{i+1} = y$ inicial.

Si $STRT > 1$, se emplea una curva de caudal-elevación. En esta situación STRT es igual al número de pares de valores de la curva. Se debe usar una tarjeta adicional JR, en la que se proveen los datos de los pares de caudal-elevación de la curva de calibración. Esta posibilidad se aplica para secciones iniciales en las cuales se dispone de un limnigrafo.

9.2.3 Caudal

El caudal se puede introducir o variar para diferentes secciones del río o diferentes corridas consecutivas de todo el perfil.

- Tarjeta J1, campo 8, variable Q especifica el caudal inicial para un perfil.
- Tarjeta X2, campo 1, variable QNEW es el nuevo caudal dentro de un perfil, en una sección cualquiera, para representar, por ejemplo, la confluencia con otro río.
- Tarjeta QT se usa para especificar una tabla de caudales para emplear en el cálculo de una serie de perfiles. Se indica en el campo 1, variable NUMQ el número de caudales y en campos siguientes valores de los caudales. En la tarjeta J1, campo 2, variable INQ se especifica el número del campo de QT cuyo caudal se usa en la corrida. En los sitios de cambio de caudal, se debe introducir una nueva tarjeta QT.

9.2.4 Coeficientes de pérdidas de energía.

HEC-2 tiene varios tipos de coeficientes utilizados para calcular pérdidas lineales o locales.

- Coeficiente n de Manning
- Coeficientes de expansión o contracción
- Coeficientes para pérdidas en puentes o alcantarillas por flujo sobre vertedero o a presión, forma de las pilas, condiciones de entrada y salida. Estos coeficientes son presentados cuando se estudie la modelación de puentes.

9.2.4.1 Coeficiente de Manning

Cuando tres valores de "n" son suficientes para representar la rugosidad del canal principal y de las planicies de inundación izquierda y derecha, se emplea la tarjeta NC (fig 9.2). En el campo 1, variable XNL, se introduce la "n" de la planicie izquierda de inundación. En el campo 2, variable XNR, se introduce la "n" de la planicie derecha de inundación y en el campo 3, variable XNCH se digitaliza la "n" del canal principal.

Si la variabilidad de la rugosidad obliga a más de tres valores de "n", se utiliza la tarjeta NH, en la cual se pueden introducir hasta 20 valores de "n" por sección transversal (fig 9.3).

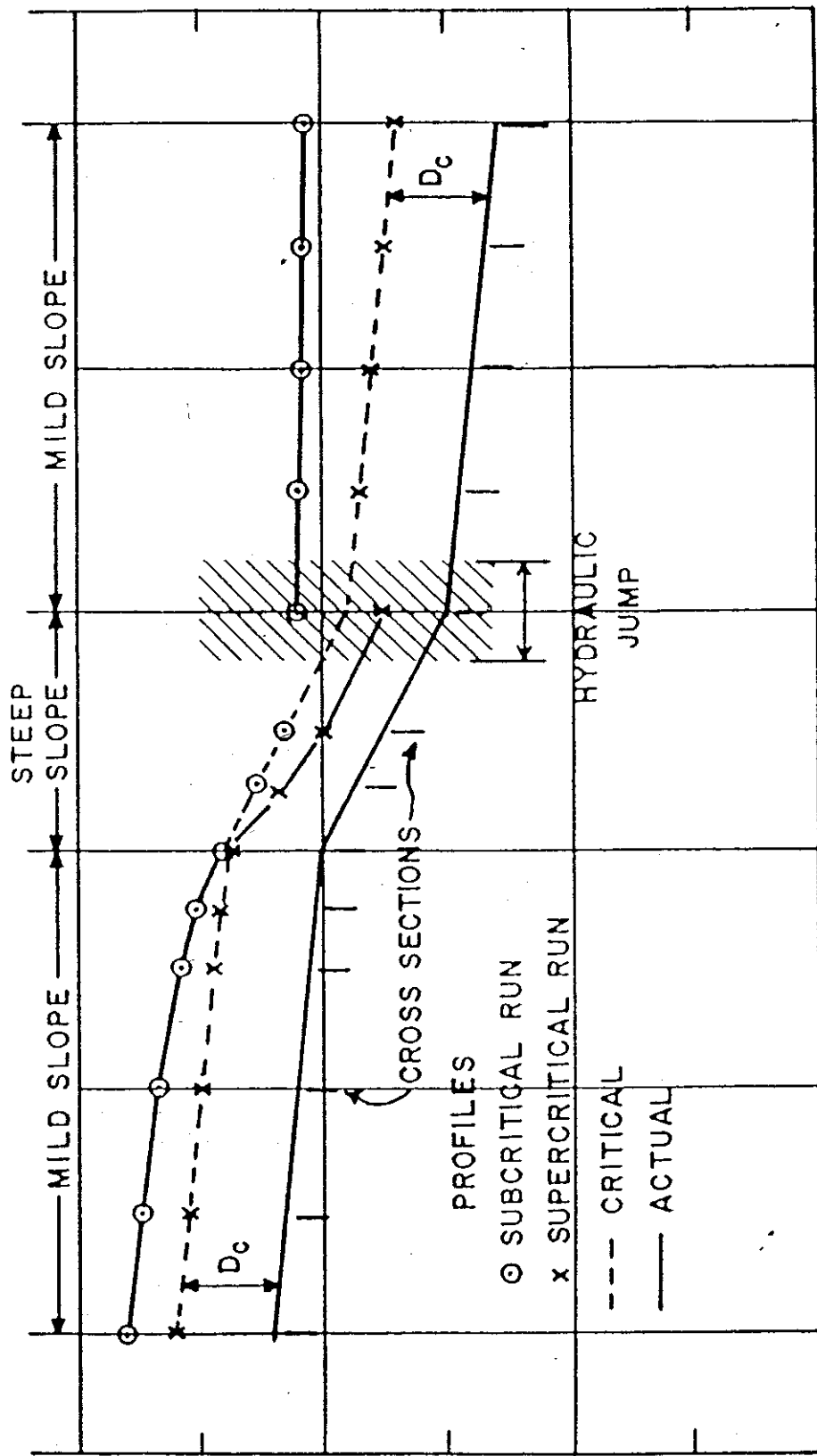


FIG 9.1 Subcritical and Supercritical Flow Profiles

9.2.4.2 Coeficientes de expansión y contracción

Estos coeficientes se introducen con la tarjeta NC, campo 4, variable CCHV para la contracción y campo 5, variable CEHV para la expansión (fig 9.4). Estos valores son multiplicados por la diferencia absoluta entre los términos cinéticos de las secciones involucradas. Si los cambios de sección son pequeños, normalmente los valores de contracción y expansión son del orden de 0.1 y 0.3 respectivamente. Conforme la transición se hace más brusca, estos valores crecen correspondientemente.

9.2.5 Geometría de las secciones transversales

El modelo requiere las coordenadas de las secciones transversales y la distancia entre secciones. Estas secciones deben cubrir el cauce principal y las planicies de inundación, y deben ser perpendiculares a la dirección de flujo.

Las secciones se toman en sitios representativos a lo largo de cauce y en lugares en los que se presentan cambios de caudal, pendiente, forma, rugosidad, y en localidades en las que se ubican estructuras tales como diques, puentes o vertederos. En caso de cambios bruscos, naturales o artificiales, en la geometría del cauce, se debe tomar el número necesario de secciones que describan adecuadamente la situación. El espaciamiento de las secciones transversales depende del caudal, pendiente y forma del río. Grandes ríos con pendientes bajas permiten mayores espaciamientos.

Las secciones transversales son identificadas y cuantificadas por medio de las tarjetas X1 y GR (fig 9.2). En la tarjeta X1, la variable SECNO da el número de identificación de la sección transversal y se recomienda que sea el kilometraje de la estación para facilitar su localización. Los puntos de la sección transversal se identifican con coordenadas, tomando como punto de partida el primer punto de izquierda a derecha, el cual debe tomar una distancia igual a cero. A partir de este punto se mide la distancia horizontal a todos los demás puntos. La elevación y la estación de cada punto se introducen con las variables EL (I) y STA(I), en la tarjeta GR. Una sección transversal se puede describir con un número máximo de 100 estaciones.

Las estaciones se deben orientar mirando hacia aguas abajo, ya que el programa considera que la estación 0 corresponde a la margen izquierda. Se deben ubicar estaciones en los límites del canal principal para separarlo de las planicies de inundación (fig 9.5). Para este objetivo se utilizan las variables STCHL para la margen izquierda del canal y STCHR para la margen derecha en la tarjeta X1.

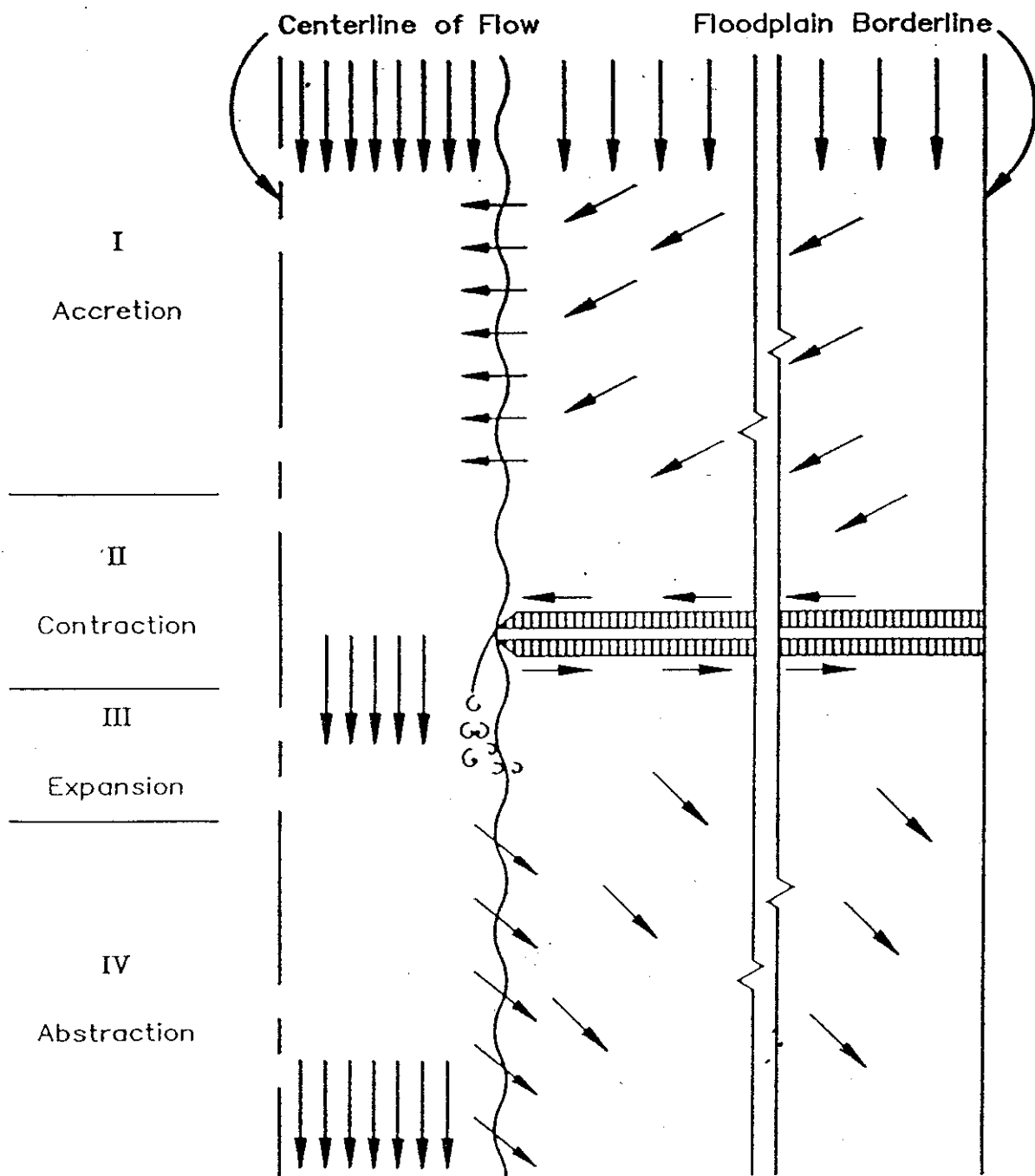


FIG 9.4 Diagram of flow through a bridge constriction.

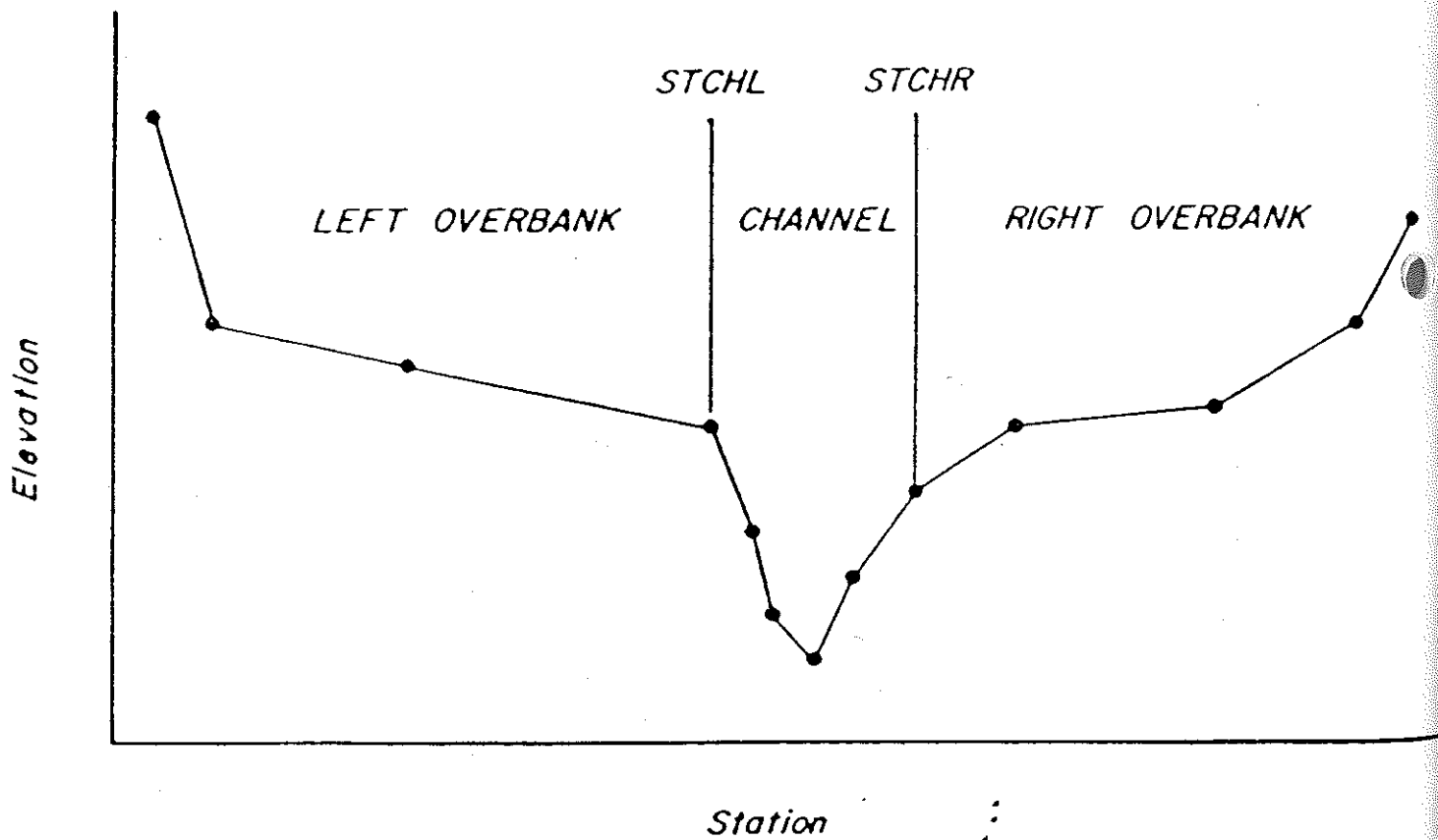


FIG 9.5 HEC-2 Model Cross Section

9.2.6 Distancia entre secciones

La distancia entre secciones puede variar si se mide en la margen izquierda, derecha o en el canal principal (fig 9.6). Sus valores se introducen en la tarjeta X1, con las variables XLOBL, XLOBR y XLCH respectivamente. La longitud en el canal se mide por los puntos de elevación mínima y las distancias de las planicies de inundación se miden a lo largo de la trayectoria prevista del centro de masa del flujo de la planicie. Estas tres distancias difieren principalmente en curvas.

9.2.7 Ejemplo de creación de un archivo de entrada

Calcúlese el perfil subcrítico del nivel del agua para dos caudales de 200 y 500 m³/s, si la elevación inicial es de 13 y 15 metros respectivamente. En la sección 2 el caudal varía a 180 y 450 m³/s respectivamente. La información de entrada se presenta en las figuras siguientes.

9.3 Datos de salida de HEC-2

El modelo de simulación hidráulica HEC-2 tiene dentro de su rutina de salida (output) las siguientes opciones:

9.3.1 Tabla de identificación del programa

Por cada ejecución del programa podrá imprimirse la tabla de identificación del programa, la cual aparece en el extremo izquierdo superior de la primera página, conteniendo el número de la versión del programa y la fecha.

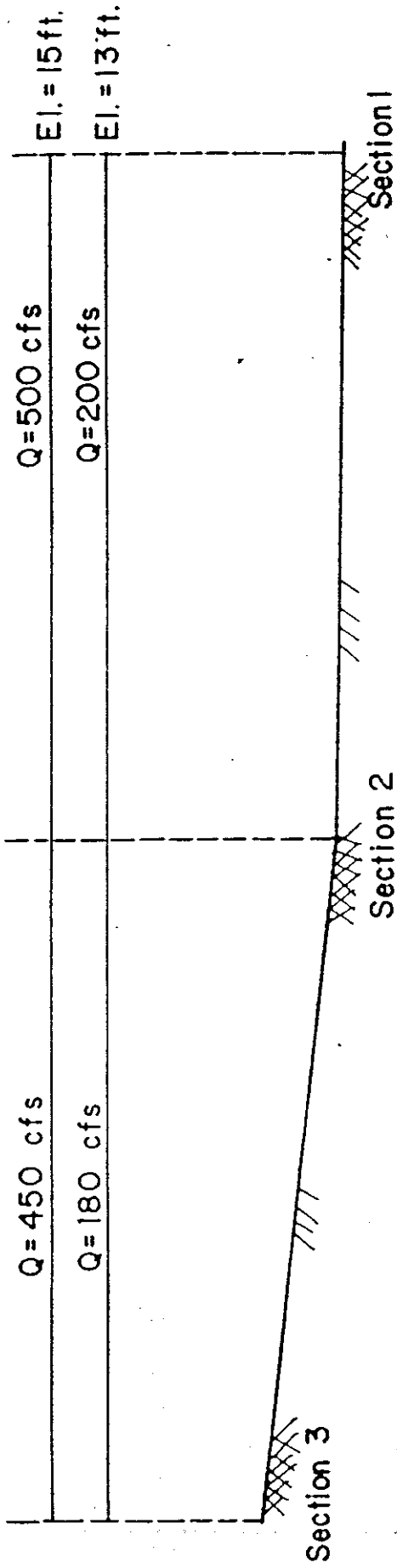
9.3.2 Control de datos de trabajo

Las primeras líneas siguientes a la tabla de identificación del programa son las tarjetas de título T1 a T9, para el primer perfil. Seguidamente a estos títulos de información, los datos de entrada de la tarjeta J1 y las tarjetas de trabajo opcional J2 hasta J6 son impresas. Seguidamente grupos de datos de T1 hasta J2 son impresos antes de la ejecución de los respectivos perfiles.

9.3.3 Datos de entrada

Un listado de los datos de entrada (tarjetas hasta EJ) son impresas seguidamente al control de datos de trabajo para el primer perfil. Este listado puede ser suprimido usando el código -10, en la variable ICHECK (J1.1), en la tarjeta J1 del primer perfil.

PROFILE VIEW



PLAN VIEW

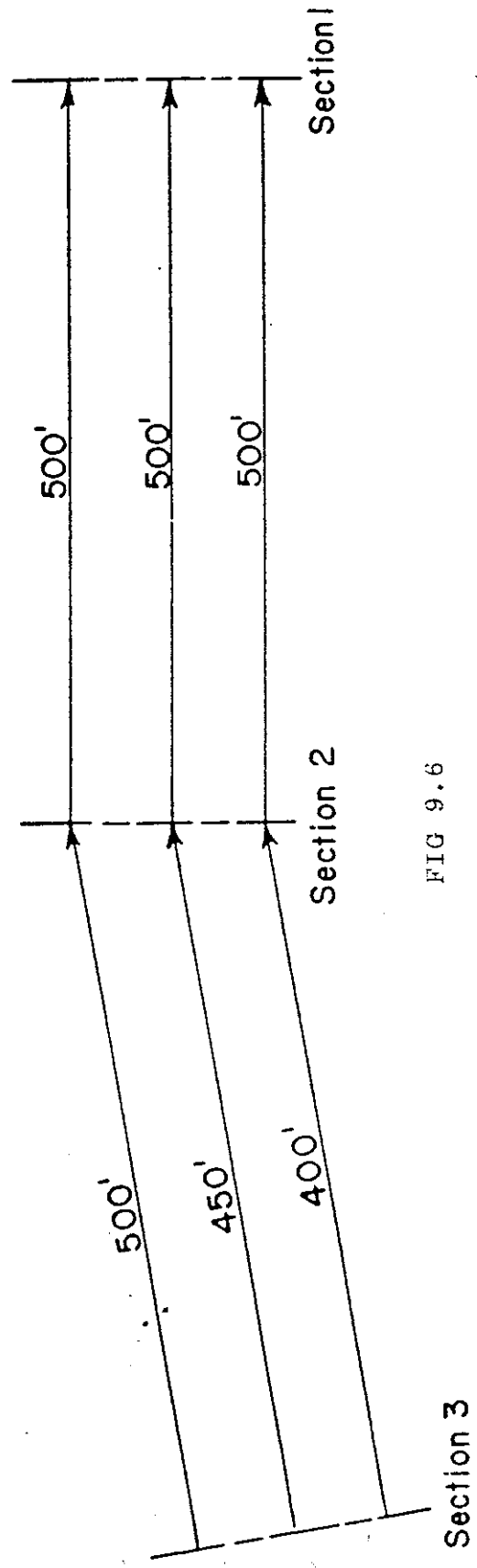
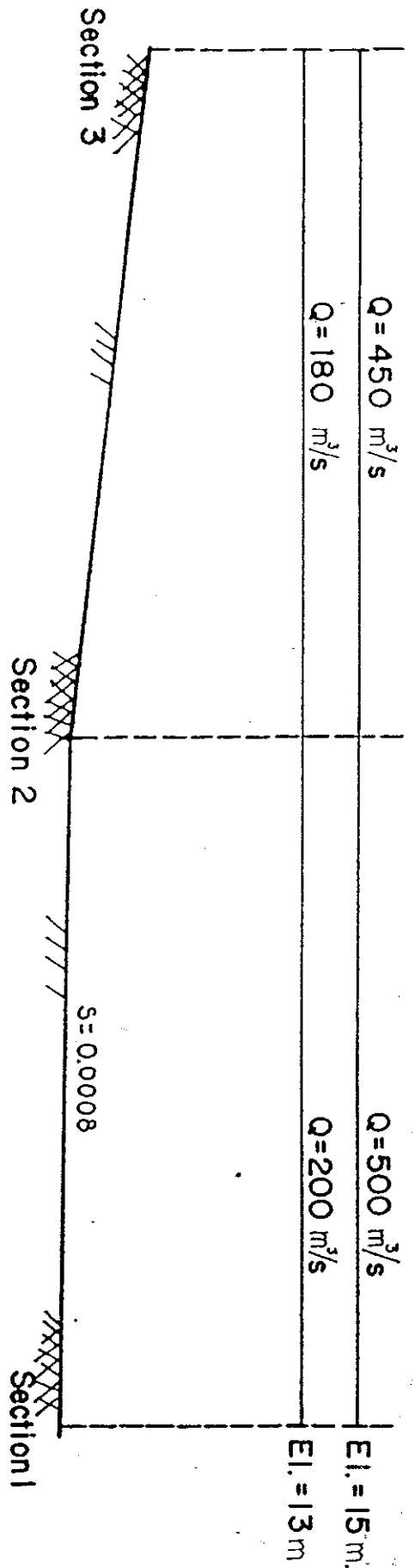
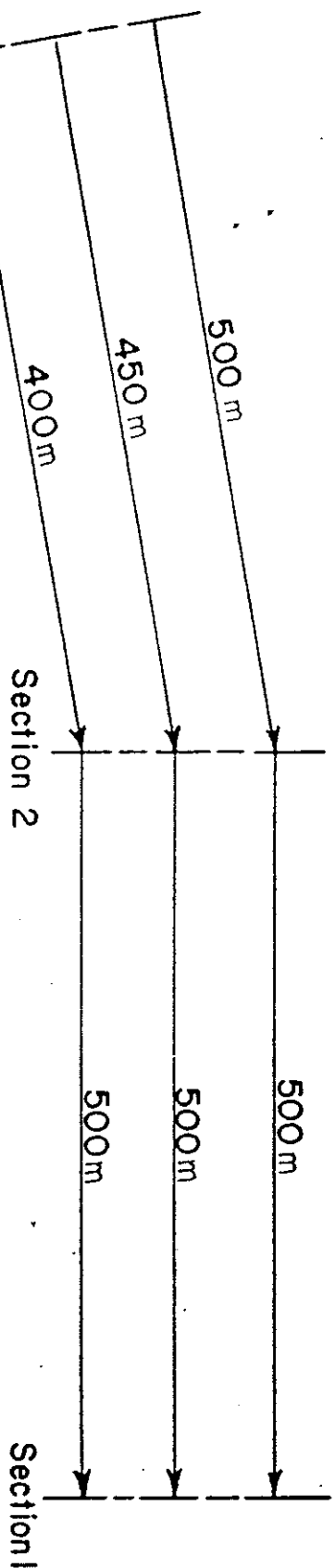


FIG 9.6

PROFILE VIEW



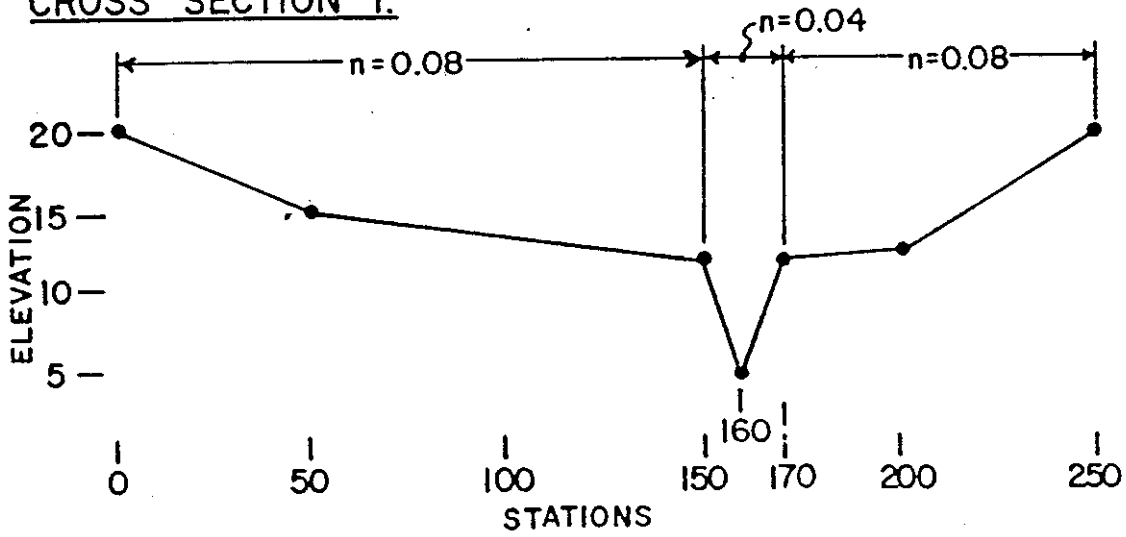
PLAN VIEW



Section 3

FIG 9.7

CROSS SECTION 1.

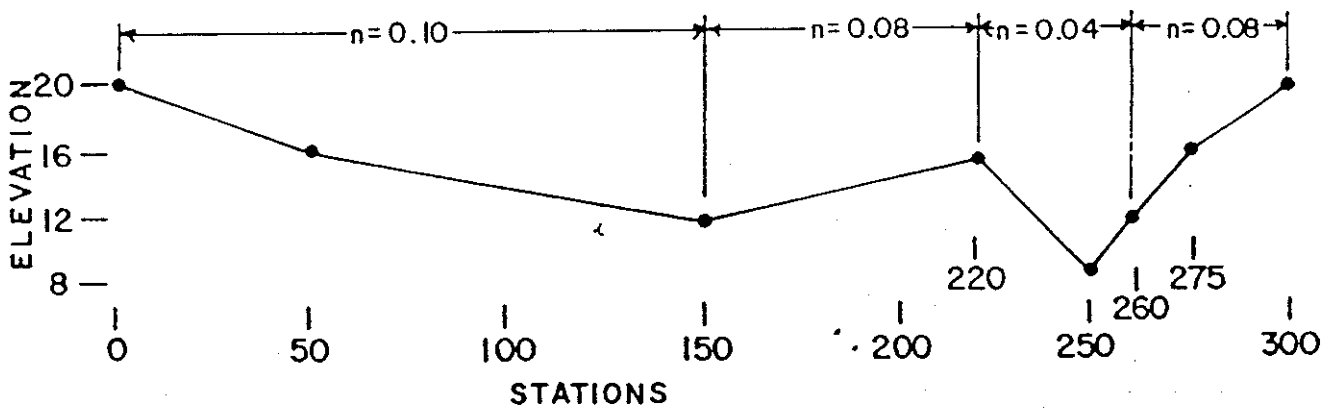


CROSS SECTION 2. (NOT SURVEYED)

Based on U.S.G.S. quad assume:

Section 2 is 10% wider and 0.4 m higher than Section 1.

CROSS SECTION 3.



5. JOB INITIALIZATION DATA

- a. J1 - Job record, required input for each profile
See Page VII-17, Appendix VII of Users Manual

Field 2 - Read discharge table

Field 4 - Flow regime

Field 5 - Starting condition (Sf)

Field 9 - Starting WSEL

- b. QT - Discharge Table

Once defined, the value continue to be used in profile.

Field 1 - Number of values to be read

Fields 2 + - Discharges for profile computations

(J1.2 indicates which field to use in each profile)

DATA

TWO PROFILES:

(1) ✓

(2)

FLOW REGIME:

SUBCRITICAL

SUBCRITICAL

STARTING Q:

200 m³/s

500 m³/s

STARTING WSEL:

13 m

15 m

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
QT		2		0	0.0008		1			13 = WSEL
QT	2	200	500							

c. NC - Manning's "n" values

Once defined, the values will continue to be used.

Values apply to the next cross section in input.

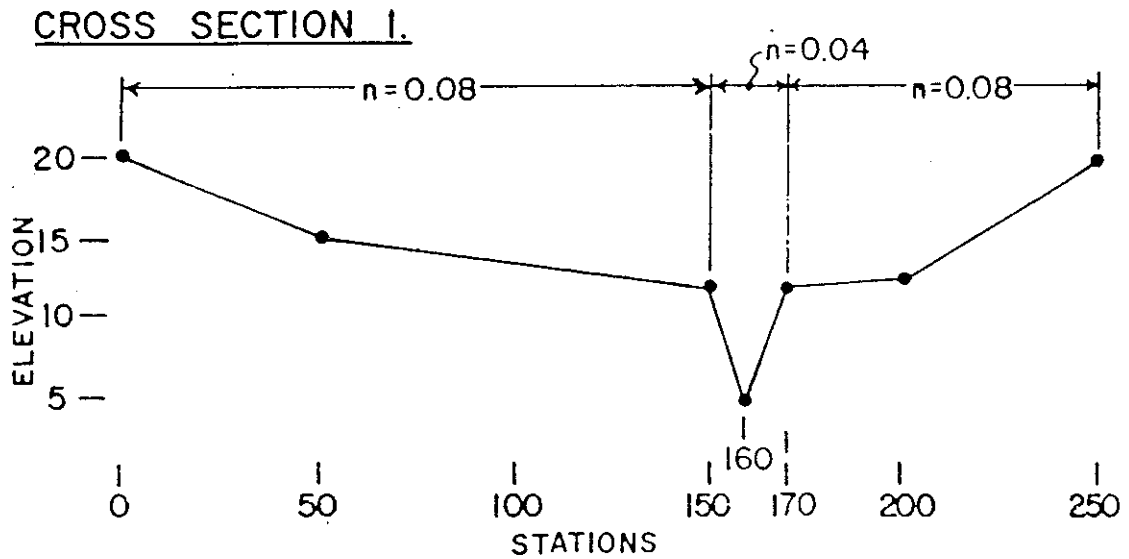
Field 1 - Left over bank "n" value

Field 2 - Right over bank "n" value

Field 3 - Channel "n" value

Field 4 - Contraction coefficient (optional)

Field 5 - Expansion coefficient (optional).



GENERAL PURPOSE DATA FORM
(8 COLUMN FIELDS)

PROGRAM	REQUESTED BY	PREPARED BY	CHECKED BY	DATE			
1	2	3	4	5	6	7	8
NC	.08	.08	.04	.1	.3		
XI	1	7	150	170	0	0	0
GR							

6. CROSS SECTIONS (X1 and GR records).

a. X1 - Cross Section Record, required for each section

Field 1 - Section number

Field 2 - Number of X-Y coordinates on GR cards

Field 3 - Left bank Station

Field 4 - Right bank Station

Field 5 - Reach length to next downstream section (Left)

Field 6 - Reach length to next downstream section (Right)

Field 7 - Reach length to next downstream section (Channel)

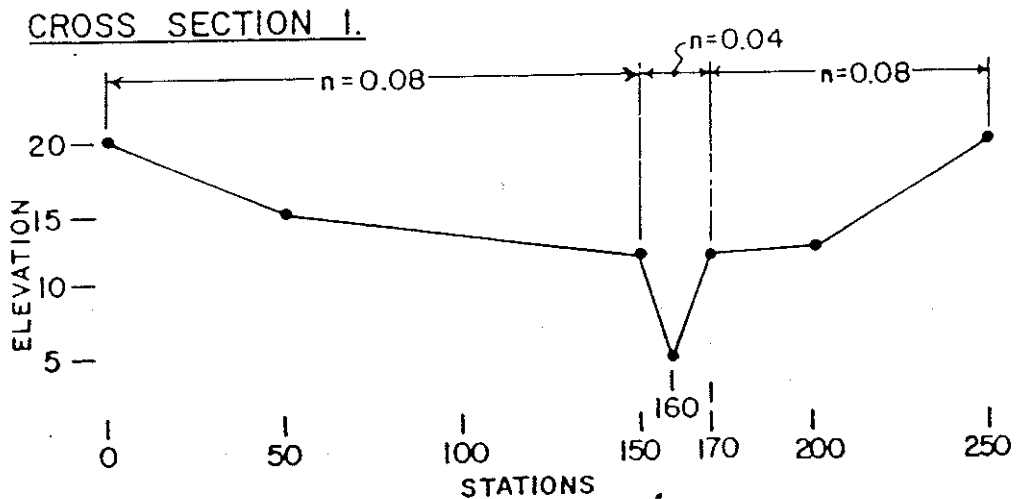
b. GR Records for X-Y coordinates, left to right sequence

Stations should be positive, in order, and equal or exceed the previous station value.

Field 1 - Elevation for first point on the LEFT (EL1)

Field 2 - Station of the first point on the LEFT (STA1)

Field 3 - EL2 and Field 4 - STA2, etc.



	1	2	3	4	5	6	7	8	9
NC	.08	.08	.04	.1	.3				
X1	1	7	150	170	0	0	0		
SR	20	0	15	50	12	150	5	160	12
SR	15	200	20	250					

8. MANNING'S "n" VALUES VARY ACROSS SECTION (NH record):

Field 1 - Number of "n" values (Maximum of 20)

Field 2 - First "n" value starting on the left of section

Field 3 - Last station to the right for the first "n" value

NH Stations must be equal to GR stations to properly work!

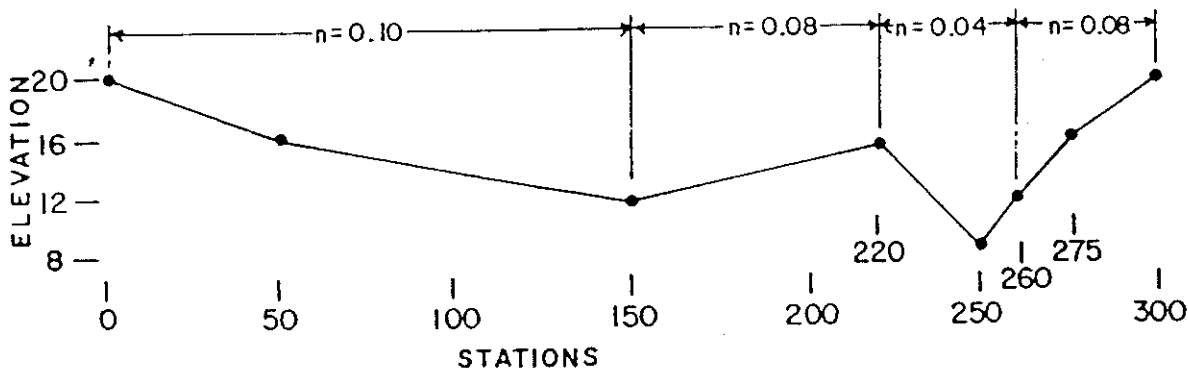
Field 4 - Second "n" value, and

Field 5 - Second station - etc.

If second NH is required, data entry continues in the first field of the second record.

QT record is input to change flow at next cross section.

CROSS SECTION 3.



	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
NH	4	10	150	.08	220	.04	260	.08	300	
QT	2	180	450							
XI	3	8	220	260	500	400	450			
GR	20	0	16	50	12	150	16	220	8	25
GR	12	260	16	275	20	300				
ET										

FIG 9.14

If there is not X3, effective level of water, the default is 70 ft
 everywhere the river is lower than the water level

9. CROSS SECTION WITH LOW OVERBANK.

X1 record is the same as Item 6 above.

X3 record is used to call effective flow option

Effective area option required if flow should be contained in the channel until bank elevations are exceeded.

Field 1 = 10 calls the effective area option.

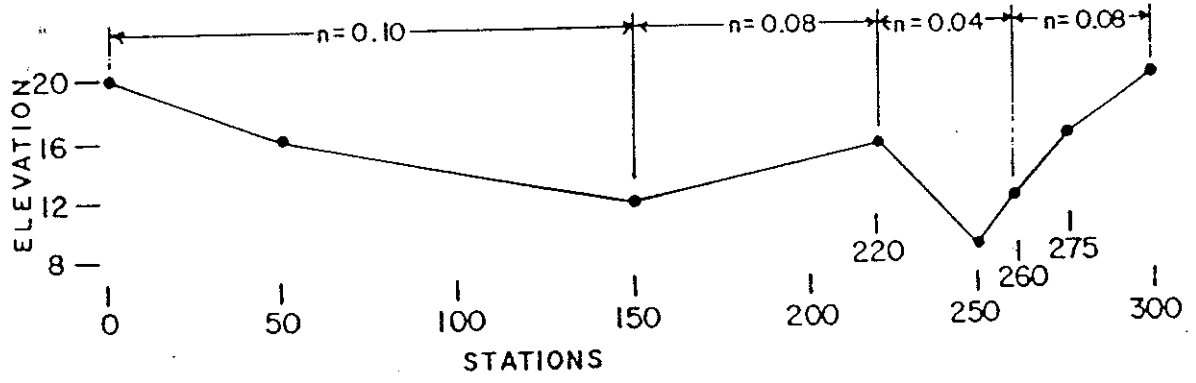
Works off the designated left and right bank stations.

Flow is kept in the channel until bank elevation is exceeded.

Left and right bank elevations work independently.

10. END OF DATA (EJ record).

CROSS SECTION 3.



	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
NH	4	.10	150	.08	220	.04	260	.08	300	
QT	2	180	450							
X1	3	8	220	260	500	400	450			
X3	10									
GR	20	0	16	50	12	150	16	220	8	
GR	12	260	16	275	20	300				
EJ										

GENERAL PURPOSE DATA FORM
(6 COLS. LDS)

DATE 23 OCT 78

PROJECT: HEC-2
 SUBPROJECT: VPR
 CROCODOR: 101
 PAGE: 1 of 1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
T1	SAMPLE PROFILE HEC-2									
T2	FIRST PROFILE									
T3	SAMPLE CREEK									
T1	2	2		0	00008	1			13	
OT	2	200	500							
NC	.08	.08	.04	.1	.3					
X1	1	7	150	170	0	0	0	0	0	0
GR	20	0	15	50	12	150	5	160	12	170
GR	15	200	20	250						
X1	2				500	500	500	1.1	.4	
NH	4	.10	150	.08	220	.04	260	.08	300	
OT	2	180	450							
X1	3	8	220	260	500	400	450			
X3	10									
GR	20	0	15	50	12	150	16	220	8	250
GR	12	260	16	275	20	300				
ET										
T1	SAMPLE PROFILE HEC-2									
T2	SECOND PROFILE									
T3	SAMPLE CREEK									
T1	3				00008	1			15	
T2	15									
ER										

FIG 9.17

* TITLE RECORDS FOR FIRST PROFILE

T1 SAMPLE PROBLEM HEC-2

T2 FIRST PROFILE

T3 SAMPLE CREEK

* JOB INITIALIZATION DATA (STARTING CONDITIONS)

J1 2 0.0008 1 13

QT 2 200 500

NC 0.08 0.08 0.04 0.1 0.3

* GEOMETRIC DATA (CROSS SECTIONS) FOR THE REACH

X1 1 7 150 170 12 150 5 160 12 17

GR 20 0 15 50 12 150 5 160 12 17

GR 15 200 20 250 500 500 500 1.1 0.4

X1 2 190 450 220 0.04 260 0.08 300

NH 4 0.1 150 0.08 220 0.04 260 0.08 300

QT 2 190 450 220 0.04 260 0.08 300

X1 3 8 220 260 500 400 450

X3 10 16 50 12 150 16 220 8 25

GR 20 0 16 50 12 150 16 220 8 25

GR 12 260 16 275 20 300

ET

* TITLE RECORDS FOR SECOND PROFILE

T1 SAMPLE PROBLEM HEC-2

T2 SECOND PROFILE

T3 SAMPLE CREEK

* JOB INITIALIZATION DATA FOR SECOND PROFILE

T1 3 0.0008 1 15

J2 10

V END OF JOB DATA

ET

9.3.4 Comentarios y observaciones

Utilizando el signo "*" se pueden hacer comentarios en el archivo de entrada, preferiblemente antes de la sección transversal a que nos referimos. Dichos comentarios solo aparecen en el listado de entrada con la misma secuencia que ocuparan en el archivo de entrada.

9.3.5 Datos de la sección transversal

Los resultados computados son impresos para cada sección siguiendo el listado de datos de entrada del primer perfil y continuando con el control de los datos de trabajo para subsecuentes perfiles. El programa imprime periódicamente el listado de cada una de las 40 variables que contienen información para cada sección transversal.

En el Apéndice VI se definen estas variables.

9.3.6 Gráficos de perfil

Estos graficos muestran la localización de secciones transversales y elevaciones de profundidad crítica, superficie del agua, gradiente energético, rasante del canal, elevaciones de bancos de margen derecha e izquierda y el mínimo de la sección transversal de la estación final. La escala vertical y horizontal de un perfil puede especificarse por la unidades PRFVS y XSECH respectivamente, de la tarjeta J2. Si estas variables son omitidas del programa, este automáticamente determina la escala de valores apropiada.

9.3.7 Gráfico de secciones transversales

La impresión de gráficos de alguna o todas las secciones transversales de un cauce en alguna escala, puede ser detenidas usando las tarjetas J2 y X1. Si todas las secciones transversales deben ser graficadas, la variable IPLOT en la tarjeta J2.2 es igual a 1 ó 10. Si únicamente ciertas secciones transversales son consideradas, IPLOT en la tarjeta J2.2 debe dejarse en blanco y la variable IPLOT en la tarjeta X1.10 debe ser igual a 1 ó 10 para la sección transversal a ser graficada. La escala horizontal y vertical del gráfico puede ser especificada constante para todas las secciones transversales, usando las variables XSECV (J2.4) y XSECH (J2.5).

9.3.8 Resumen de datos

La tarjeta J3 puede ser utilizada para especificar y predefinir tablas. El empleo y definicion de tablas de 1 a 13 variables puede ser especificado de una lista de 86 variables.

ANEXO E
TALLER DE HEC-2

E.1 Objetivo:

Crear los archivos de entrada/salida para la modelación hidráulica con HEC-2 del perfil natural.

E.2 Datos de entrada:

- Caudal: 16.7 m³/s
- "n" Manning en margenes = 0.06
- "n" Manning en canal principal = 0.045
- Coefficiente contracción 0.1 y de expansión 0.3.

E.3 Secciones a considerar:

Estación	Elevación Mínima
0+400	1376.39
0+450	1376.32
0+500	1376.46
0+575	1376.73
0+696	1376.91

E.4 Tareas a realizar:

- a. Establecer los valores de STRT y WSEL para obtener la elevación inicial.
- b. Crear un archivo de entrada considerando flujo subcrítico.
- c. Generar el archivo de salida presentando el perfil natural del tramo.
- d. Introducir la Sección 0+696 con los siguientes pares de datos:

Punto	Elevación	Distancia
6	1378.97	0
5	1378.66	4.2
4	1377.09	5.7
3	1376.91	11.0
2	1377.69	15.1
1	1378.52	16.3
0+696	1378.39	20.0

- e. Generar de nuevo su archivo de salida y verifique si grafica el perfil natural.
- f. Definir las siguientes variables para el resumen de datos:
- | | |
|---|--------|
| - Número de sección | SECNO |
| - Elevación mínima | ELMIN |
| - Elevación del agua | CWSEL |
| - Profundidad | DEPTH |
| - Pendiente | K*CHSL |
| - Velocidad media | VCH. |
| - Area | AREA |
| - Caudal en margen izquierda | QLOB |
| - Caudal en canal principal | QCH |
| - Caudal en margen derecha | QROB |
| - Estación de banco de margen izquierdo | STCHL |
| - Estación de banco de margen derecho | STCHR |
| - Coeficiente de velocidad | ALPHA |
| - Velocidad en margen izquierda | VLOB |
| - Velocidad en margen derecha | VROB |
| - Número de Froude | FRCH |
- g. Graficar las secciones transversales 0+400 y 0+696.
- h. Graficar todas las secciones transversales.
- i. Crear un archivo de entrada considerando el flujo supercrítico.
- j. Qué opinión le merece esta última consideración.

T1 ANEXO-E EJEMPLO DE ENTRADA BASICA DE DATOS PREPARADO POR W.MURILLO

T2 PERFIL NATURAL, Q=16.7 m³/s, WSEL=379.5 m

T3 QUEBRADA BARAHONA

T4 PROYECTO PURIRES

* Perfil 1 inicializado con una elevacion aproximada de 379.5 m

* Valores de cero en campos 1 a 4 indica: imprimir datos de cartas NC-EJ

* no usa X5, estima "n" Manning, flujo subcritico

J1	0	0	0	0	0.00076	1	0	16.7	379.5	0
----	---	---	---	---	---------	---	---	------	-------	---

J2	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
----	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

* Resumen de datos incluye: seccion, elevacion minima, nivel del agua, tirante,

* pendiente, velocidad canal, area seccion, caudal en margenes y canal principal

J3	38	42	1	8	33	26	25	13	14	15
----	----	----	---	---	----	----	----	----	----	----

* "n" Manning igual 0.06 en margenes y 0.045 en el canal

* Coeficiente de contraccion es 0.1 y de expansion es 0.3

NC	0.06	0.06	0.045	0.1	0.3
----	------	------	-------	-----	-----

* Seccion transversal 0+400 con 7 estaciones y bancos a 2.2 y 8.1 m

X1	400	7	2.2	8.1
----	-----	---	-----	-----

GR397.14	0	378.57	2.2	377.02	3.5	376.39	4.6	376.87	6.2
----------	---	--------	-----	--------	-----	--------	-----	--------	-----

GR378.78	8.1	379.22	12
----------	-----	--------	----

* Seccion transversal 0+450 con 7 estaciones y bancos a 7.3 y 12.4 m

X1	450	7	7.3	12.4	50	50	50
----	-----	---	-----	------	----	----	----

GR379.05	0	378.52	7.3	376.81	8.4	376.32	9.6	376.95	11.35
----------	---	--------	-----	--------	-----	--------	-----	--------	-------

GR377.87	12.4	379.32	20
----------	------	--------	----

* Seccion transversal 0+500 con 8 estaciones y bancos a 6.8 y 11.6 m

X1	500	8	6.8	11.6	50	50	50
----	-----	---	-----	------	----	----	----

GR379.38	0	378.53	1.6	378.4	6.8	376.92	8.1	376.47	9.4
----------	---	--------	-----	-------	-----	--------	-----	--------	-----

GR376.46	10.6	378.23	11.6	379.25	20
----------	------	--------	------	--------	----

* Seccion transversal 0+575 con 7 estaciones y bancos a 5.8 y 12.8 m

X1	575	7	5.8	12.8	75	75	75
----	-----	---	-----	------	----	----	----

GR379.74	0	378.45	5.8	377	7.6	376.73	9.7	377.25	11.5
----------	---	--------	-----	-----	-----	--------	-----	--------	------

GR	379	12.8	379.63	20
----	-----	------	--------	----

* Seccion transversal 0+696 con 7 estaciones y bancos a 4.2 y 16.3 m

X1	696	7	4.2	16.3	121	121	121
----	-----	---	-----	------	-----	-----	-----

GR378.97	0	378.66	4.2	377.09	5.7	376.91	11	377.69	15.1
----------	---	--------	-----	--------	-----	--------	----	--------	------

GR378.52	16.3	378.39	20
----------	------	--------	----

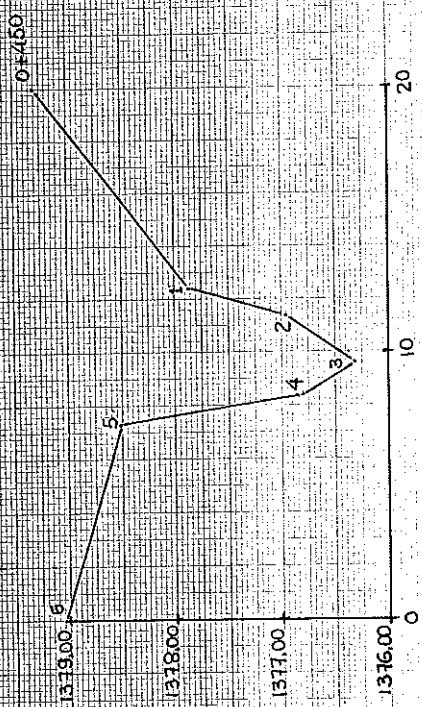
EJ

ER

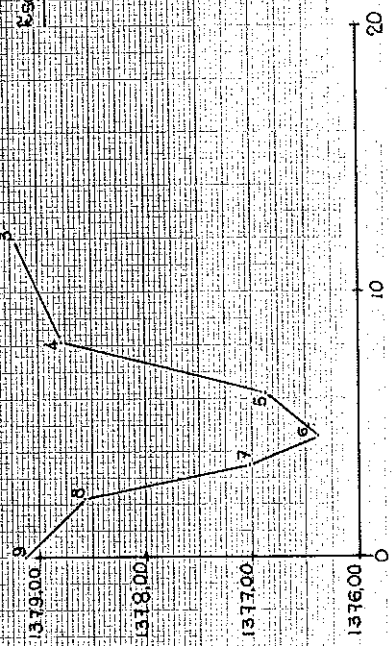
Sección 0+450

Escala Horizontal 1:200

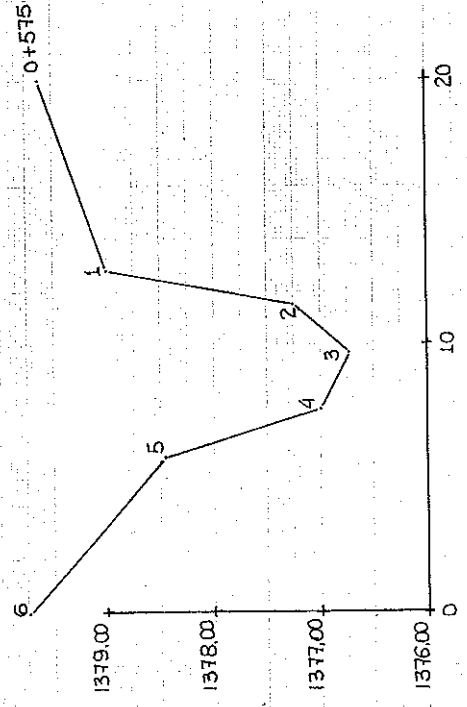
Escala Vertical 1:50



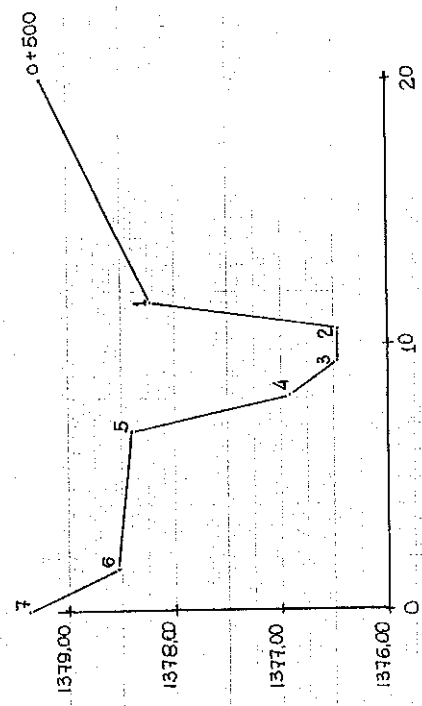
Sección 0+400



Sección 0+575



Sección 0+500



PLOTTED POINTS (BY PRIORITY) E-ENERGY,W-WATER SURFACE,I-INVERT,C-CRITICAL W.S.,L-LEFT BANK,R-RIGHT BANK,M-LOWER END STA

ELEVATION SECNO	376. CUMDIS	377.	378.	379.	380.	381.	382.	383.	384.	385.
400.00	0. C I .	.	.	L R . M	WE
	10. C I .	.	.	L . M	WE
	20. C I .	.	.	R L . M	WE
	30. C I .	.	.	R L . M	WE
	40. C I .	.	.	R L . M	E
450.00	50. C I .	.	R.	L . M	E
	60. C I .	.	R.	L . M	E
	70. C I .	.	R	L . M	E
	80. C I .	.	R	L . M	E
	90. C I .	.	R	L . M	E
500.00	100. C I .	.	R	L . M	E
	110. C I .	.	R	L . M	E
	120. C I .	.	R	L . M	E
	130. C I .	.	R	L . M	E
	140. C I .	.	R	L . M	E
	150. C I .	.	R	L . M	E
	160. C I .	.	R	L . M	E
	170. C I .	.	R	L . M	E
575.00	180. C I .	.	R	L . M	E
	190. C I .	.	R	L . M	E
	200. C I .	.	R	L . M	E
	210. C I .	.	R	L . M	E
	220. C I .	.	R	L . M	E
	230. C I .	.	R	L . M	E
	240. C I .	.	R	L . M	E
	250. C I .	.	R	L . M	E
	260. C I .	.	R	L . M	E
	270. C I .	.	R	L . M	E
	280. C I .	.	R	L . M	E
	290. C I .	.	R	L . M	E
696.00	300. C I .	.	R	L . M	E

ADA BARAHONA

SUMMARY PRINTOUT

	SECNO	ELMIN	CWSEL	DEPTH	K#CHSL	VCH	AREA	DLOB	OCH	OROB
	400.000	376.39	379.91	3.52	.00	.99	19.13	.01	15.31	1.38
*	450.000	376.32	379.96	3.64	-1.40	.70	33.98	2.64	10.49	3.58
	500.000	376.46	379.98	3.52	2.80	.68	34.32	3.59	9.61	3.50
	575.000	376.73	380.00	3.27	3.60	.75	28.87	1.58	13.87	1.25
*	696.000	376.91	380.04	3.13	1.49	.44	44.10	.92	14.65	1.13

1

01JAN80 01:05:29

CAPITULO 10

MODELACION DE PUENTES

10.1 Conceptos básicos

10.1.1 Introducción

El análisis de los puentes es un aspecto primordial en el cálculo de perfiles de ríos. Dada la diversidad de los tipos de puentes y sus complejas condiciones hidráulicas, su estudio debe ser realizado en forma cuidadosa.

Las pérdidas en estas estructuras se dividen en (fig 10.1):

- Pérdidas aguas arriba del puente, caracterizado por flujo convergente.
- Pérdidas en la estructura misma, con flujo contraído.
- Pérdidas aguas abajo del puente, presentando flujo divergente.

Las pérdidas en los flujos divergente y convergente se calculan por el método del paso standard. Las pérdidas en la estructura misma se calculan de tres maneras:

- Método de puente normal
- Método de puente especial
- Cálculo hidráulico externo

En el método del puente normal, los cálculos se realizan por el método del paso standard. Esta alternativa es aplicable a puentes sin pilas y alcantarillas en condiciones de flujo bajo.

En el método del puente especial, las variaciones del nivel del agua se calculan con la ecuación de momento y otras ecuaciones hidráulicas. Este método se puede aplicar a la mayoría de los puentes, pero es más aplicable a puentes con pilas, en los que controla el flujo bajo, puentes con flujo a presión, flujo de vertedero y en casos en que el flujo pasa por la profundidad crítica al pasar por la estructura.

En el caso del cálculo hidráulico externo, las pérdidas de energía se dan como un dato de entrada.

10.1.2 Características del flujo en los puentes

Water Surface Profiles through Bridges

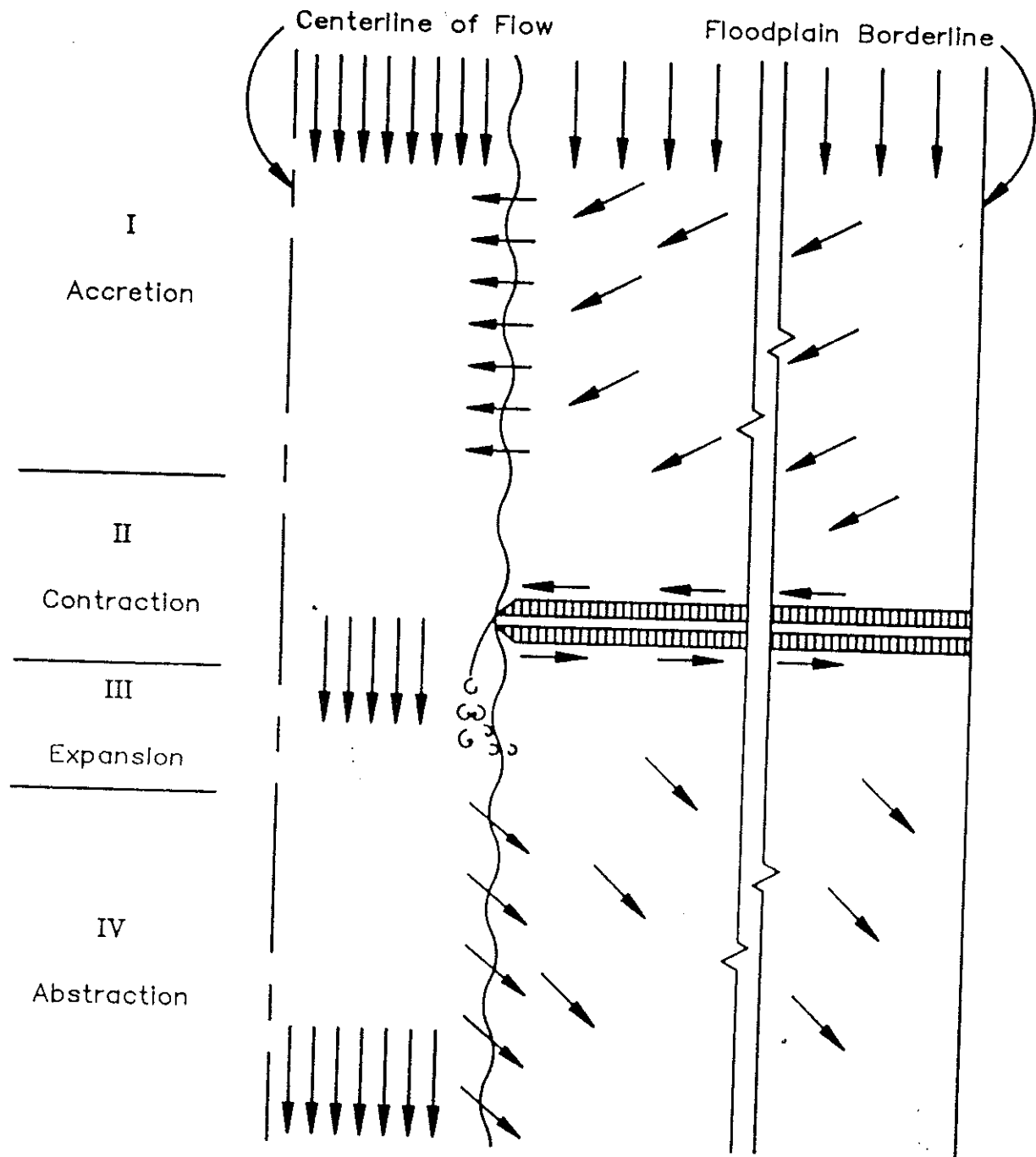


Fig 10.1 Diagram of flow through a bridge constriction.

10.1.2.1 Tipos de flujo en puentes

- Flujo paralelo. Aguas arriba del puente, lo suficientemente alejado como para estar fuera de su área de influencia, las líneas de flujo son paralelas.

- Flujo convergente gradualmente variado. En el sector I, de aumento, el agua de las planicies de inundación empieza a migrar moderadamente hacia el cauce principal.

- Flujo convergente rápidamente variado. En el sector II, de contracción, ubicado cerca del lado aguas arriba del puente, se tiene un flujo de variación brusca.

- Flujo divergente rápidamente variado. En el sector III, de expansión, ubicado cerca del lado aguas abajo del puente, se inicia el regreso del agua hacia las planicies de inundación. Se tiene un flujo de variación aún más brusco, caracterizado por remolinos y las más elevadas pérdidas de energía de todo este proceso.

- Flujo divergente gradualmente variado. En el sector IV, de reducción, el agua continúa, en forma moderada, el proceso de recuperación de las planicies de inundación.

- Flujo paralelo. Esta condición se establece una vez que desaparece la influencia del puente.

10.1.2.2 Clases de flujo bajo

Flujo bajo es aquel en el que toda el agua pasa por la abertura del puente y el nivel del agua está por debajo del nivel de la cuerda baja del puente. En la fig 10.2.

- Clase A. En este caso se tiene flujo subcrítico a través del puente, a pesar de que la profundidad crítica sube a causa de la constricción del puente. El cambio en la elevación de la superficie del agua, provocada por el puente, se evalúa comparando los niveles normales del agua (NWS), que existirían en ausencia del puente, con los niveles calculados en presencia del puente (WS).

- Clase B. En esta situación el flujo pasa por el estado crítico, ya sea un paso de flujo subcrítico a supercrítico, como se muestra en la figura, o de supercrítico a subcrítico. En el primer caso, el flujo se mantiene en condición supercrítica por un tramo corto y regresa a la condición subcrítica a través de un salto hidráulico.

- Clase C. En este caso el flujo es supercrítico a todo lo largo del puente.

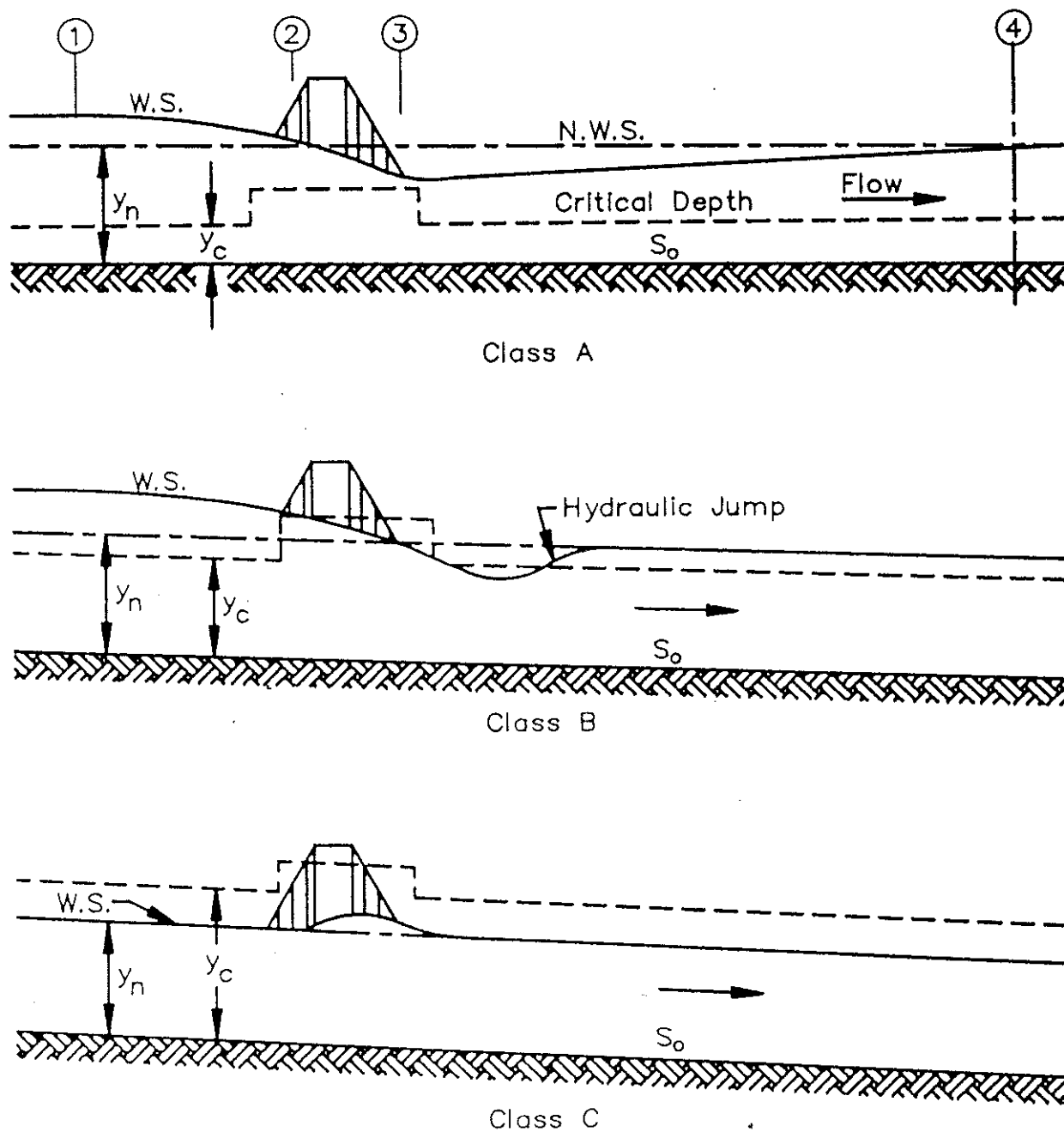


Fig 10.2 Water surface profiles through bridge constrictions for different classes of flow.

10.1.2.3 Otros tipos de flujo (fig 10.3 y 10.4)

- Flujo a presión. Este caso se presenta cuando el nivel del agua supera al nivel de la cuerda baja, inundando totalmente la abertura del puente.

- Flujo tipo vertedero. Este caso ocurre si el nivel del agua supera el nivel del tope o parte superior del puente. Normalmente este tipo de flujo va combinado con el flujo a presión, si el nivel del agua supera el nivel de la cuerda inferior del puente (fig 10.5).

- Flujo tipo vertedero en combinación con flujo bajo. Este caso se presenta si el nivel del agua es superior al nivel del tope del puente, en un sector e inferior al nivel de la cuerda baja en otro sector.

10.2 Método del puente normal

El método de puente normal considera a un puente como si fuera una sección natural del río, sin puente, con la excepción de que el área del puente que se ubica bajo el nivel del agua es restada del área efectiva de paso (fig 10.6). Además, el perímetro mojado incluye el perímetro de contacto entre el agua y la estructura del puente.

10.2.1 Definición de la estructura

En el caso del puente normal, la estructura del puente se especifica utilizando :

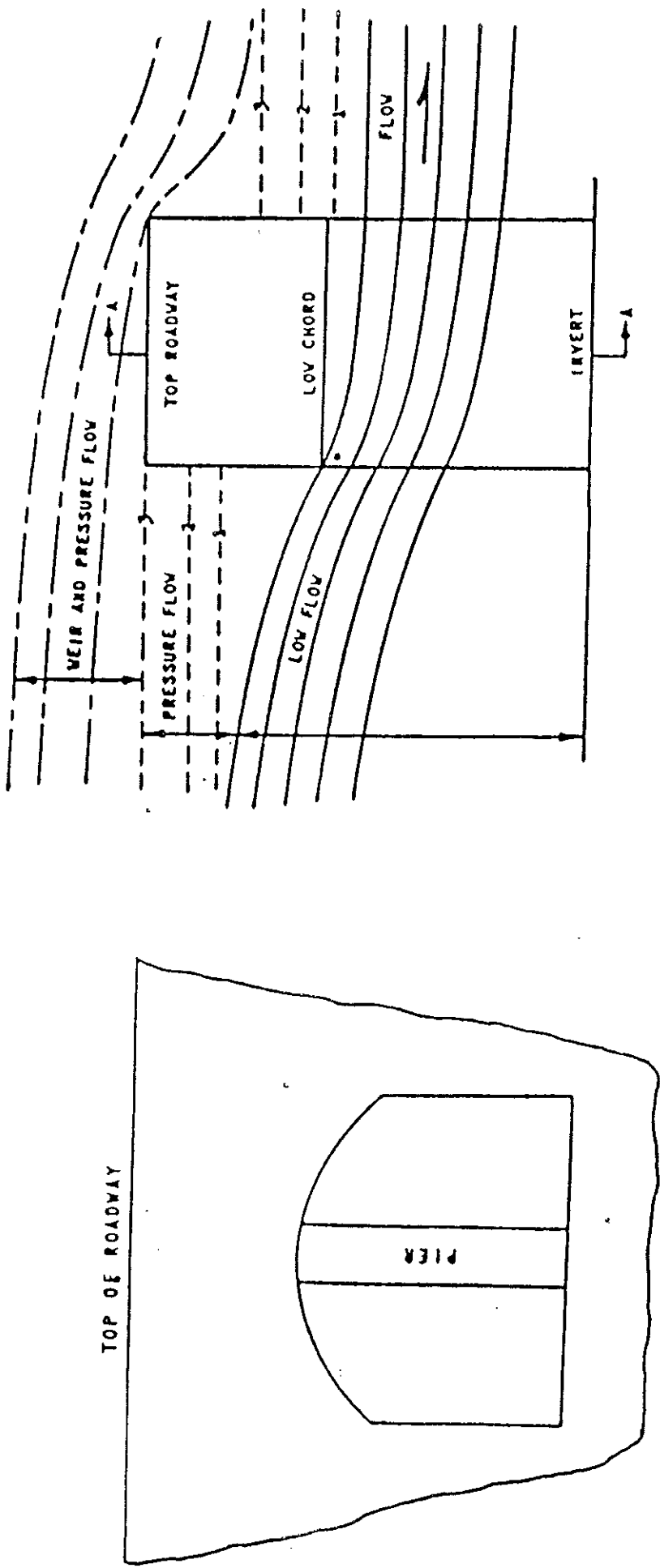
- La tarjeta BT, que da las coordenadas del tope del puente y la cuerda baja.

- La tarjeta GR, que da las coordenadas del terreno, o sea la sección transversal en ausencia de puente.

El área de paso del agua es definido, en su lado superior, por las coordenadas BT de la cuerda baja; y en su lado inferior, por las coordenadas GR del terreno. En los estribos del puente, las elevaciones BT de la cuerda baja coinciden con las elevaciones GR del terreno, eliminando el área de los estribos del área efectiva de paso.

Si el puente es horizontal y la losa es de altura constante, se puede usar la variable ELTRD para la elevación del tope del puente y ELLC, para la elevación de la cuerda baja. Estos valores son extendidos horizontalmente hasta intersectar el perfil del terreno definido con la tarjeta GR.

d. Combination of Flow Types



SECTION AA

PROFILE

Fig 10.3 Classification of Bridge Flow

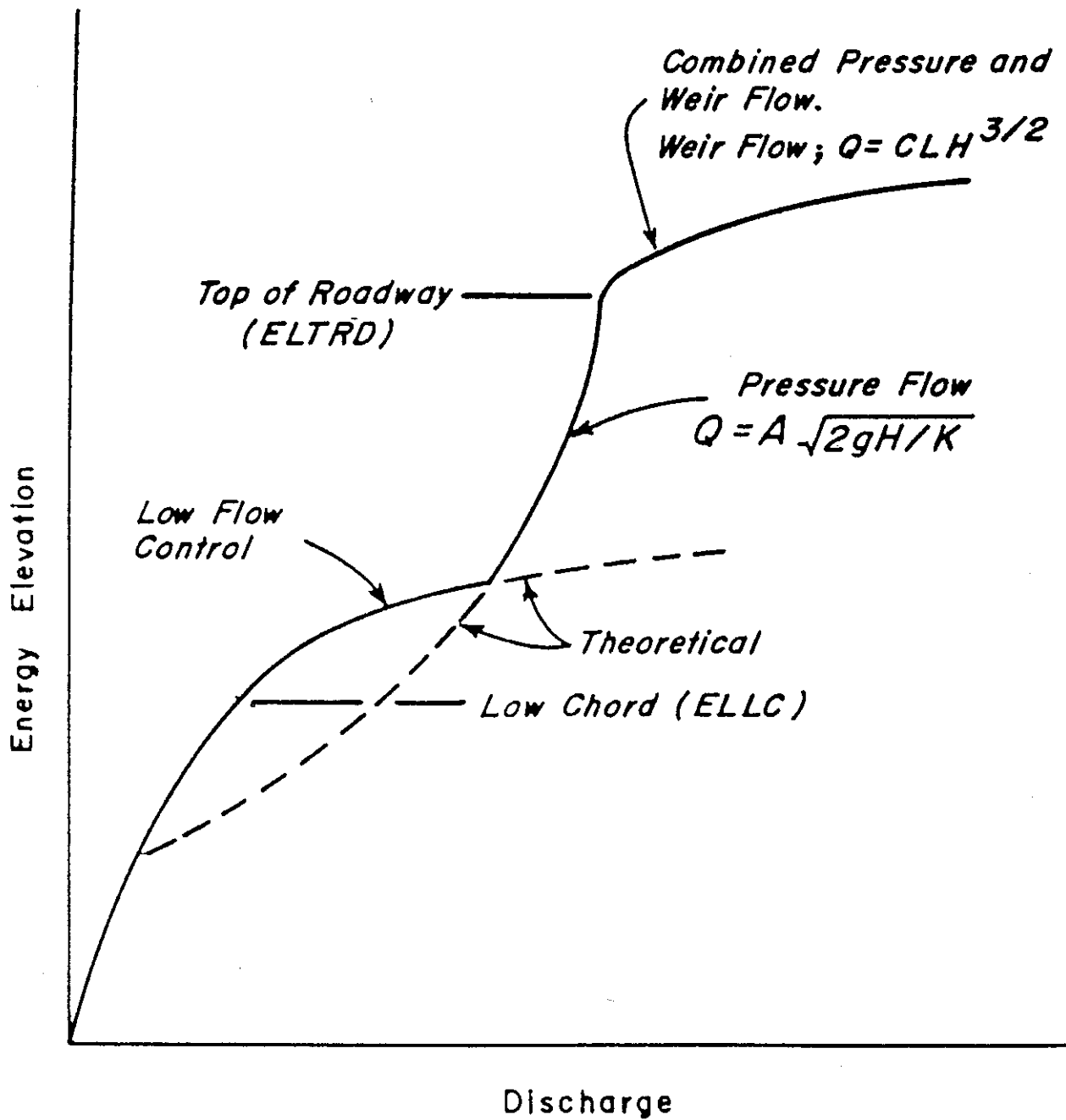
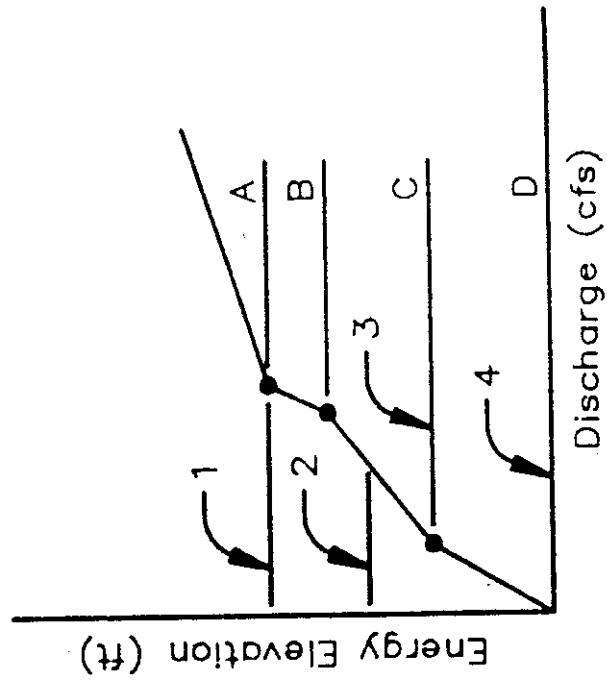
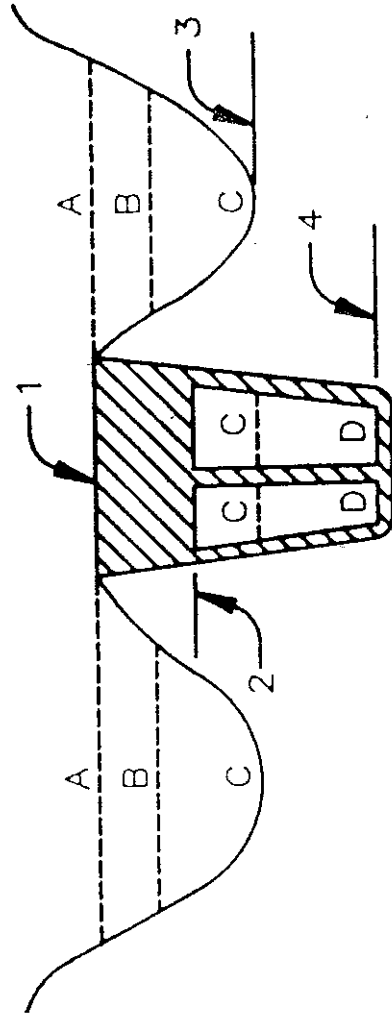


Fig 10.4

Typical Discharge Rating Curve for Bridge Culvert



Bridge Rating Curve



Bridge Cross Section

Fig 10.5 Illustration of various complex flow conditions at a bridge with low overbanks.

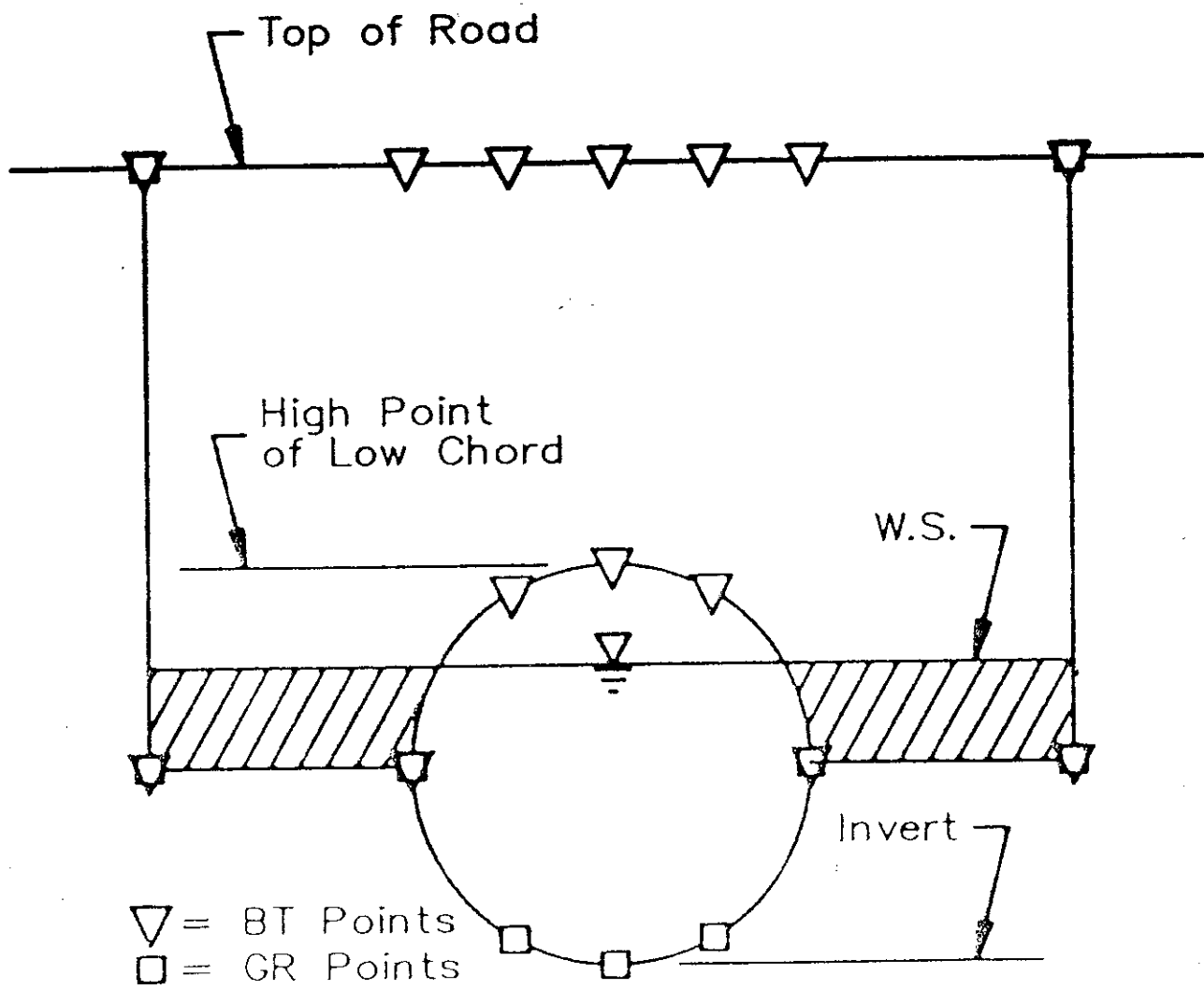


Fig 10.6 Definition of a bridge structure with the normal-bridge method.

10.3 Método del puente especial

10.3.1 Flujo bajo sin pilas

En esta situación se emplea el método de paso standard, como en el método del puente normal.

10.3.2 Flujo bajo con pilas

En este caso se utiliza un balance de cantidad de movimiento o impulso.

Cabe recordarse que en casos de flujo en el que las pérdidas predominantes de energía son aquellas provocadas por fricción en el perímetro mojado, o zona de contacto entre el fluido y sus fronteras, se recomienda el uso de el balance energético. Tal es el caso del flujo paralelo o gradualmente variado. Por el contrario, si las pérdidas predominantes son aquellas provocadas por el roce interno del agua, como es el caso del flujo rápidamente variado, que presenta desprendimiento de la capa límite, se recomienda el uso del balance de cantidad de movimiento.

Se considera en este modelo, pues, que la presencia de pilas forza un movimiento rápidamente variado y por lo tanto se emplea, para la contricción del puente únicamente, el balance de cantidad de movimiento.

En la fig 10.7, se muestra un volumen de control en el que se aplica el balance de cantidad de movimiento, que indica que la variación de cantidad de movimiento por unidad de tiempo es igual a la sumatoria de las fuerzas externas del volumen de control.

$$\tau Q(\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1)/g = P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f \quad (10.1)$$

Donde:

- τ peso específico
- Q caudal = $V \cdot A$
- g aceleración de la gravedad
- β coeficiente de corrección de Boussinesq
- V velocidad media
- P fuerza de presión = $\tau A y$
- A área de la sección transversal
- y centro de masa de A
- W peso del agua del volumen de control
- θ ángulo de inclinación del fondo del canal
- F_f fuerzas externas de fricción

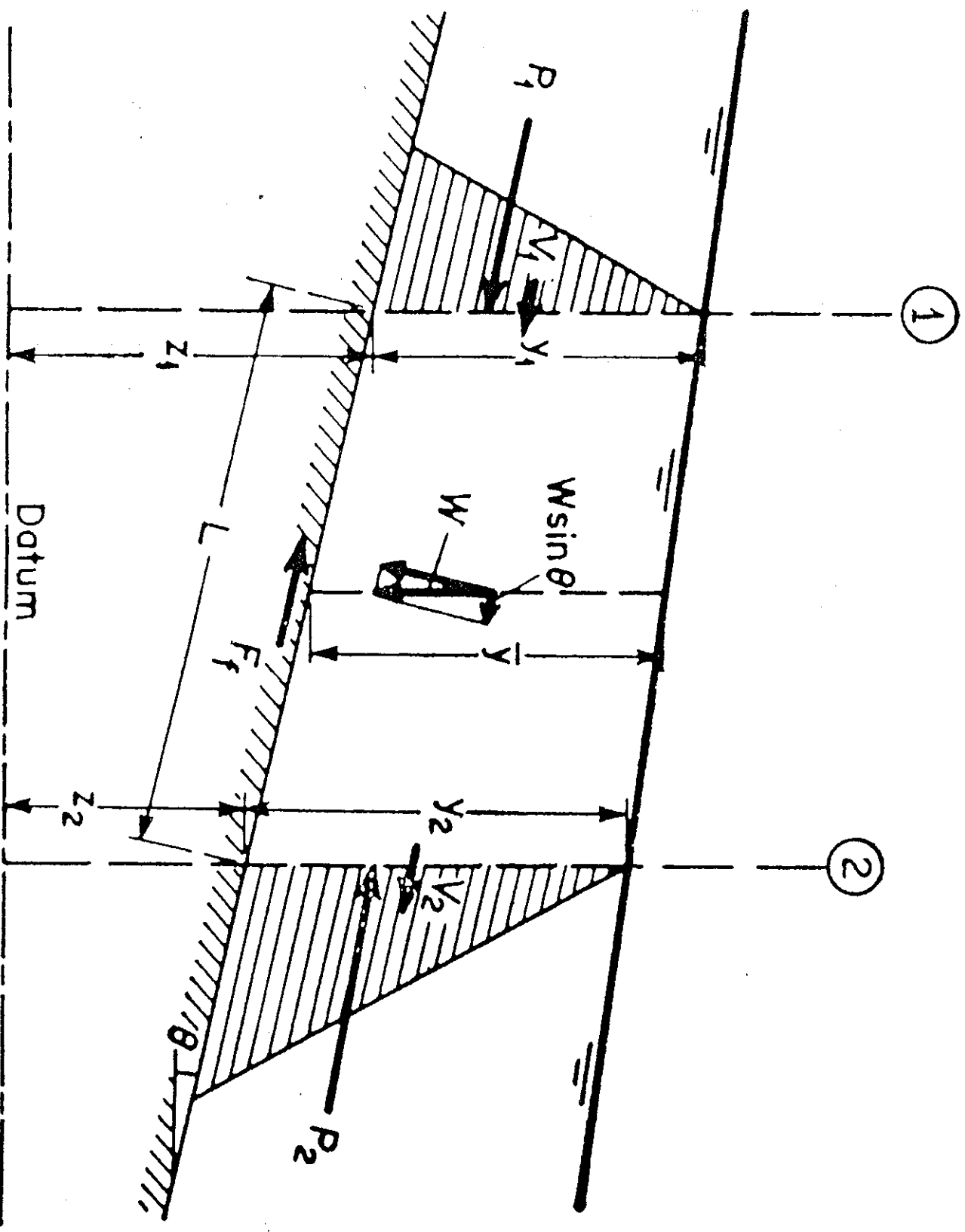


Fig 10.7 Application of the momentum principle.

Si se considera que el coeficiente de Boussinesq β es igual a la unidad y que las fuerzas de fricción externa F_f y el componente del peso del agua en la dirección de flujo $W \sin \theta$, que son de signo contrario se contrabalancean, la ecuación (10.1) se reduce a:

$$\tau Q(V_2 - V_1)/g = P_1 - P_2 = \tau(A_1 y_1 - A_2 y_2) \quad (10.2)$$

$$Q^2/(gA_1) + A_1 y_1 = Q^2/(gA_2) + A_2 y_2 \quad (10.3)$$

En el modelo se utiliza una variación de la ecuación (10.3), que considera el efecto de la obstrucción del puente y la presencia de las pilas, y que fue propuesta por Koch y Carstanjen.

$$m_1 - m_{p1} + \frac{Q^2}{g(A_1)^2} \left(A_1 - \frac{C_D}{2} A_{p1} \right) = m_2 + \frac{Q^2}{gA_2} = m_3 - m_{p3} + \frac{Q^2}{gA_3} \quad (III-1)$$

- where: A_1, A_3 = flow areas at upstream and downstream sections, respectively
- A_2 = flow area (gross area - area of piers) at a section within constricted reach
- A_{p1}, A_{p3} = obstructed areas at upstream and downstream sections, respectively
- $\bar{y}_1, \bar{y}_2, \bar{y}_3$ = vertical distance from water surface to center of gravity of A_1, A_2, A_3 , respectively
- m_1, m_2, m_3 = $A_1 \bar{y}_1, A_2 \bar{y}_2$ and $A_3 \bar{y}_3$, respectively
- m_{p1}, m_{p3} = $A_{p1} \bar{y}_{p1}$ and $A_{p3} \bar{y}_{p3}$, respectively
- C_D = drag coefficient equal to 2.0 for square pier ends and 1.33 for piers with semicircular ends
- $\bar{y}_{p1}, \bar{y}_{p2}$ = vertical distance from water surface to center of gravity of A_{p1} and A_{p3} , respectively
- Q = discharge
- g = gravitational acceleration

En la ecuación (10.4), se presenta el balance de cantidad de movimiento en la sección 1, ubicada inmediatamente aguas arriba del puente, la sección 2 ubicada dentro de la constricción del puente y la sección 3 localizada inmediatamente aguas abajo del puente. Si se grafica cada parte de esta ecuación en función de la profundidad del agua, se obtienen las tres curvas mostradas en la fig 10.8. Las soluciones buscadas, que son las profundidades de flujo, se obtienen de las curvas una vez calculada el flujo de cantidad de movimiento. La ecuación de flujo de cantidad de movimiento se basa en una sección trapecial, por lo que se requiere una aproximación trapecial de la abertura del puente.

10.3.2.1 Flujo bajo clase A, B y C

Fig 10.9

10.3.2.2 Flujo a presión

Fig 10.10

10.3.2.3) Flujo tipo vertedero

Fig 10.11

10.4 Guías generales de modelación de puentes

La descripción de la geometría de un tramo de río que contenga un puente, es esencialmente la misma para los métodos de puente normal y puente especial.

10.4.1 Localización de las secciones transversales

La fig 10.12 muestra una vista de planta de un puente especial, con las secciones transversales ubicadas adecuadamente para el cálculo de pérdidas de carga. En la fig 10.13 se considera el caso de flujo subcrítico, de modo que los cálculos se inician aguas abajo del puente.

- Sección 1. Se ubica suficientemente aguas abajo del puente, como para que las líneas de flujo no sean afectadas por la estructura. Se considera que esta sección se ubica aproximadamente a una distancia cuatro veces mayor que la longitud de la obstrucción de los estribos. O sea, cuatro veces la distancia AB o CD. Sin embargo, dado que la longitud AB y BC están en función del caudal, debe estimarse la longitud media del estribo, dependiendo de rango de caudales previsto.

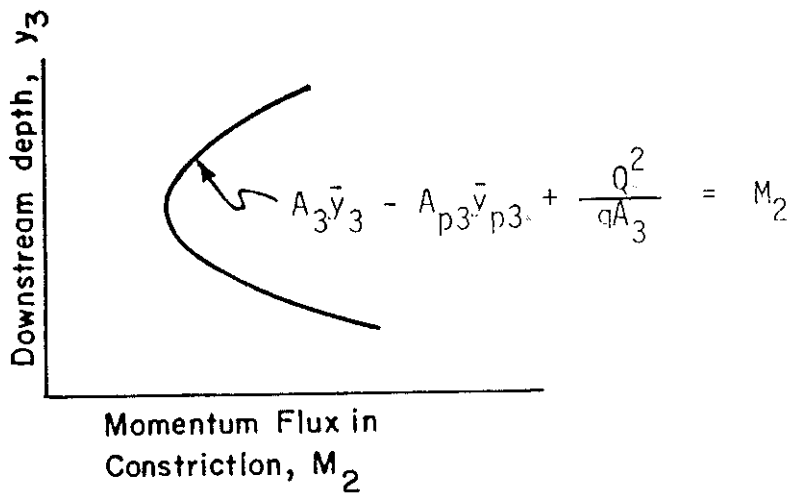
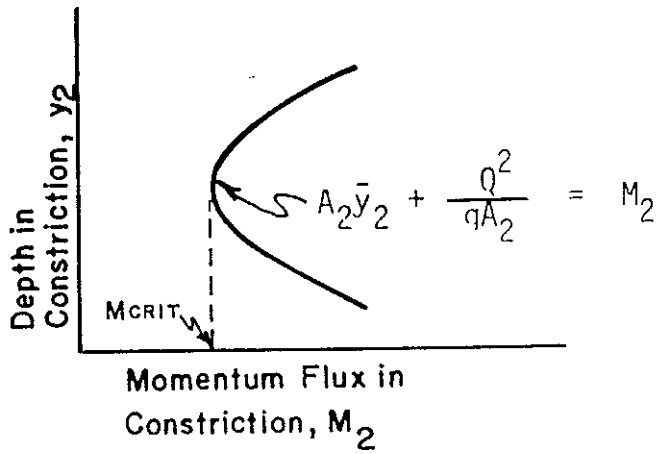
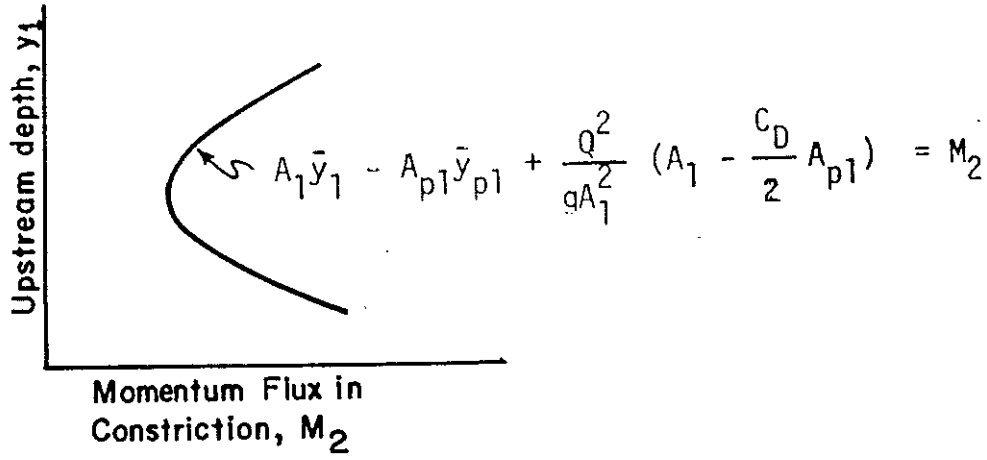


Fig 10.8
Momentum Curves from Special Bridge Method

a. Low Flow

(1) Transfers to Standard Step calculations if bridge has no piers.

(2) Uses Yarnell equation for Class A low flow.

$$H_3 = 2K (K + 10\omega - 0.6) (\alpha + 15\alpha^4) V_3^2 / 2g$$

where:

H_3 = drop in water surface from upstream to downstream sides of the bridge

K = pier shape coefficient

ω = ratio of velocity head to depth downstream from the bridge

α = $\frac{\text{obstructed area}}{\text{total unobstructed area}}$

V_3 = velocity downstream from the bridge

(3) Uses momentum principles for Class B or C low flow (see HEC2, pp. ~~14~~-2 to 5 for procedure description)

(4) Low flow model for the bridge is a trapezoid.

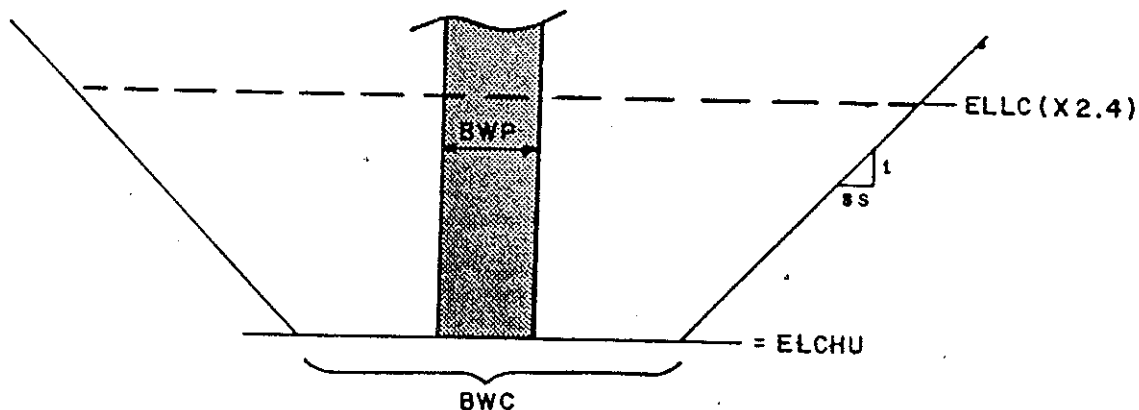


Fig 10.9 Trapezoid Model for Special Bridge Low Flow

b. Pressure Flow

- (1) Uses Orifice equation for pressure flow.
(see HEC-2, pp. IV-21 to 23 for derivation)

III-10

$$Q = A \sqrt{\frac{2gH}{K}}$$

where:

H = difference between the energy gradient elevation upstream and tailwater elevation downstream

K = total loss coefficient

A = net area of the orifice

g = gravitational acceleration

Q = total orifice flow

- (2) Area (A) and Orifice Coefficient (K) are input

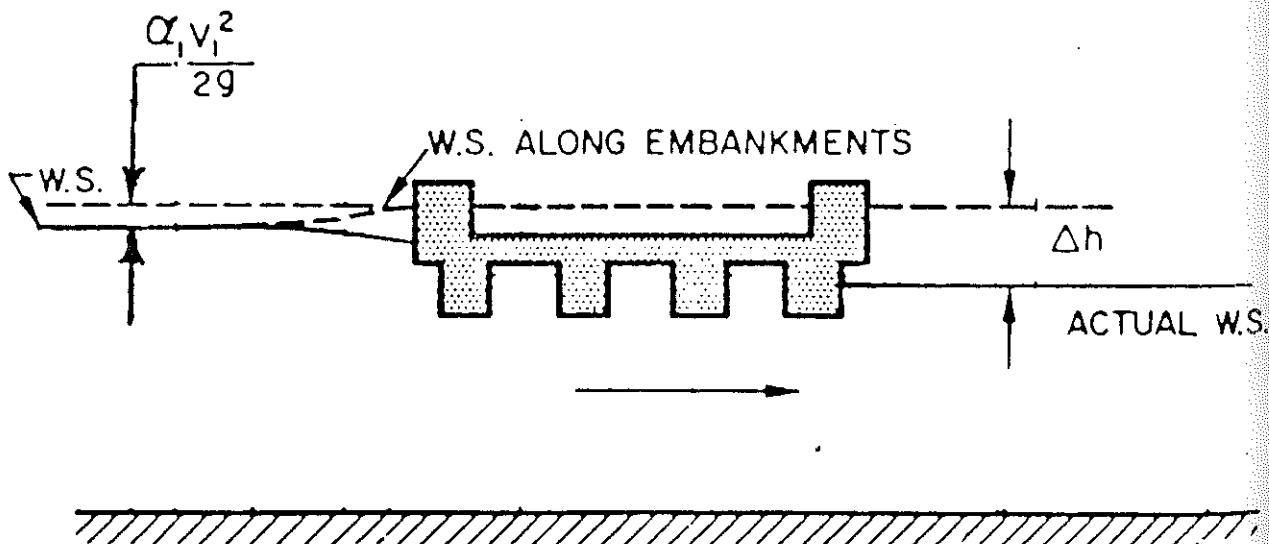


Fig 10.10 Bridge Pressure Flow

c. Bridge Over-Flow

(1) Uses the Weir equation of Overflow.

$$Q = CLH^{3/2}$$

where:

C = coefficient of discharge

L = effective length of weir controlling flow

H = difference between the energy grade line elevation and the roadway crest elevation

Q = total flow over the weir

(2) Weir coefficient and weir profile are input

(3) Program corrects coefficient for submergence, based on the criteria for an ogee-shaped weir.

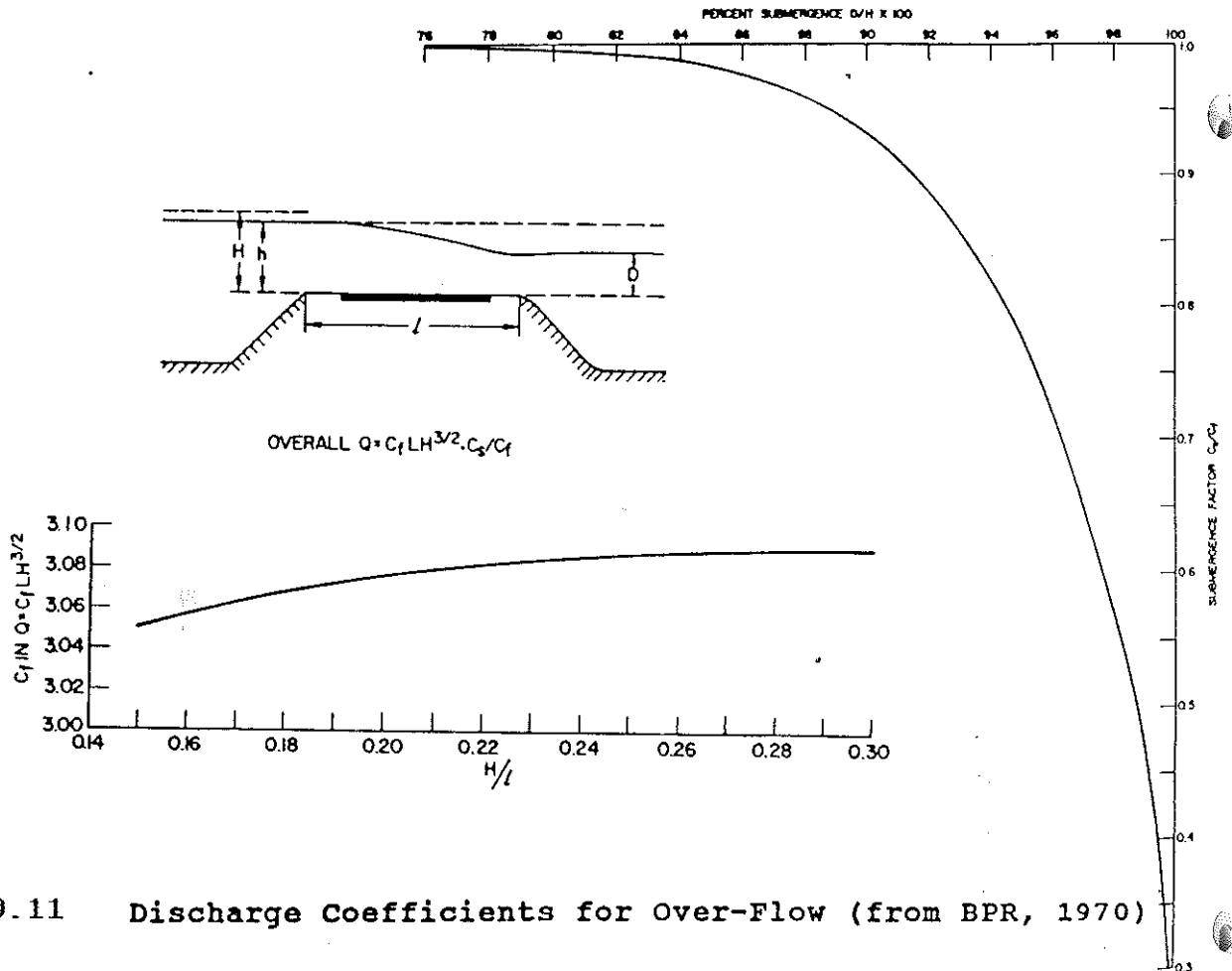


Fig 10.11 Discharge Coefficients for Over-Flow (from BPR, 1970)

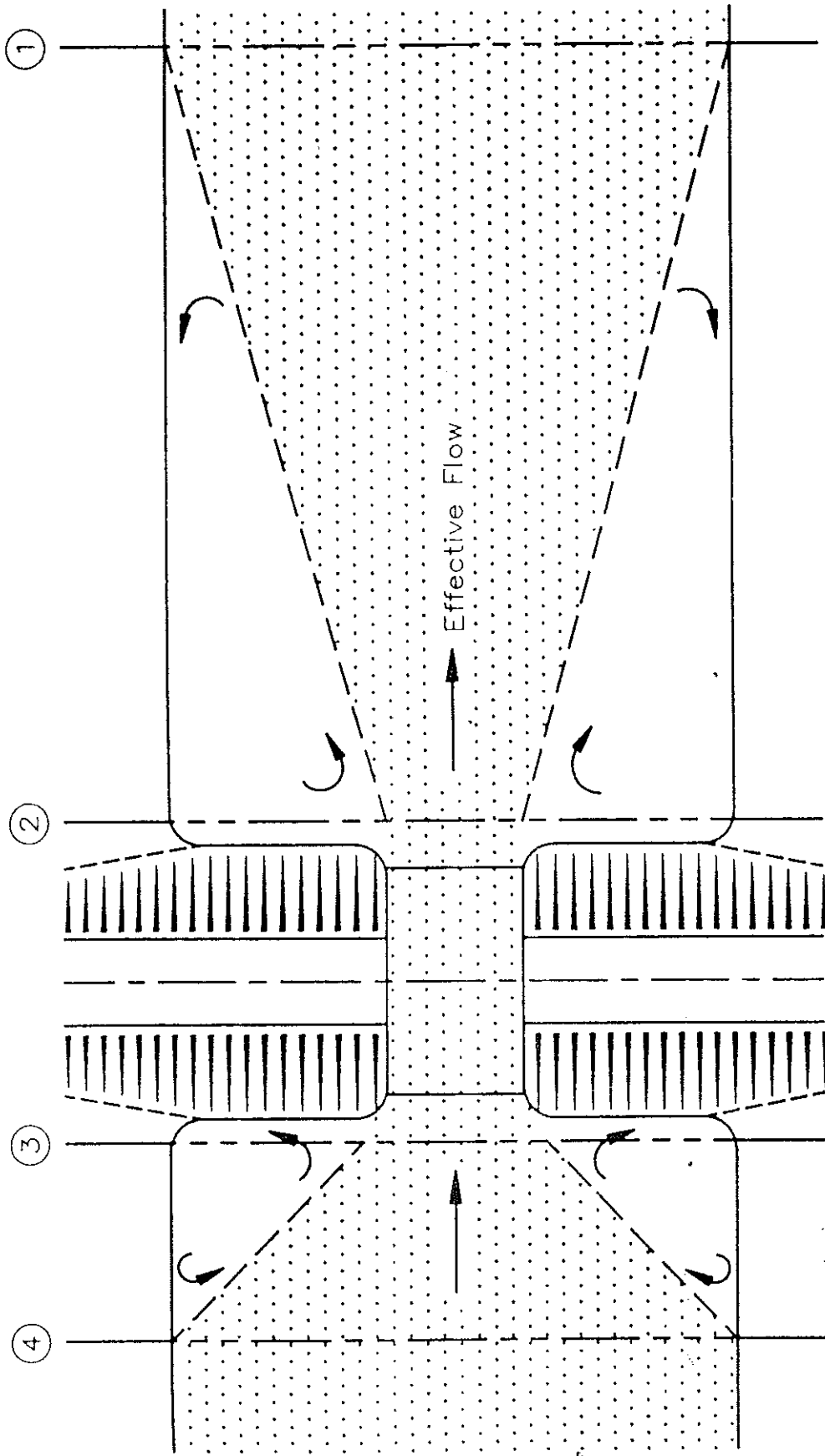


Fig 10.12 Cross-section layout for the special-bridge method.

- Sección 2. Se localiza de 0.3 a 0.6 metros aguas abajo del puente. Debe representar el área efectiva de flujo, o sea el área perpendicular a la velocidad de flujo y dirigida aguas abajo. Las pérdidas de expansión producidas entre las secciones 1 y 2 se calculan por el método del paso standard.

- Sección 3. Se ubica de 0.3 a 0.6 metros aguas arriba del puente. Las pérdidas entre las secciones 2 y 3 se calculan por medio del método del puente normal o del puente especial.

- Sección 4. Se localiza aguas arriba del puente, en el cual las líneas de flujo sean aproximadamente paralelas y la totalidad del área de la sección transversal sea efectiva, o sea, que la velocidad sea normal al área de la sección transversal. Dado que la contracción del flujo toma una distancia mucho menor que al expansión, la sección 4 se localiza aproximadamente a una distancia igual a la longitud de la obstrucción de los estribos AB o CD. Las pérdidas de contracción producidas entre las secciones 3 y 4 se calculan por método del paso standard.

10.4.2 Opción de área efectiva

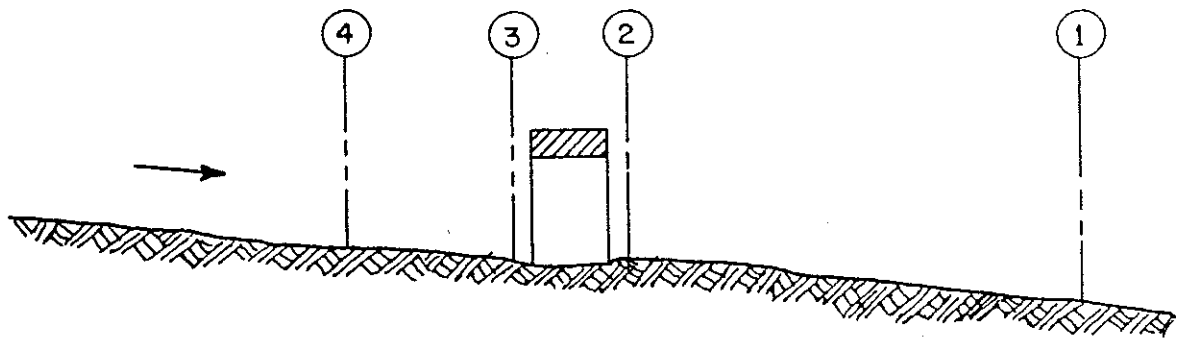
Un aspecto importante en la modelación de puentes es la definición del área efectiva de las secciones 2 y 3. En la fig 10.12 se muestra la zona de flujo efectivo. Por la tanto, en las secciones 2 y 3, las áreas de flujo inefectivo, a lo largo de los estribos AB y CD, deben ser eliminados para flujo bajo y flujo a presión.

La eliminación del las áreas inefectivas se puede lograr de dos maneras:

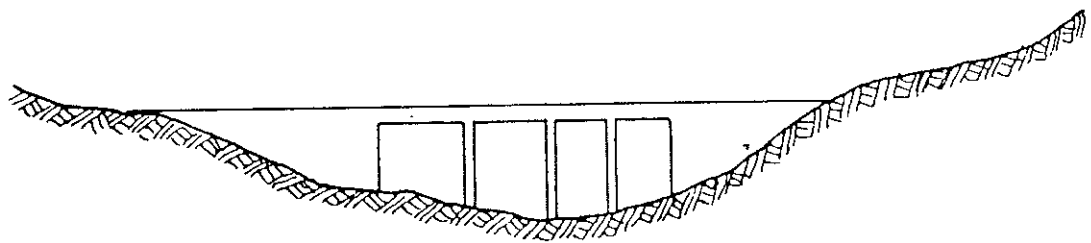
- Definiendo las secciones 2 y 3 de modo que incorporen solamente las áreas efectivas, tal como se muestra en la parte C de la fig 10.13.

- Usando el perfil natural del terreno en conjunto con la opción de área efectiva que elimina el área inefectiva.

La opción de área efectiva se acciona utilizando la tarjeta X3, campo 1, variable IEARA = 10. De esta manera todo el flujo es mantenido dentro del canal principal hasta que el nivel del agua supere alguna de las elevaciones de los bancos izquierdo o derecho. El programa permite modificar las elevaciones de los bancos izquierdo y derecho por medio de tarjeta X3, campos 8 y 9, variables ELLEA y ELREA. Si estos valore no son introducidos, se utilizan las elevaciones de los bancos especificadas en las tarjetas GR.



A. Channel Profile and Section Locations



B. Bridge Cross Section on Natural Floodway



C. Portion of Cross Sections 2 & 3 Effective for Low Flow and Pressure Flow

Fig 10.13
Cross Sections Near Bridges

Las estaciones de los bancos izquierdo y derecho deben ubicarse en función de la geometría de los estribos del puente. Las elevaciones ELLEA y ELREA deben corresponder a la elevación para la cual se inicia el flujo tipo vertedero. Para la sección 2, ubicada aguas abajo del puente, no se conoce la elevación del agua en el momento del inicio del flujo tipo vertedero (fig 10.3). Por este motivo se debe hacer una estimación, normalmente se toma como el promedio de las elevaciones del tope del puente y la cuerda baja (ELTRD y ELLC). Naturalmente, en la sección 3, se utiliza la elevación mínima del tope del puente para indicar la elevación de inicio del flujo tipo vertedero, en la opción del área efectiva.

10.4.3 Selección del método

10.4.3.1 Método del puente normal

Este método se recomienda cuando las pérdidas de carga son básicamente de fricción externa, o sea, por fricción con las paredes que delimitan el perímetro mojado, o sea, para flujo uniforme o gradualmente uniforme. Se mencionan algunos casos:

- Alcantarillas largas con flujo bajo, sin pilas. Se pueden tomar varias secciones para modelar cambios geométricos.

- En puentes en los que las estructuras asociadas constituyen una obstrucción pequeña al flujo, manteniéndose un flujo gradualmente variado.

- En casos en que la sección del puente no pueda razonablemente ser aproximada por un trapecio.

10.4.3.2 Método del puente especial

Se aplica para flujo rápidamente variado, en el que las pérdidas internas, por desprendimiento de la capa límite, son predominantes. Si se presenta la profundidad crítica en el puente, solo se puede utilizar el método del puente especial. Se identifican los siguientes casos:

- Flujo bajo con pilas
- Flujo a presión, incluso en alcantarillas largas
- Flujo tipo vertedero
- Combinación de flujo a presión o flujo bajo con flujo tipo vertedero.

10.5 Coeficiente de pérdidas

10.5.1 Coeficientes de contracción y expansión

Se recomiendan los siguientes coeficientes de pérdidas de contracción y expansión, leídos en la tarjeta NC:

Tipo de transición	Contracción	Expansión
- Transición gradual	0.1	0.3
- Sección de puentes	0.3	0.5
- Transición abrupta	0.6	0.8

10.5.2 Coeficientes de pilas XK:

Tabla 10.1

10.5.3 Coeficiente de orificio XKOR

En ausencia de datos de calibración se recomienda usar:

$$XKOR = 1.56$$

10.5.4 Coeficiente de vertedero COFQ

Se recomiendan valores que oscilan entre 1.39 y 1.72 en el sistema métrico.

10.6 Ejemplo de puente especial

Para simplificar el problema se supone que todas las secciones transversales son iguales y la pendiente del río es nula (fig 10.14).

10.6.1 Sección 1

Esta sección se escoge 500 metros aguas arriba del puente, ya que la obstrucción media del estribo es del orden de los 125 metros. El estacionamiento de los bancos izquierdo y derecho se escogen teniendo en cuenta la geometría de la estructura. En este caso esas estaciones se ubican a 400 y 550 metros respectivamente.

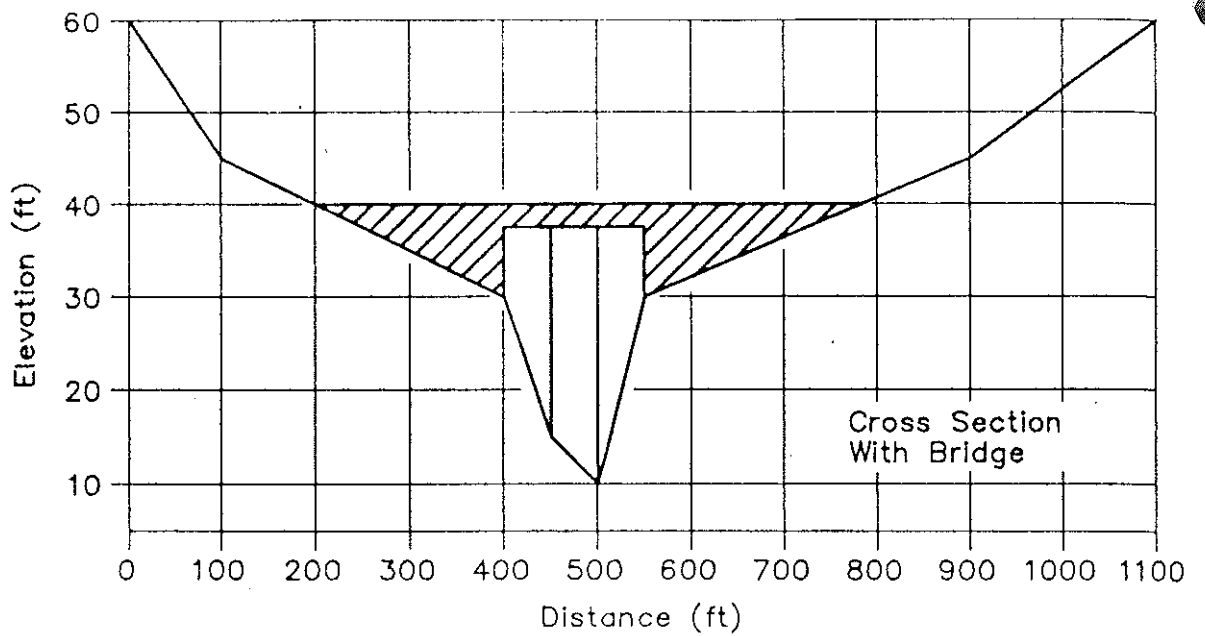
10.6.2 Sección 2

La geometría de la sección se repite utilizando la tarjeta X1, campo 2, variable NUMST = 0.

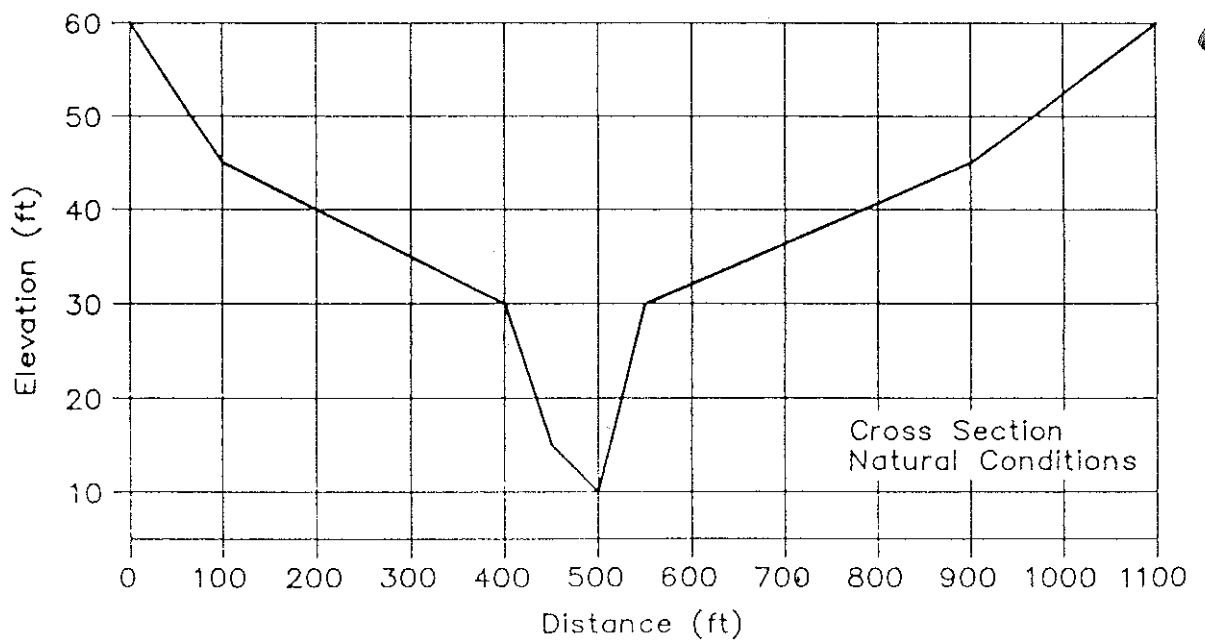
Se usa la opción de área efectiva con X3. Dado que el nivel del agua, aguas abajo del puente, para el cual se produciría flujo tipo vertedero es menor que el nivel del tope del puente ELTRD=40 m., se usa ELLEA=ELREA=38 metros.

Table 10.1 Pier Shape Coefficients

Pier shape	K
Square nose and tail	1.25
90° triangular nose and tail	1.05
Twin-cylinder piers without diaphragm	1.05
Twin-cylinder piers with connecting diaphragm	0.95
Semicircular nose and tail	0.90



(b)



(a)

Fig 10.14 Cross sections for the special-bridge example problem.

La aproximación del área de la abertura del puente por medio de un trapecio, debe ser tal que las curvas de elevación del agua contra área sean lo más cercanas posible.

La información del puente especial (fig 10.9), tarjeta SB, se ubica en esta sección. Consta de la siguientes variables (fig 10.15):

- XK=1.05. Campo 1. Coeficiente para flujo bajo. Para un puente sin pilas se usa un valor de cero.
- XKOR=1.5. Campo 2. Coeficiente par flujo a presión.
- COFQ=1.45. Campo 3. Coeficiente de vertedero.
- BWC=60 m. Campo 5. Ancho del trapecio equivalente
- BWP=4 m. Campo 6. Ancho total de obstrucciones. En este caso se trata de dos columnas de 2 m cada una.
- BAREA=2700 m². Campo 7. Area neta de la abertura del puente (excluida el área de las pilas).
- SS=2. Campo 8. Talud lateral del trapecio.
- ELCHU=12.5 m. Campo 9. Elevación del fondo del trapecio en el lado aguas arriba del puente.
- ELCHD=12.5 m. Campo 10. Elevación del fondo del trapecio en el lado aguas abajo del puente.

10.6.3 Sección 3

En esta sección se emplea la tarjeta X2, con las siguientes variables:

- IBRID=1. Campo 3. Indica que se usa el método del puente especial.
- ELLC=37 m. Campo 4. Esta es la elevación máxima de la cuerda baja del puente, y se utiliza para verificar si se presenta flujo a presión.
- ELTRD=40 m. Campo 5. Esta es la elevacion mínima del tope del puente, y se emplea para definir si se presenta flujo tipo vertedero.

Se introduce de nuevo en esta sección la opción de área efectiva. Esta vez las variables ELLEA y ELREA toman el valor mínimo del tope del puente, que sería la elevación para la cual se inicia el flujo tipo vertedero.

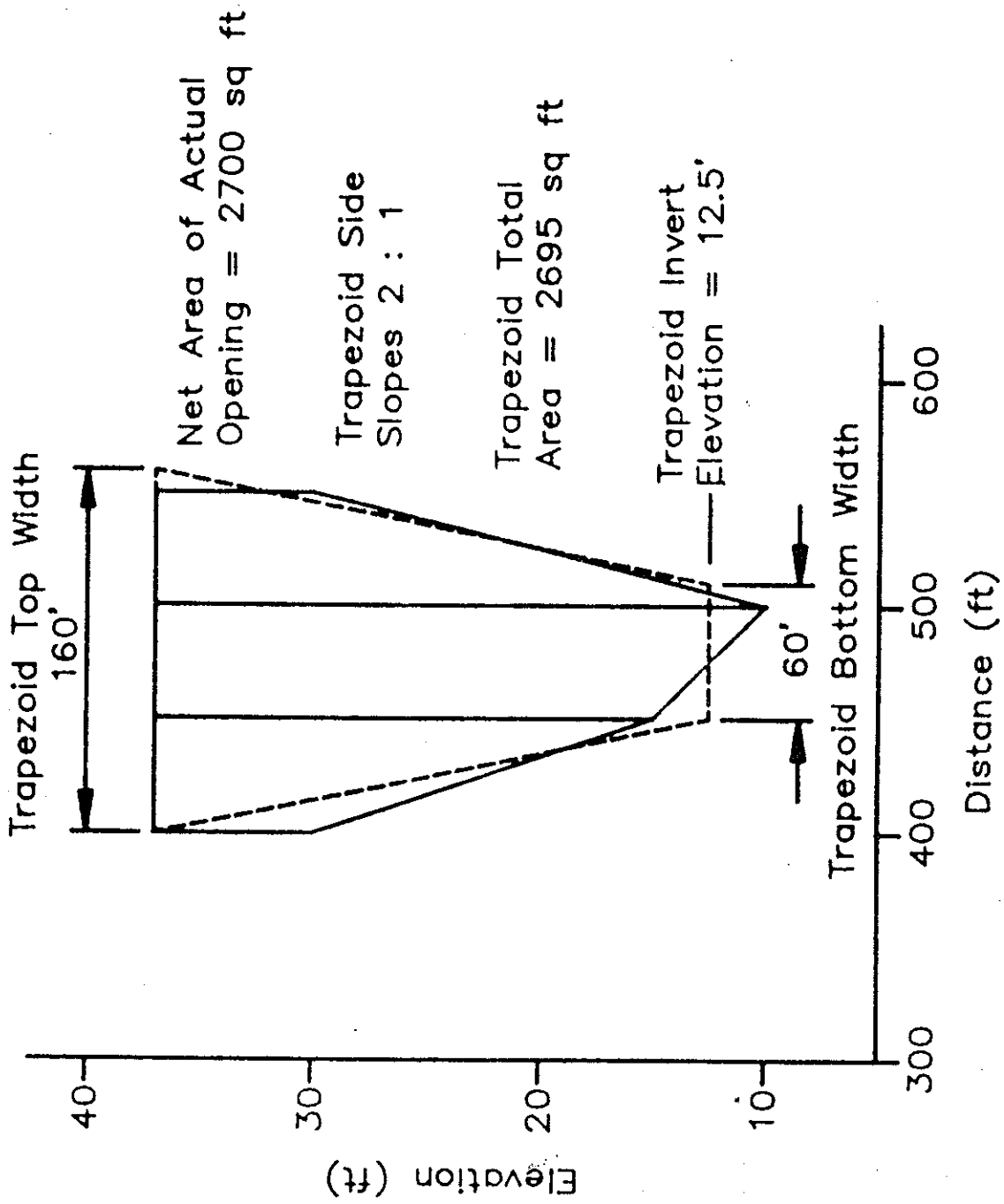


Fig 10.15 Definition of an approximate trapezoidal opening for the special-bridge computation.

A continuación se requiere la tarjeta BT, que es una tabla de las coordenadas de los puntos que definen la geometría del puente. En el caso de puente especial con pilas, no se requiere los valores de la cuerda baja y las estaciones del BT no tienen que coincidir con las estaciones de GR. Sin embargo, si el puente especial no tiene pilas, el caso de flujo bajo se calcula por el método de puente normal, de modo que en el BT debe incorporarse los valores de la cuerda baja y las estaciones del BT deben coincidir con las del GR.

10.6.4 Sección 4

Esta sección cierra el tramo de influencia del puente. Antes de introducir la siguiente sección aguas abajo de la sección 4, debe modificarse los valores de coeficientes de pérdidas de contracción y expansión, con la tarjeta NC.

En el archivo P1C10.DAT, se modela el puente descrito anteriormente.

10.7 Ejemplo de puente normal

En el caso de puente normal se requiere la introducción de 6 secciones transversales (fig 10.16). Las secciones del ejemplo se muestran en la fig 10.17.

10.7.1 Secciones 1 y 2

Igual que para las secciones 1 y 2 del puente especial. La sección 2 se ubica de 0.3 a 3 metros de la cara del puente. Dado que los coeficientes de contracción y expansión se incrementan en el tramo del río afectado hidráulicamente por el puente, antes de introducir la tarjeta X1 de la primera sección, debe digitalizarse una tarjeta NC.

La sección 2, debe definir el área efectiva un poco abajo de la salida de la estructura del puente. Por ese motivo se modifica la tarjeta GR, de modo que se describa la mitad inferior del círculo de la alcantarilla. Las estaciones de los bancos izquierdo y derecho de la sección 1, deben modificarse para coincidir con los lados izquierdo y derecho de la alcantarilla. La tarjeta X3, indica la proyección vertical de la altura de las estaciones de los bancos izquierdo y derecho, hasta una altura de 29.5 m., ligeramente inferior a la altura del tope del puente, que es de 30 m. La diferencia de altura del agua aguas arriba y aguas abajo del puente, en el momento de inminente aparición de flujo tipo vertedero, se debe a las pérdidas de carga en el puente, lo cual no es conocido de antemano. En consecuencia se supone un valor que debe andar en el orden de 0.3 a 0.6 metros.

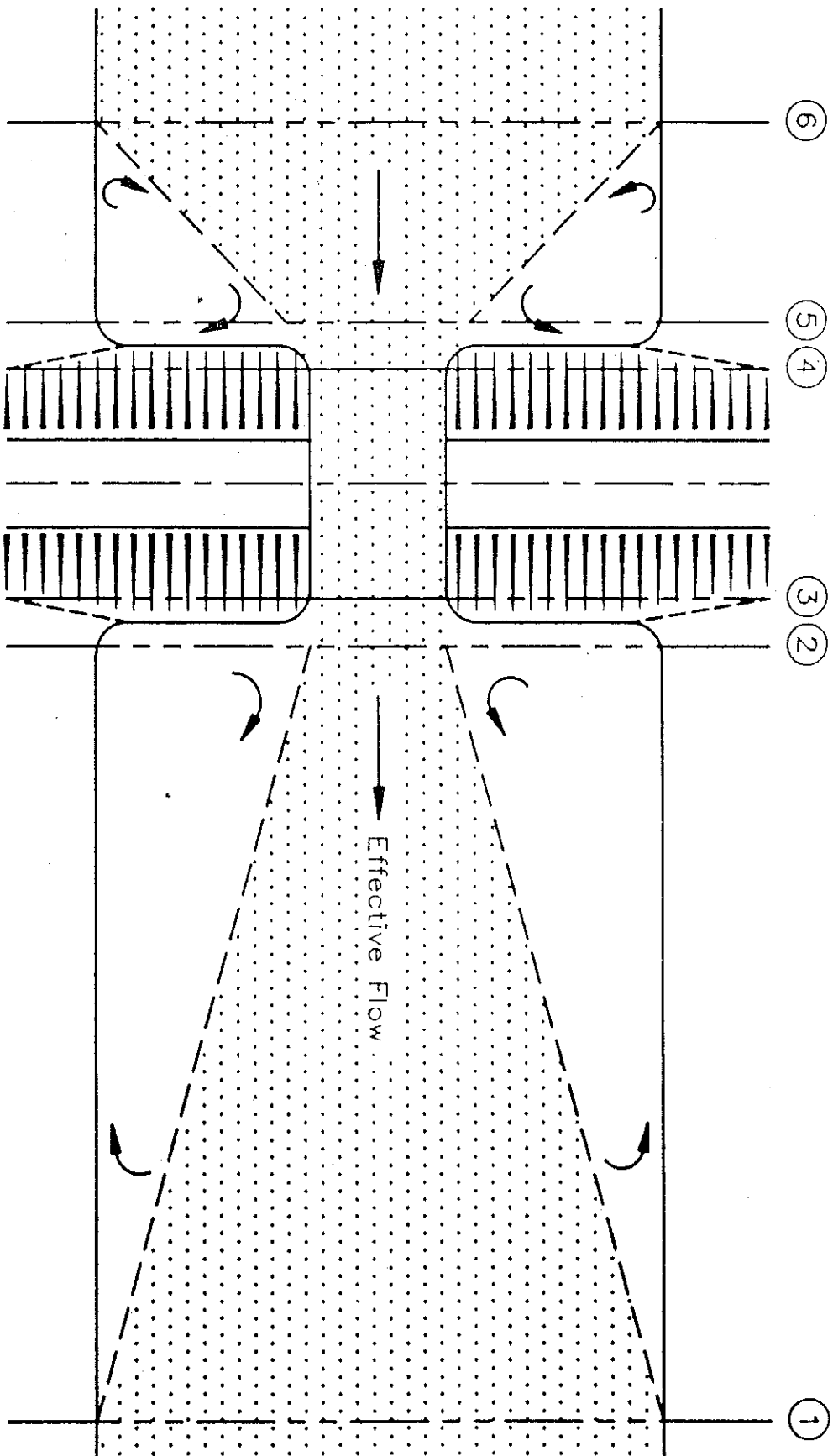


Fig 10.18 Cross-section layout for the normal-bridge method.

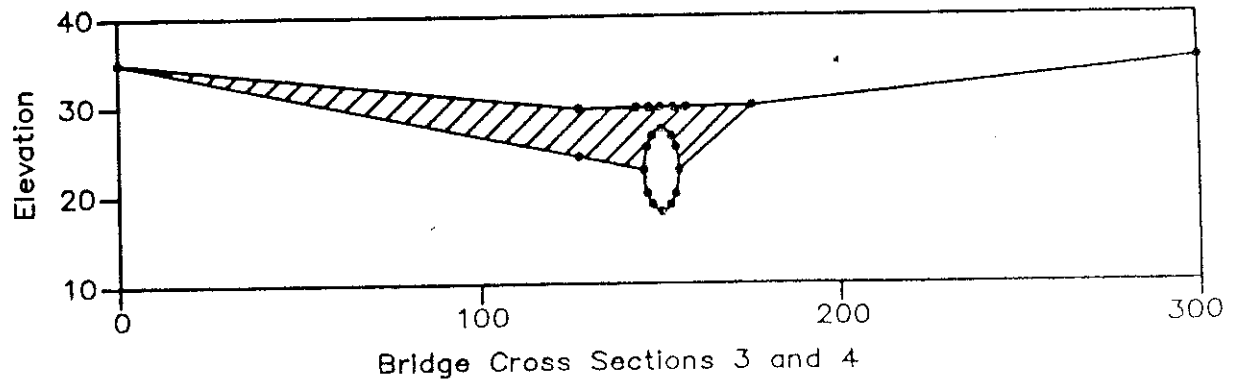
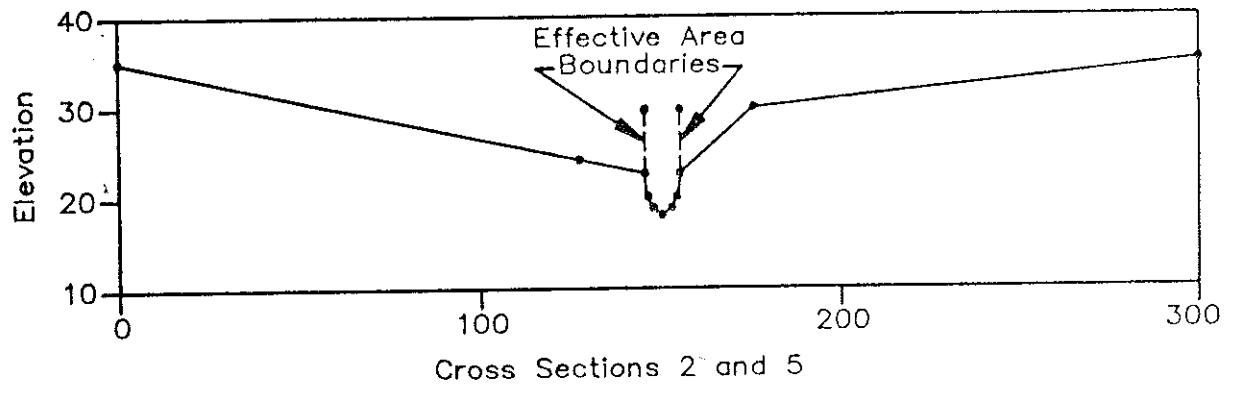
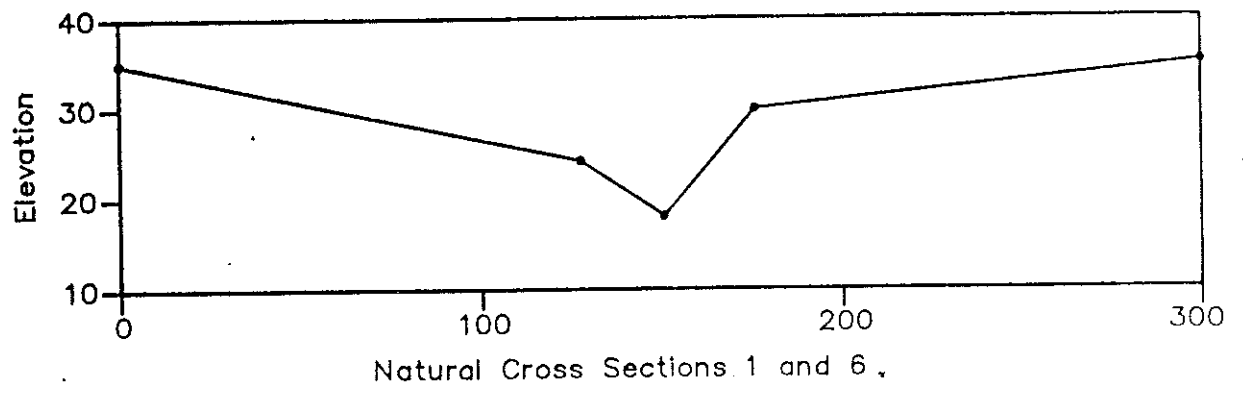
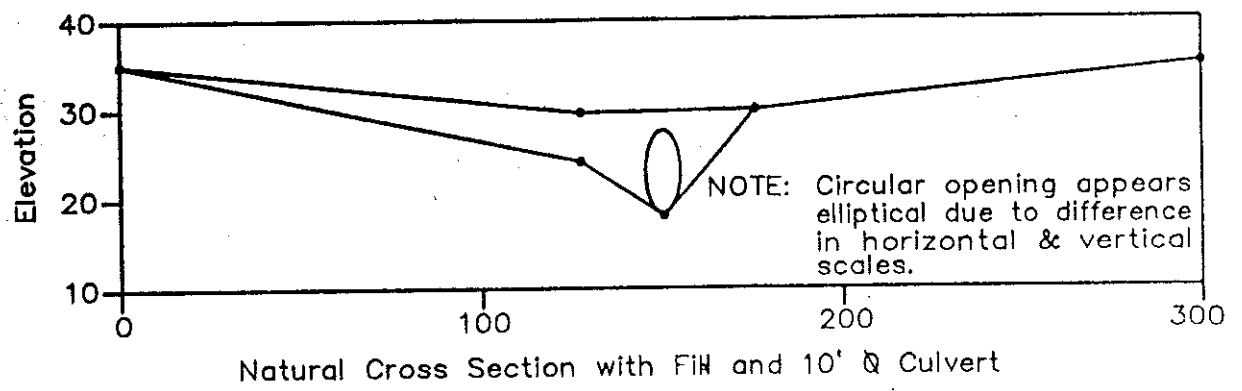


Fig 10.17 Six cross sections for the normal-bridge example problem.

10.7.2 Secciones 3 y 4

La sección 3 se coloca dentro del puente, en su extremo aguas abajo. La sección 4 se ubica dentro del puente, en su extremo aguas arriba. Estas secciones sirven para modelar la estructura del puente, en función de sus características geométricas y de rugosidad. En este tramo se calculan las pérdidas de energía utilizando la ecuación de Manning, por lo que debe considerarse un "n" adecuado. Si la longitud entre las secciones 3 y 4 es muy elevada, o se presentan cambios geométricos y de rugosidad, se puede hacer necesaria la introducción de secciones adicionales en el interior del puente.

Antes de la sección 3 se introduce, por medio de la tarjeta NC, una reducción en el "n" de Manning del canal principal. En este caso se repite la sección de la sección 2. El tope del puente o carretera y la cuerda baja del puente, se describen con la tarjeta BT. Las estaciones de la tarjeta BT deben coincidir con estaciones de la tarjeta GR, pero no es necesario introducir valores BT en cada estación GR. El objetivo de la tarjeta BT es definir el área de la estructura del puente, en este caso el área de relleno de la alcantarilla, que debe ser restada de la K (conveyance), y definir la configuración del tope y cuerda baja del puente. En la zona ocupada por los estribos, la elevación de la cuerda baja especificada por el BT debe coincidir con la elevación original del terreno especificada en GR.

En estas secciones se define la estructura del puente utilizando la tarjeta BT. Si la estructura es igual en las dos secciones, se usa la tarjeta X2, campo 7, variable REPBT=1.

10.7.3 Secciones 5 y 6

Igual que para las secciones 3 y 4 del método del puente especial. Antes de la tarjeta X1 de la sección 5, debe introducirse un incremento de la "n" de Manning, para lo cual se usa la tarjeta NC. La sección 5 incluye la opción de área efectiva por medio de la tarjeta X3, para una elevación igual a la elevación del tope del puente igual a 30 metros. En la sección 6 hay que redefinir la sección transversal con la tarjeta GR, dado que se regresa a un área efectiva total.

En el archivo P2C10.DAT se muestra un ejemplo de puente normal.

T1 ARCHIVO PC10.DAT 12-OCT-91
 T2 PERFIL DE LA SUPERFICIE DEL AGUA
 T3 PUENTE ESPECIAL

	1		32	
J1				
J2				
NC	0.08	0.08	0.04	0.3
QT	1	10000		
X1	1	8	400	550
GR	60	0	45	100
GR	30	550	45	900
X1	2		500	500
X3	10			
SB	1.05	1.5	1.45	60
X1	3		100	100
X2			1	37
X3	10			
BT	-6	0	60	100
BT		780	40	90150
EJ				
ER				
			40	40
			200	40
			1100	60
			150	
			4150	
			45	
			2700	
			100	
			2	
			38	
			10	
			450	
			15	
			400	
			1100	
			500	
			500	
			30	
			60	
			60	
			400	
			400	
			15	
			450	
			10	
			500	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
			12.5	
			38	
			2	
			12.5	
			40	
			40	
			60	
			1100	
			200	
			40	
			40	
		</		

ANEXO F
TALLER HEC-2 EN PURIRES

PROYECTO: Rehabilitación y rectificación del Río Purires

SECTOR: Aguas arriba y aguas abajo del Puente entre Tejar y Tobosi.

OBJETIVO: Crear los archivos de entrada/ salida para la modelación hidráulica con HEC-2 del perfil natural.

DATOS DE ENTRADA:

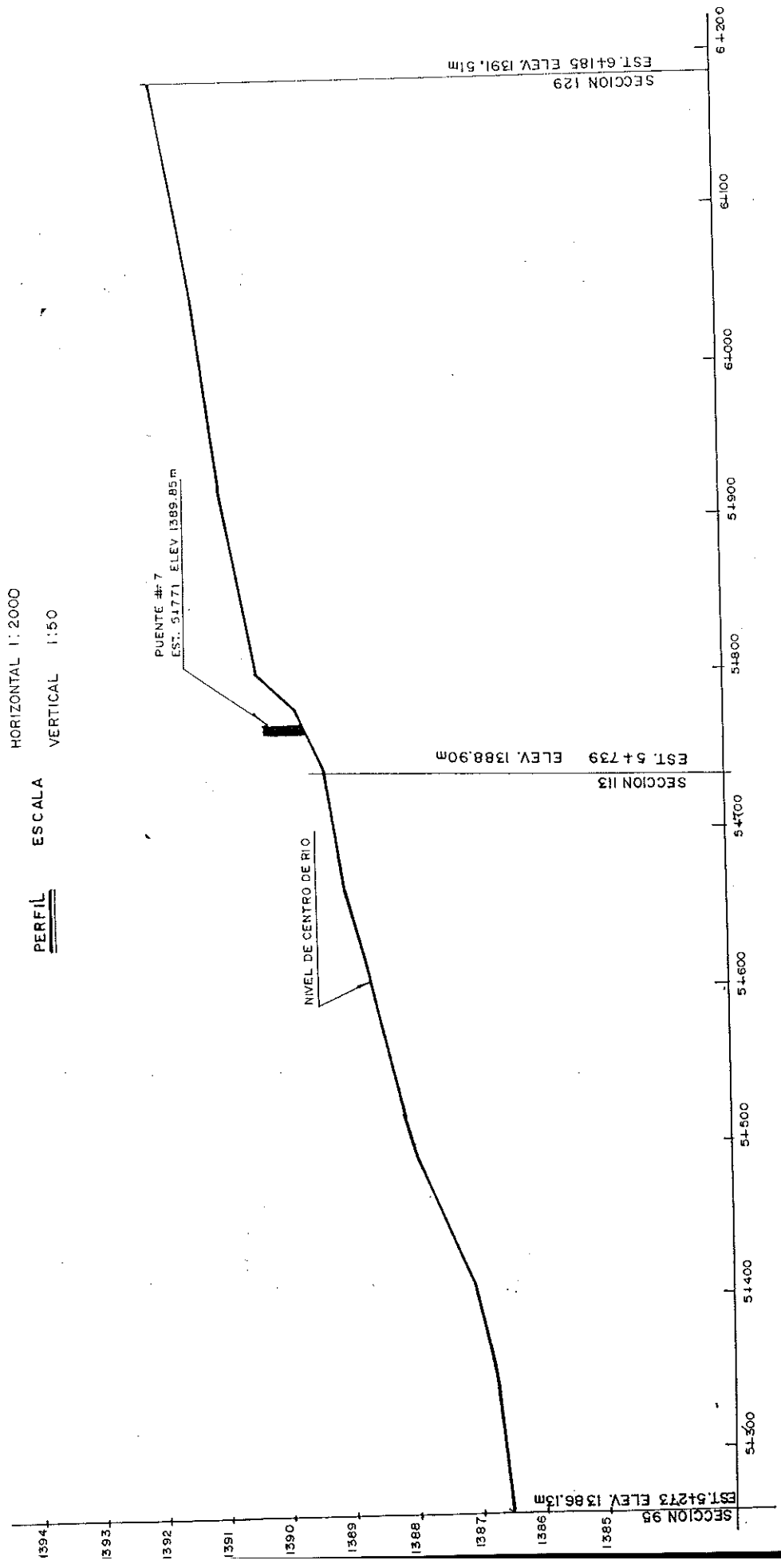
Caudal= 55 m³/s
 Elevación inicial del agua= 1388.54 m (sección S95)
 "n" Manning en márgenes= 0.06
 "n" Manning en canal principal= 0.045

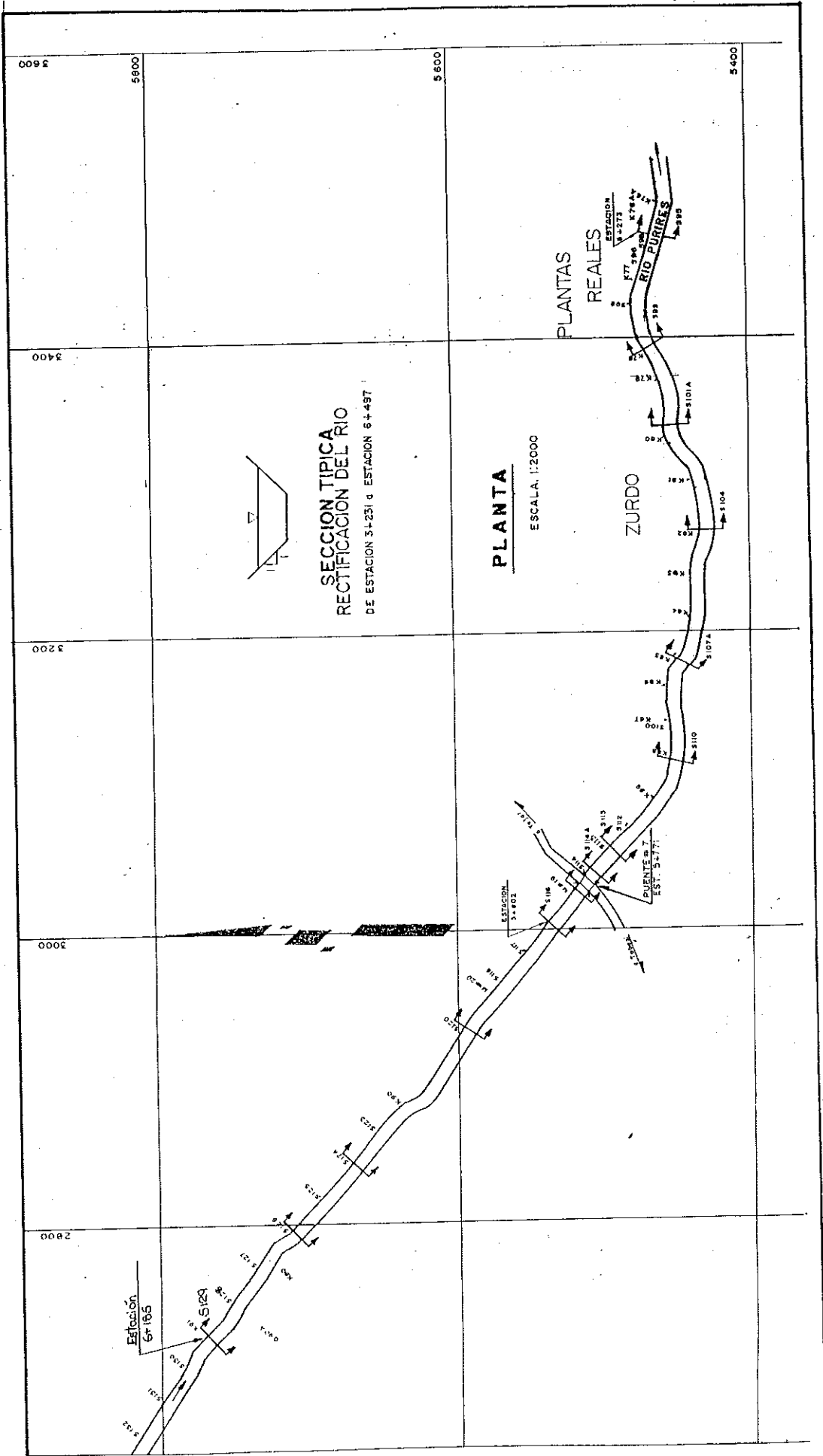
Secciones a considerar:

SECCION	NUMERO	ESTACION	ELEVACION
S 95	590	5 + 273	1386.13
S 99	600	5 + 353	1386.36
S 101 A	610	5 + 413	1386.71
S 104	620	5 + 493	1387.57
S 107 A	630	5 + 583	1388.07
S 110	640	5 + 663	1388.61
S 113	650	5 + 739	1388.90
S 114 A	660	5 + 759	1389.11
PUENTE	664	5 + 771	1389.85
S.M #19	680	5 + 779	1389.32
S 116	690	5 + 802	1389.94
S 120	700	5 + 897	1390.39
S 124	710	6 + 013	1390.80
S 126	720	6 + 086	1391.07
S 129	730	6 + 185	1391.51

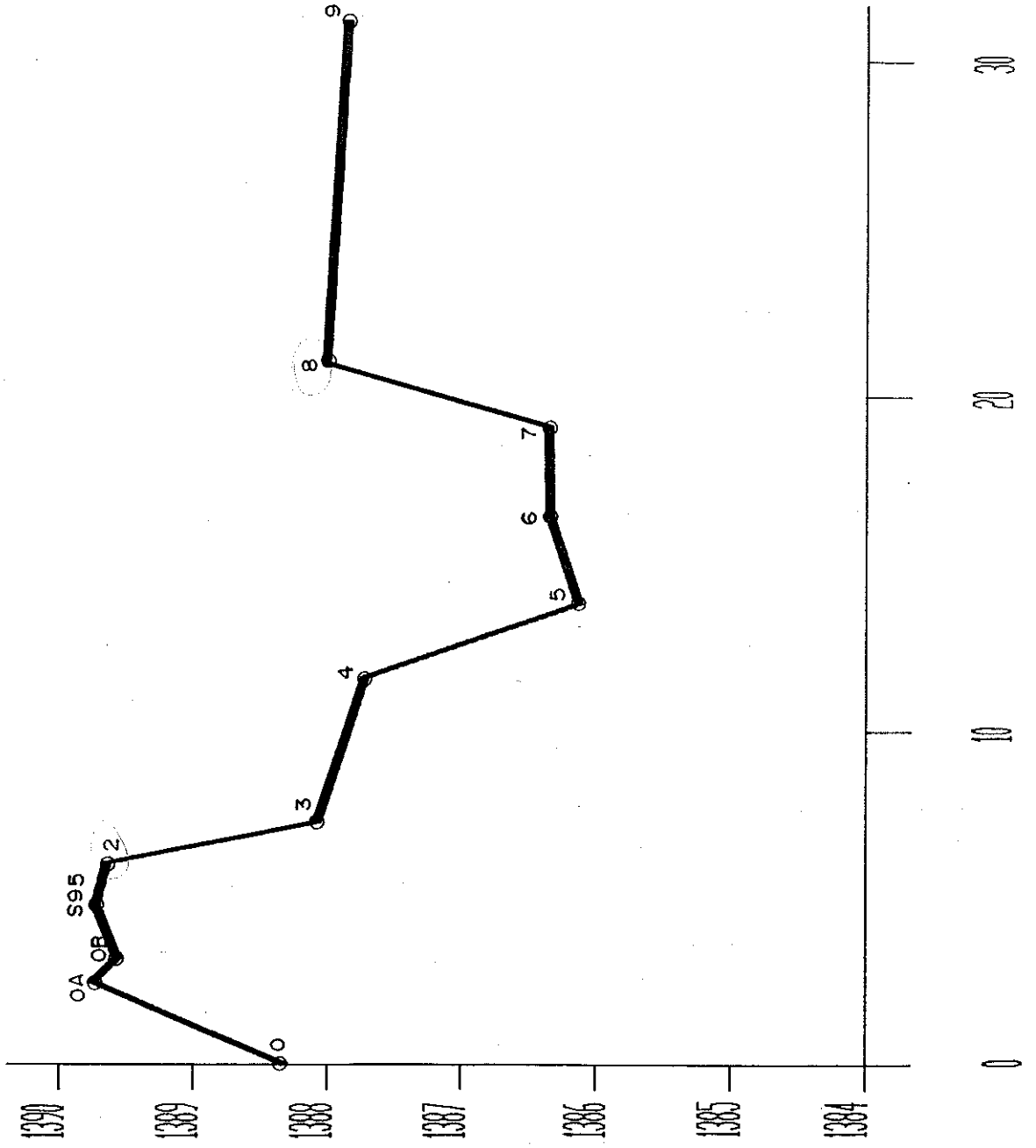
HORIZONTAL 1:2000
VERTICAL 1:50

PERFIL ESCALA

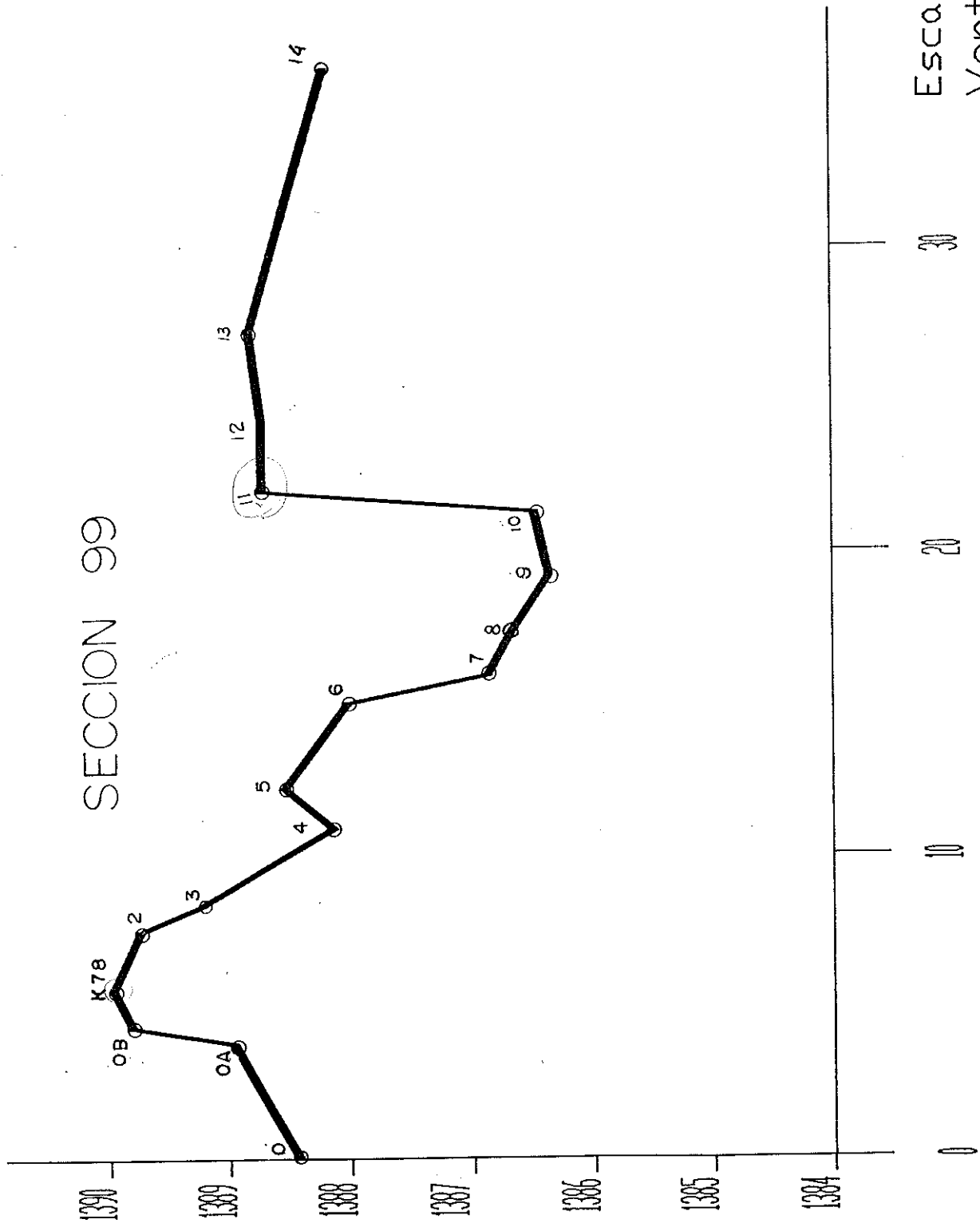




SECCION 95

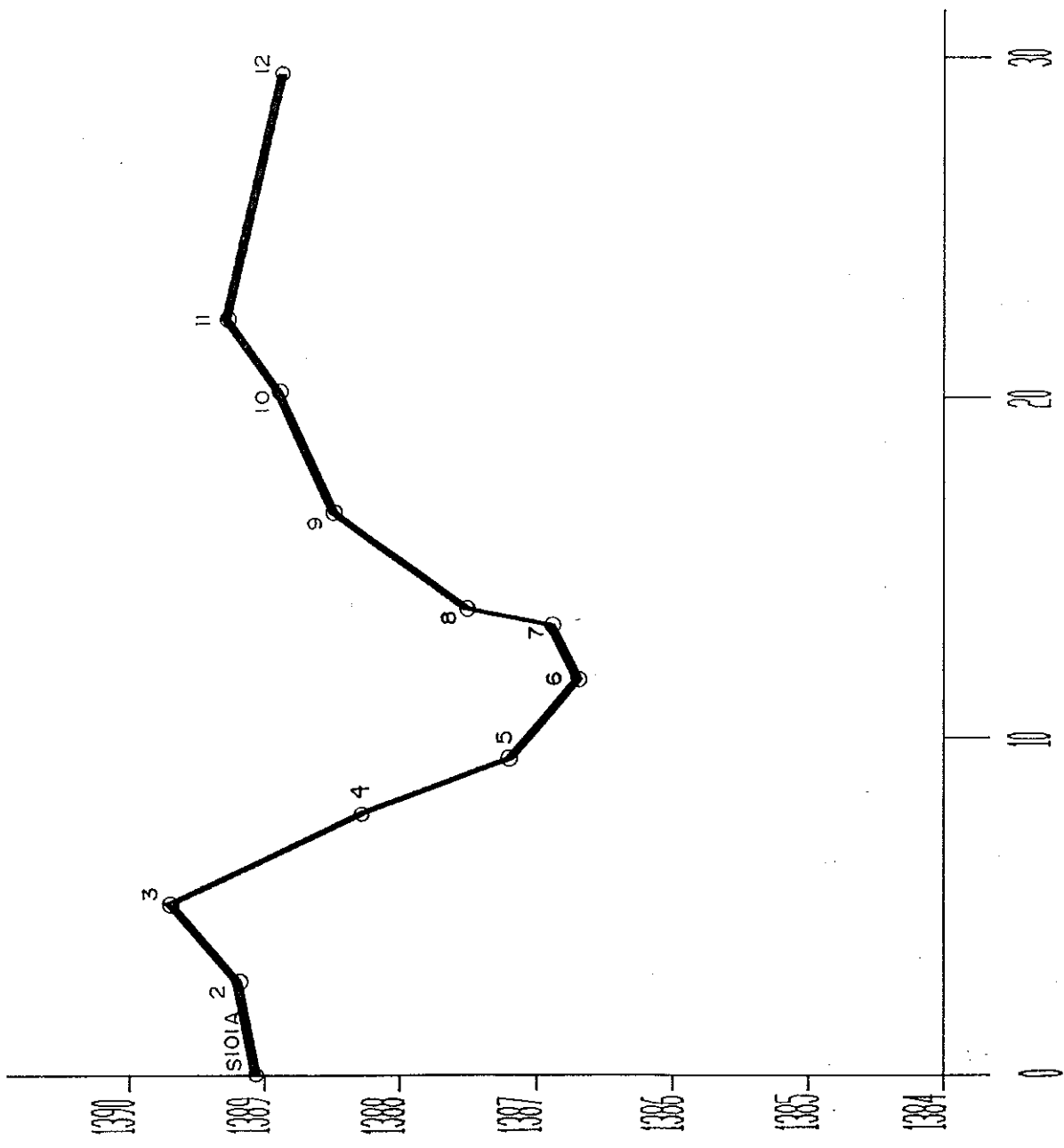


SECCION 99



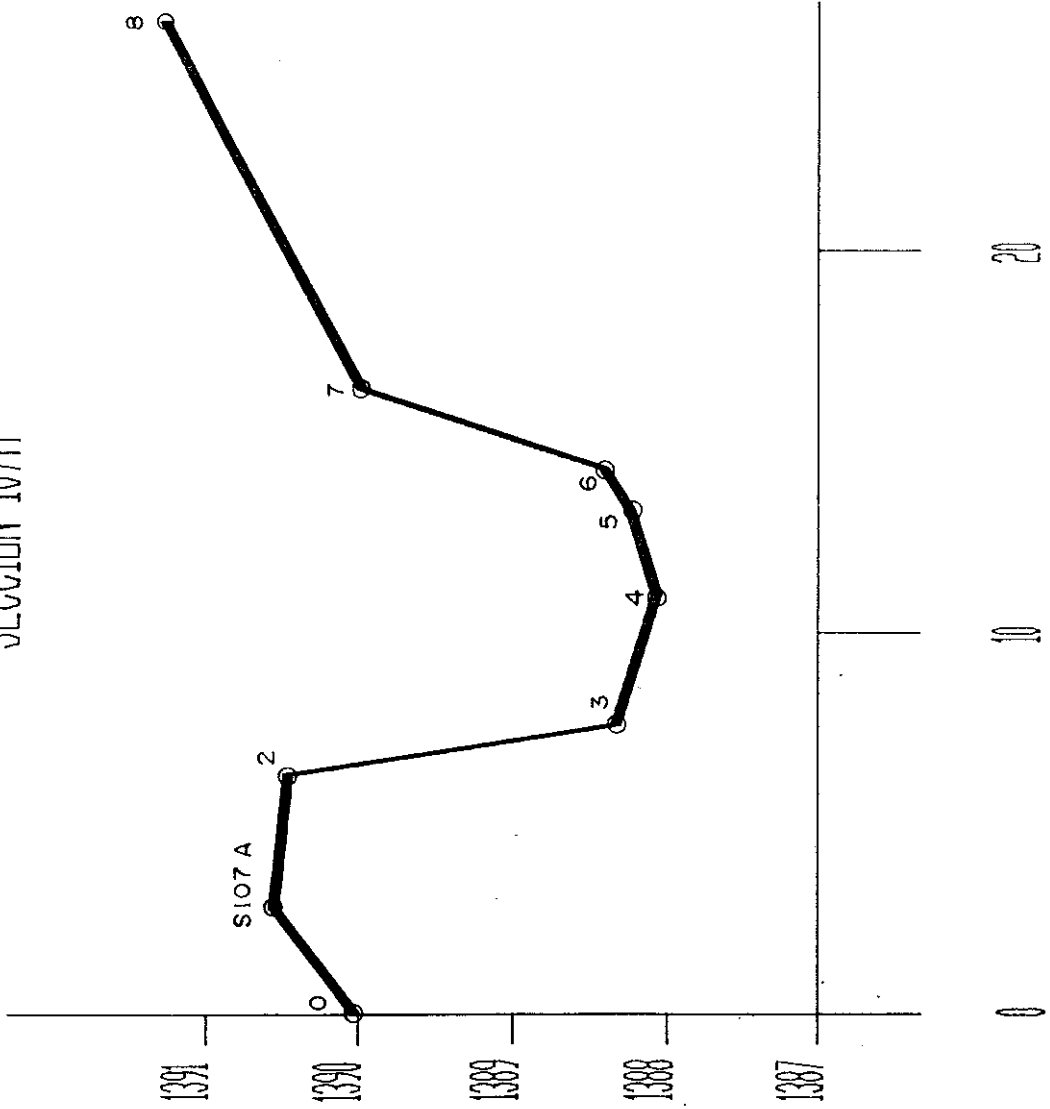
Escala.
Vertical 1:50
Horizontal 1:200

SECCION 101A



Escala.
Vertical 1:50
Horizontal 1:200

SECCION 107A



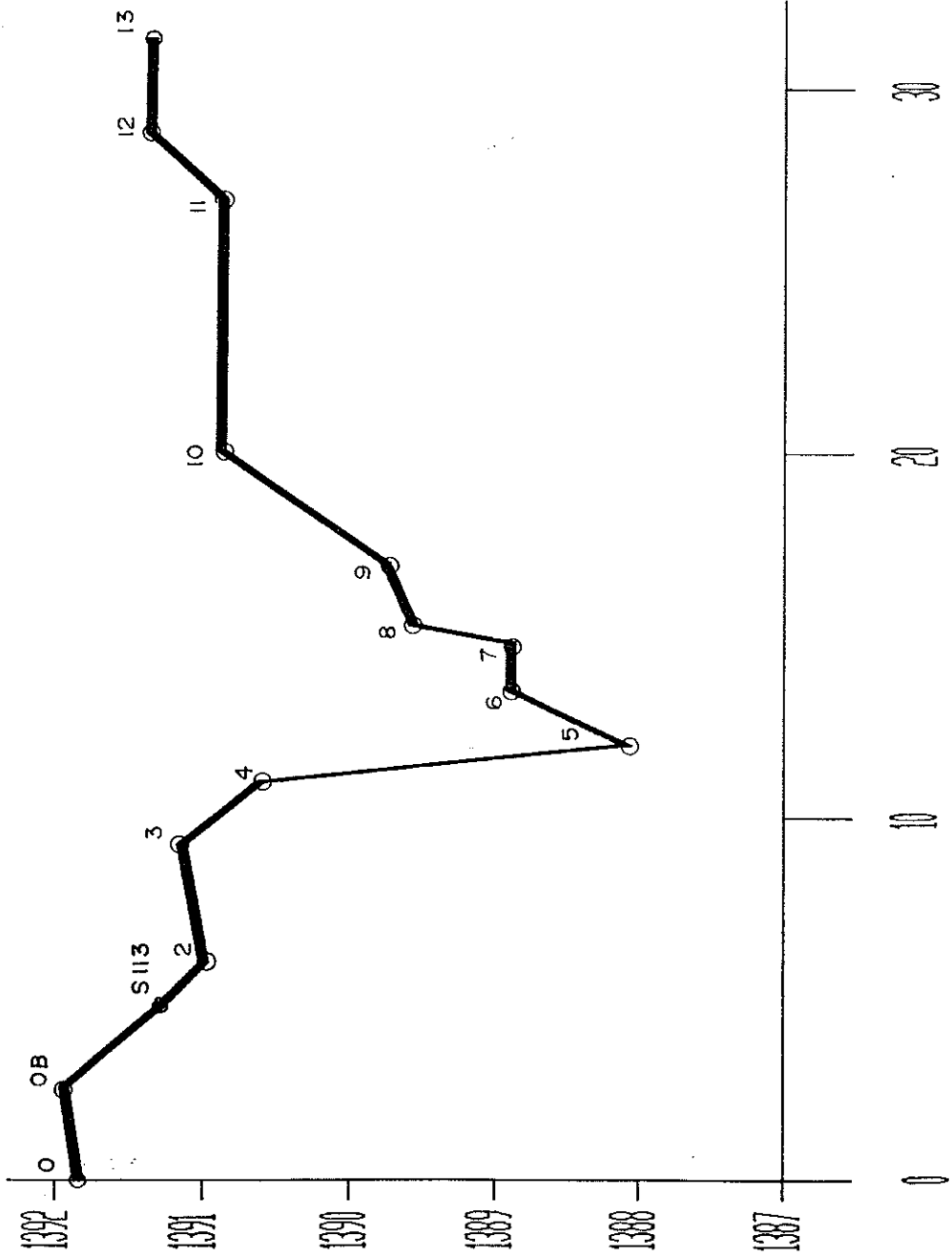
Escala,
Vertical 1:50
Horizontal 1:200

SECCION 110



Escala.
Vertical 1:50
Horizontal 1:200

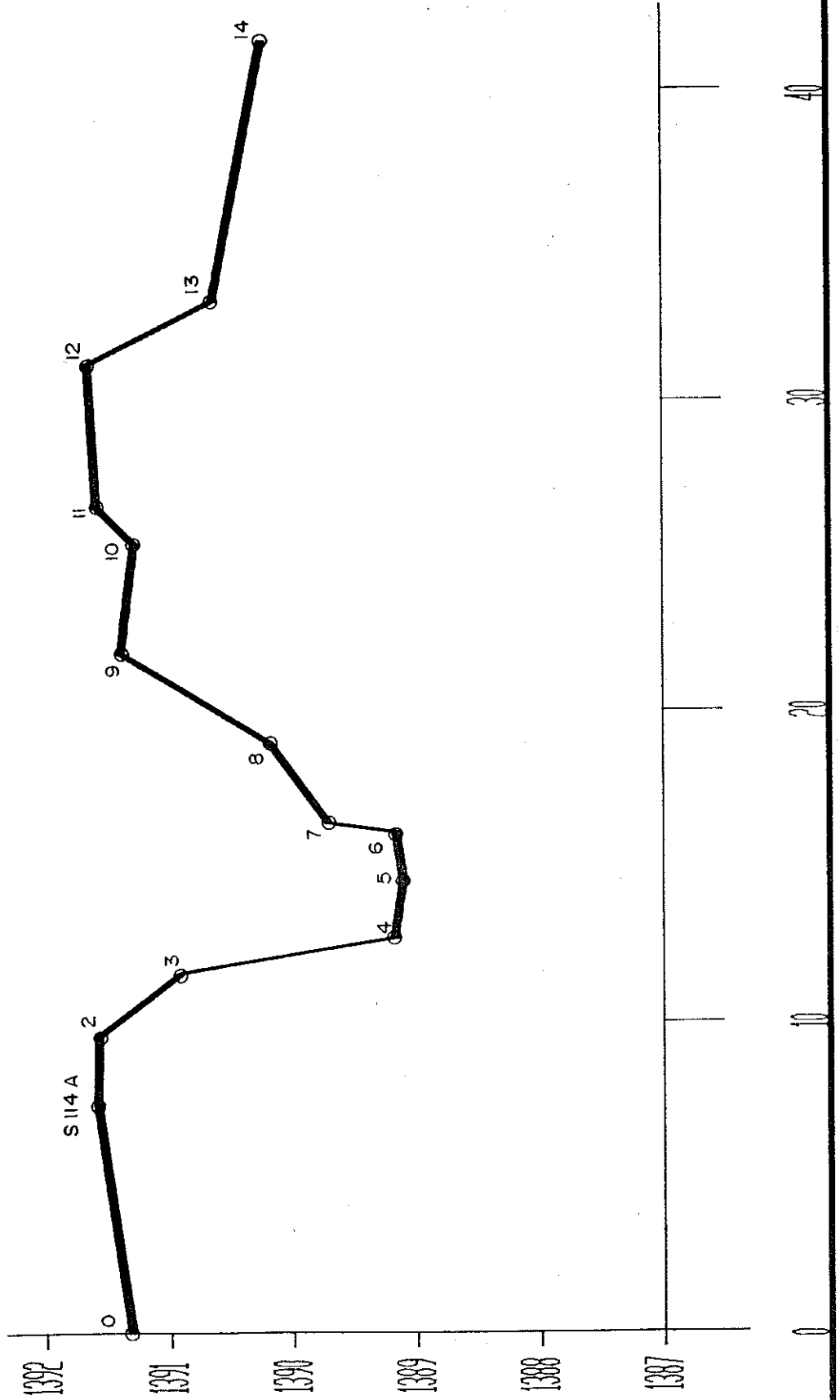
SECCION 113



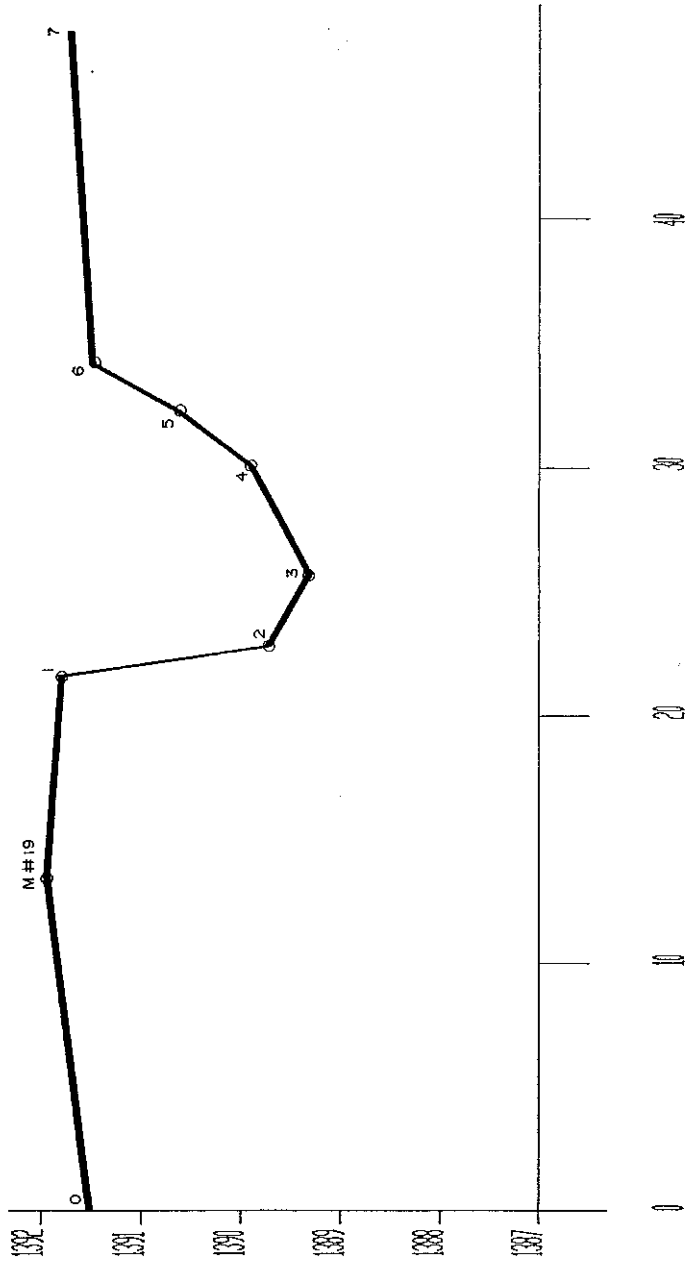
Escala,
Vertical 1:50
Horizontal 1:200

SECTION 114A

Escala,
Vertical 1:50
Horizontal 1:200

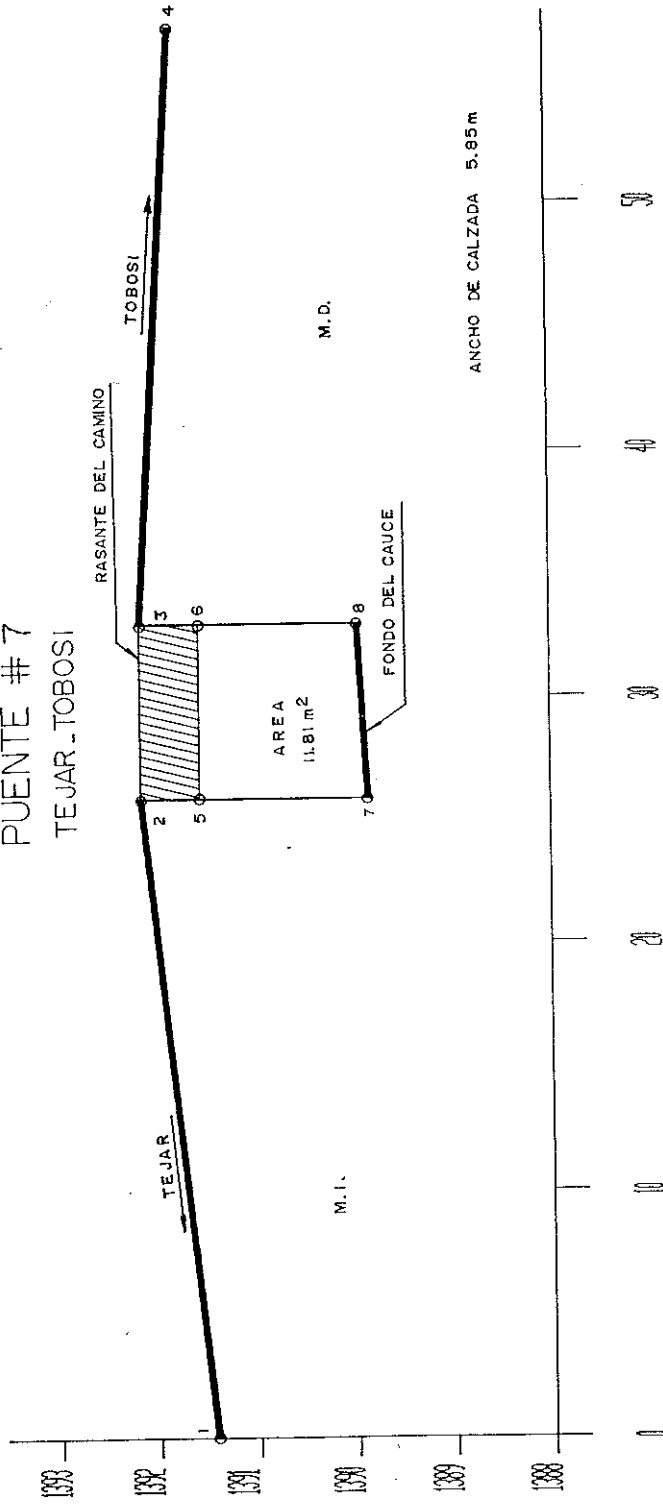


SECTION #19



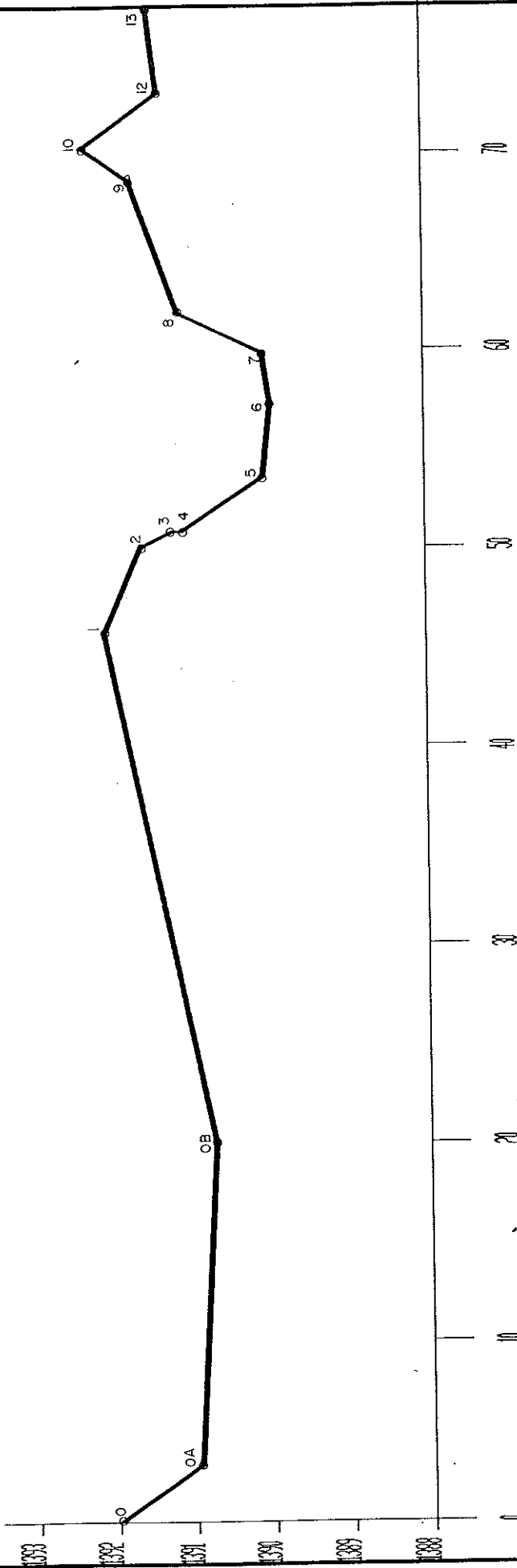
Escala.
Vertical 1:50
Horizontal 1:200

PUENTE # 7 TEJAR_TOBOSI



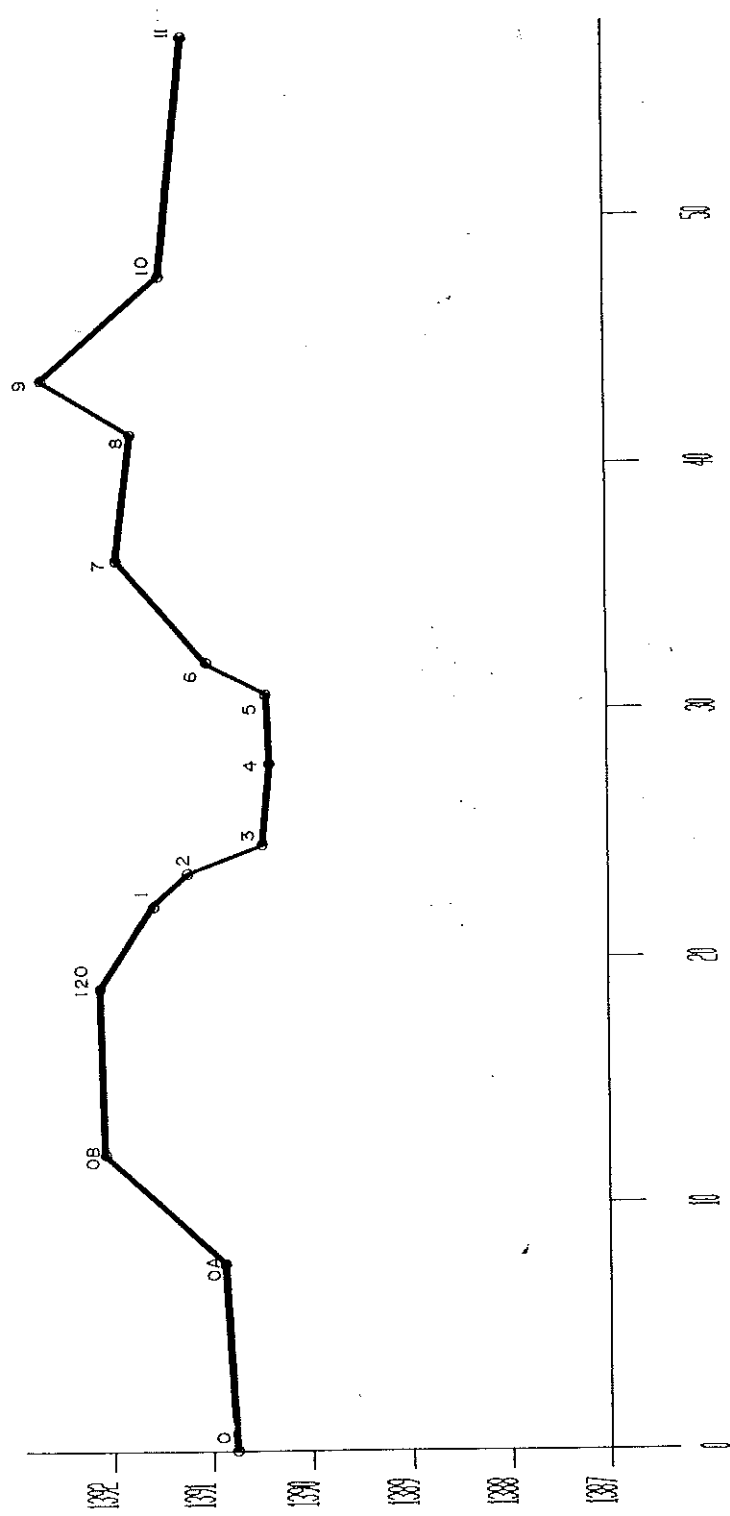
Escala,
 Vertical 1:50
 Horizontal 1:200

SECCION 116



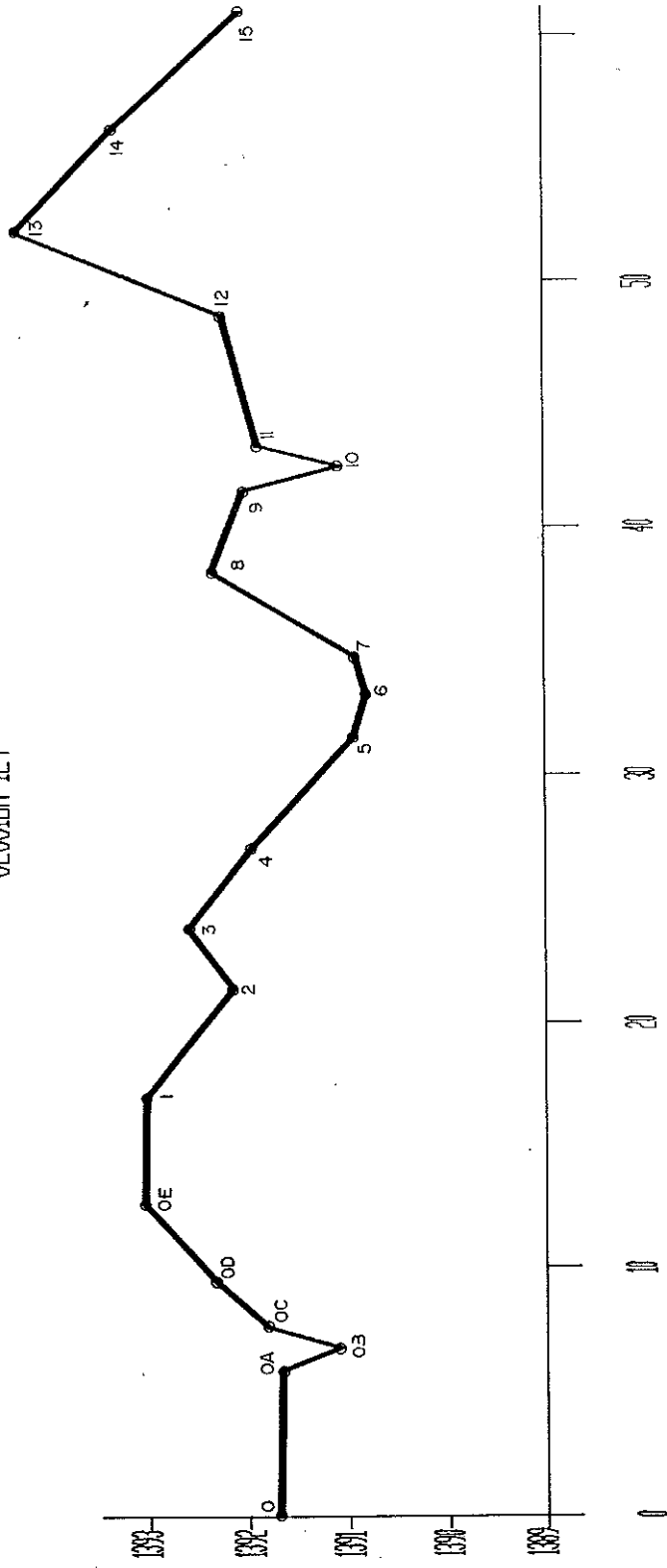
Escala:
Vertical 1:50
Horizontal 1:200

SECTION 120



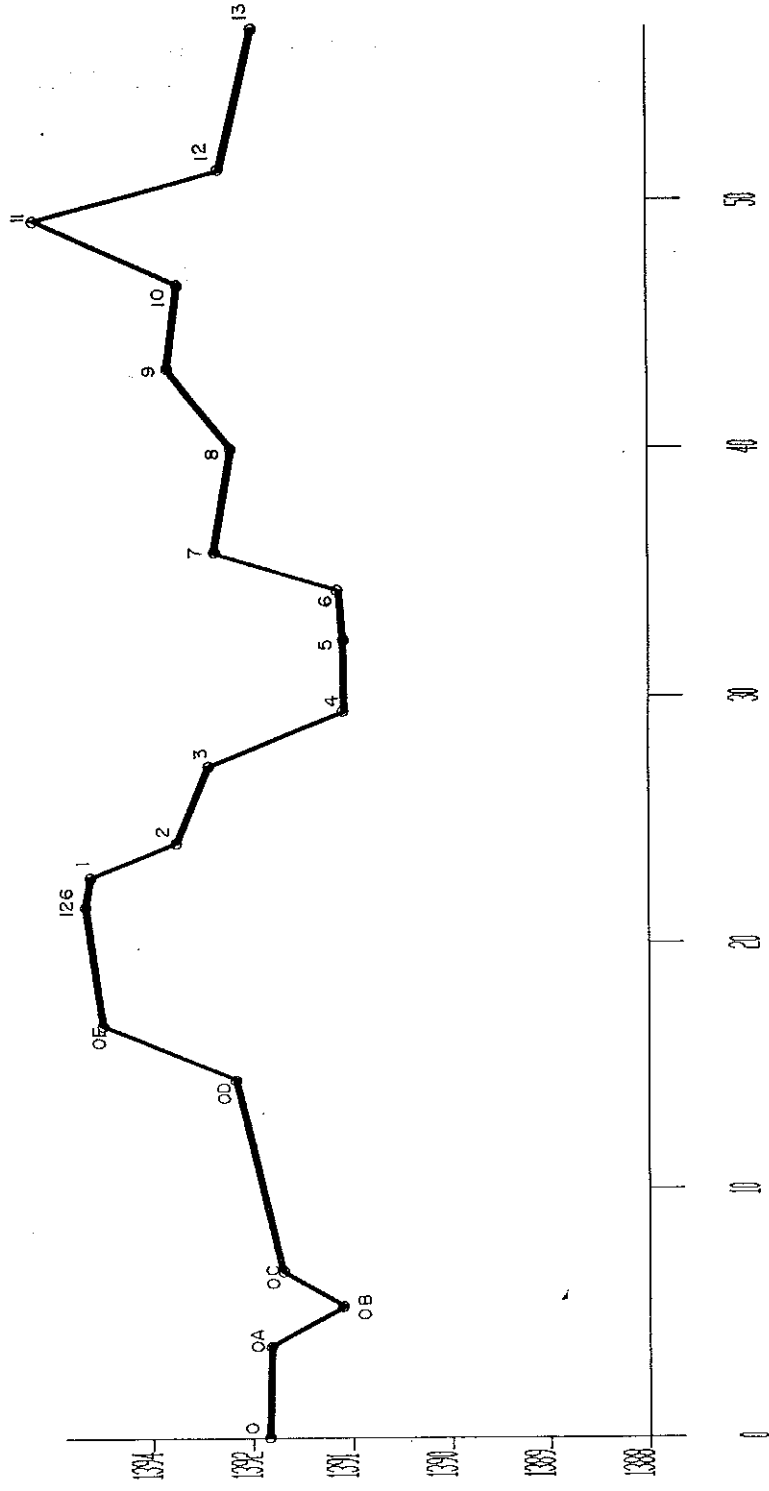
Escala,
Vertical 1:50
Horizontal 1:200

SECTION 124



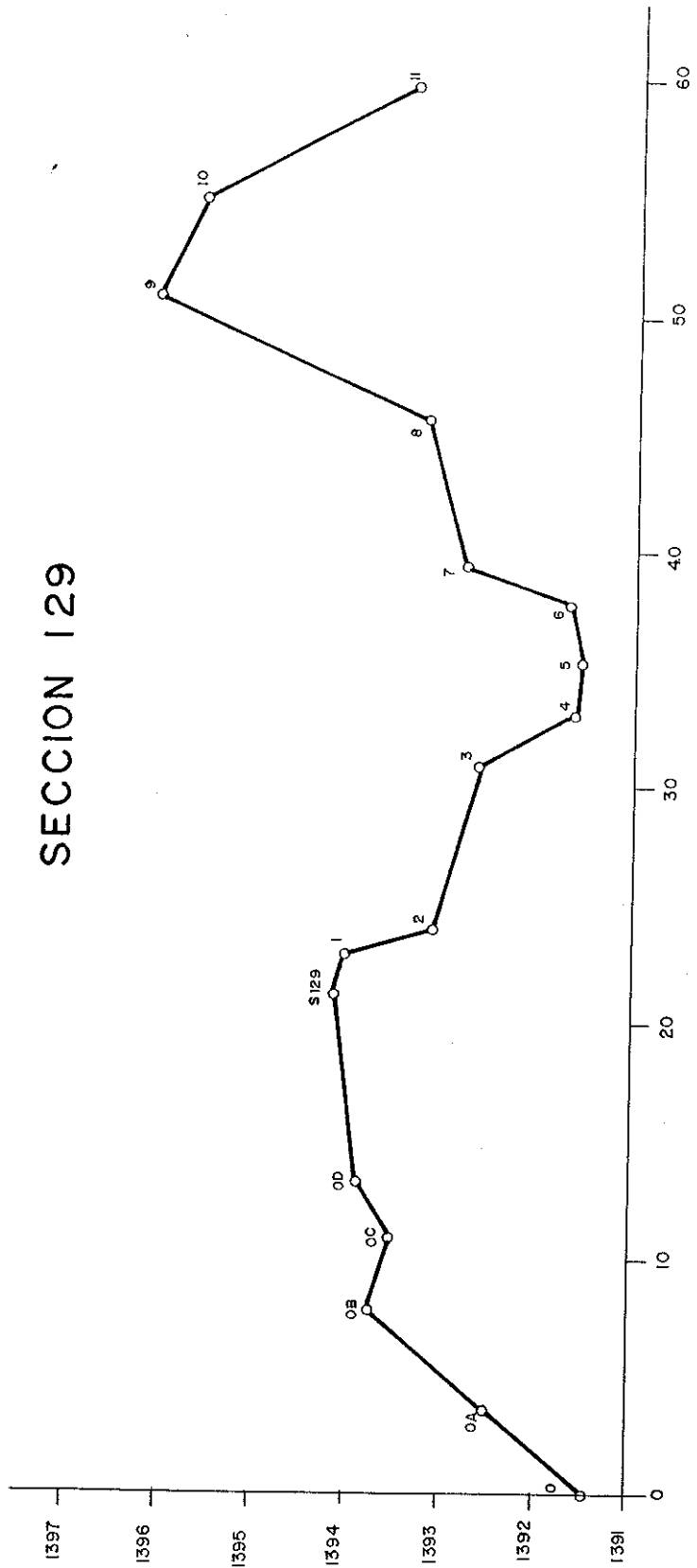
Escala,
Vertical 1:50
Horizontal 1:200

SECCION 126



Escala.
Vertical 1:50
Horizontal 1:200

SECCION 129



ESCALA. HORIZONTAL 1 : 200
VERTICAL 1 : 50

T1 TOBOS3.DAT PERFIL NATURAL

T2 CABRERA-CORIS PERIODO RETORNO 40 AÑOS

T3 PROYECTO PURIRES

J1	0	0	0	0	0	1	0	55	388.54	
J2	1	0	1	0	0	0	0	0		
J3	38	42	1	8	33	26	25	13	14	15
J3	46	47								
NC	0.06	00.06	0.045	0.1	0.3					
X1	590	12	6.05	21	0	0	0			
GR388.32		0	389.75	2.5	389.57	3.2	389.73	4.8	389.65	6.05
GR388.08		7.3	387.73	11.6	386.13	13.8	386.36	16.4	386.36	19.1
GR388.02		21	387.87	31.2						
X1	600	17	5.6	22	80	80	80			
GR388.42		0	388.96	3.8	389.81	4.35	389.97	5.6	389.74	7.5
GR389.25		8.3	388.14	10.9	388.53	12.2	388.02	15	386.88	15.9
GR386.69		17.3	386.36	19.2	386.48	21.3	388.71	22	388.71	24.3
GR388.82		27.2	388.19	35.9						
X1	610	12	5.1	22.3	60	60	60			
GR389.06		0	389.21	2.8	389.71	5.1	388.27	7.8	387.19	9.4
GR386.71		11.7	386.9	13.3	387.51	13.8	388.49	16.6	388.92	20.2
GR	389.3	22.3	388.89	29.5						
X1	620	13	5.6	21	80	80	80			
GR389.86		0	389.75	3.3	389.76	5.1	390.2	5.6	389.54	6.8
GR387.64		8.7	387.57	10.3	387.75	12.6	389.22	14.4	389.43	18.6
GR390.14		21	389.55	23.3	389.52	27.9				
X1	630	9	2.8	16.4	90	90	90			
GR390.03		0	390.55	2.8	390.46	6.3	388.33	7.6	388.07	11
GR388.25		13.2	388.41	14.3	389.99	16.4	391.28	26		
X1	640	14	6.6	19.6	80	80	80			
GR390.68		0	390.49	6.6	390.22	7.95	388.89	8.9	388.61	11.2
GR388.69		13.4	390.52	13.9	390.75	16.4	391.17	17.8	392.03	19.6
GR391.47		21.2	390.87	22.6	390.09	24.4	390.55	25.5		
NC	0	0	0	0.3	0.5					
X1	650	15	2.6	28.8	76	76	76			
GR391.84		0	391.94	2.6	391.3	4.8	391	6.05	391.15	9.3
GR390.62		11	389	12	388.9	13.5	388.9	14.8	389.57	15.3
GR389.77		17	390.89	20.1	390.88	27	391.37	28.8	391.36	31.4
X1	660	15	7.4	26.6	20	20	20			
GR391.31		0	391.58	7.4	391.57	9.6	390.91	11.6	389.18	12.7
GR389.11		14.6	394.09	16.1	389.72	16.4	390.19	19.0	391.39	21.9
GR391.28		25.4	391.58	26.6	391.65	31.2	390.65	33.2	390.24	41.6
X1	662	6	25.84	33.00	5	5	5			
GR391.42		0	392.15	25.84	389.85	25.84	389.95	33.0	392.15	33.0
GR391.79		57.18								
SB	0	1.56	1.45	0	7.16	0	11.81	0	389.85	389.85
X1	664	0	0	0	7	7	7			
X2	0	0	1	391.55	392.15					
X3	10	0	0	0	0	0	0	392.15	392.15	
BT	4	0	391.42	391.42	25.84	392.15	391.55	33.0	392.15	391.55
BT	57.18	391.79	391.79							
X1	680	9	13.5	34.2	8	8	8			
NC	0	0	0	0.1	0.3					
GR391.52		0	391.96	13.5	391.8	21.6	389.73	22.8	389.32	25.7
GR389.91		30.1	390.65	32.3	391.5	34.2	391.72	47.5		

X1 690	15	25.7	50.2	23	23	23				
GR390.71	0	390.94	16.4	391.98	19.4	392.08	25.7	391.6		30
GR 391.2	30.8	391.08	30.8	390.04	33.5	389.94	37.7	390.04		39.8
GR 391.1	41.8	391.71	48.5	392.31	50.2	391.34	53	391.47		57.4
X1 700	15	18.8	43.4	95	95	95				
GR390.76	0	390.87	7.6	392.08	12	392.12	18.8	391.56		22.2
GR391.21	23.4	390.47	24.5	390.39	27.8	390.42	30.6	391.8		31.8
GR391.93	36.15	391.77	41.2	392.69	43.4	391.47	47.6	391.22		57.3
X1 710	22	17	52	116	116	116				
GR391.69	0	391.66	5.9	391.08	6.8	391.79	7.6	392.3		9.4
GR393.03	12.6	393.01	17	392.41	20	392.13	21.4	392.59		23.8
GR391.94	27.1	390.93	31.5	390.8	33.3	390.91	34.8	392.34		38.2
GR392.02	41.5	391.06	42.5	391.87	43.2	392.23	48.6	394.32		52
GR393.34	56.2	392.04	61							
X1 720	20	21.5	49.2	73	73	73				
GR391.83	0	391.81	3.7	391.08	5.3	391.69	6.7	392.16		14.5
GR393.48	16.7	393.66	21.5	393.6	22.7	392.74	24.1	392.42		27.2
GR391.07	29.4	391.08	32.3	391.12	34.3	392.36	35.8	392.18		40
GR392.82	43.7	392.71	46.6	394.15	49.2	392.29	51.7	391.96		57
X1 730	18	21.4	44.6	99	99	99				
GR393.04	0	392.99	3.7	393.81	6.7	393.82	12.7	394.13		14.5
GR393.93	21.4	393.51	22.6	393.07	28.1	392.68	30.30	391.61		32.9
GR391.51	34.6	391.62	36	392.46	36.4	393.16	38.9	393.34		44.6
GR395.08	47.8	393.7	51.8	393.15	55.2					

EJ
ER

SUMMARY PRINTOUT

SECNO	ELMIN	CWSEL	DEPTH	K*CHSL	VCH	AREA	QLOB	BCH	BROB	QWEIR	QPR
590.000	386.13	388.54	2.41	.00	2.36	26.89	.00	49.02	5.98	.00	.00
600.000	386.36	389.16	2.80	2.88	2.20	30.79	1.25	46.88	6.87	.00	.00
610.000	386.71	389.54	2.83	5.83	2.15	28.70	.84	51.82	2.34	.00	.00
620.000	387.57	390.12	2.55	10.75	2.51	25.17	1.35	50.27	3.38	.00	.00
630.000	388.07	390.83	2.76	5.56	2.17	28.23	1.03	52.18	1.79	.00	.00
640.000	388.61	391.34	2.73	6.75	2.52	25.95	6.08	45.49	3.43	.00	.00
† 650.000	388.90	391.94	3.04	3.82	1.51	37.47	.02	54.11	.87	.00	.00
660.000	389.11	392.06	2.95	10.50	1.34	46.56	3.10	32.74	19.16	.00	.00
† 662.000	389.85	392.18	2.33	148.00	2.68	31.38	8.52	43.71	2.77	.00	.00
664.000	389.85	392.24	2.39	.00	2.44	35.48	10.02	40.94	4.04	33.28	21.76
† 680.000	389.32	392.45	3.13	-66.25	1.24	55.84	5.03	43.35	6.61	.00	.00
690.000	389.94	392.52	2.58	26.96	.85	78.07	20.54	31.50	2.96	.00	.00
700.000	390.39	392.62	2.23	4.74	.96	66.81	16.71	28.47	9.83	.00	.00
† 710.000	390.80	392.86	2.06	3.53	1.37	43.82	12.17	42.20	.63	.00	.00
720.000	391.07	393.15	2.08	3.70	1.20	50.80	21.11	29.31	4.58	.00	.00
† 730.000	391.51	393.61	2.10	4.44	2.77	21.73	4.19	50.28	.53	.00	.00

ELEVATION SECNO	386. CUMDIS	387.	388.	389.	390.	391.	392.	393.	394.	395.
590.00	0. CI	.	MR	WE.	L.
	10. CI	.	M.R	WE.	L.
	20. CI	.	MR	WE.	L.
	30. CI	.	M R	WE	L.
	40. CI	.	M R	WE	L.
	50. C I	.	.M	R	WE	L.
	60. C I	.	.M	R	WE	L.
	70. C I	.	.M	R	WE	L.
600.00	80. C I	.	.M	R	WE	L.
	90. C I	.	.M	R	WE	L.
	100. C I	.	.M	R	WE	L.
	110. C I	.	.M	R	WE	L.
	120. C I	.	.M	R	WE	L.
	130. C I	.	.M	R	WE	L.
610.00	140. C I	.	.M	R	WE	L.
	150. C I	.	.M	R	WE	L.
	160. C I	.	.M	R	WE	L.
	170. C I	.	.M	R	WE	L.
	180. C I	.	.M	R	WE	L.
	190. C I	.	.M	R	WE	L.
	200. C I	.	.M	R	WE	L.
	210. C I	.	.M	R	WE	L.
620.00	220. C I	.	.M	R	WE	L.
	230. C I	.	.M	R	WE	L.
	240. C I	.	.M	R	WE	L.
	250. C I	.	.M	R	WE	L.
	260. C I	.	.M	R	WE	L.
	270. C I	.	.M	R	WE	L.
	280. C I	.	.M	R	WE	L.
	290. C I	.	.M	R	WE	L.
	300. C I	.	.M	R	WE	L.
630.00	310. C I	.	.M	R	WE	L.
	320. C I	.	.M	R	WE	L.
	330. C I	.	.M	R	WE	L.
	340. C I	.	.M	R	WE	L.
	350. C I	.	.M	R	WE	L.
	360. C I	.	.M	R	WE	L.
	370. C I	.	.M	R	WE	L.
	380. C I	.	.M	R	WE	L.
640.00	390. C I	.	.M	R	WE	L.
	400. C I	.	.M	R	WE	L.
	410. C I	.	.M	R	WE	L.
	420. C I	.	.M	R	WE	L.
	430. C I	.	.M	R	WE	L.
	440. C I	.	.M	R	WE	L.
	450. C I	.	.M	R	WE	L.
	460. C I	.	.M	R	WE	L.

650.00	470.	C	.	.	.	I.	.	.	R	W.E
	480.	C	.	.	.	I	.	.	M	R L WE
660.00	490.	CI	.	M	.	L .E
662.00	500.	I.	.	.	M .W E
664.00	510.	C	I.	.	.	M .LWE
680.00	520.	C	I	R L E
690.00	530.	C	I.	.	M	.L R WE
	540.	C	I	.	M	.L RWE
	550.	C	I	.	M	.L RWE
	560.	CI	.	M	.L R E
	570.	CI	.	M	.L RE
	580.	CI	.	M	.L RE
	590.	CI	.	M	.L E
	600.	CI	.	M	.L E
	610.	CI	.	M	.L E
	620.	C	I	M	.L WE
700.00	630.	C	I	M	.L WE
	640.	C	I	M	.L WER
	650.	C	I	M.	.L E R
	660.	C	I	M	.L E .R
	670.	C	I	M	.L WE . R
	680.	C	I	M	.L WE . R
	690.	C	I	M	.LWE . R
	700.	C	I	M	.LE . R
	710.	C	I	M	.LWE . R
	720.	C	I	M	.WE . R
	730.	C	I	M	.WE . R
710.00	740.	C	I	M	.WE . R
	750.	C	I	M	.WEL . R
	760.	C	I	M	.WE L . R
	770.	C	I	M	.WE L . R
	780.	C	I	M	.WE L . R
	790.	C	I	M	.E L . R
	800.	C	I	M	.WE L . R
	810.	CI	M	.WE L . R
720.00	820.	CI	M	.WE L . R
	830.	CI	M	.WE L .R
	840.	CI	M	.WE L R
	850.	CI	M	.WE L R.
	860.	CI	M	.WE L
	870.	CI	M	.WERL
	880.	CI	M	.W EL
	890.	CI	M	.WRE L.
	900.	CI	M	.W EL.
	910.	CI	M	.R W E.
730.00	920.I	M	.R W LE

1

CAPITULO 11

DISEÑO DE MODIFICACIONES GEOMETRICAS DE RIOS

11.1 Introducción

Cuando un río no tiene la capacidad hidráulica suficiente para transportar satisfactoriamente un determinado caudal, se hace necesario introducir las modificaciones necesarias para solventar esa situación adversa.

La sección natural del río es modificada introduciendo una sección transversal trapezoidal. La excavación se define de la siguiente manera:

- Localización de la línea central
- Elevación del fondo de la sección modificada
- Nueva distancia entre secciones
- Nuevo valor de la "n" de Manning
- Taludes laterales izquierdo y derecho
- Ancho del fondo de la sección modificada

Se pueden indicar hasta cinco anchos de fondo del canal en una sola corrida. En la fig 11.1 se muestran las variables mencionadas anteriormente. Nótese que la sección mejorada se obtiene solamente por excavación.

11.2 Tarjeta CI

La tarjeta CI se usa para definir la ubicación y características geométricas de la excavación trapezoidal (fig 11.2). CI se digitaliza inmediatamente después de la tarjeta X1 que identifica la sección a modificar. Se pueden utilizar tres tarjetas CI en cada sección y se ejecutan en el orden en que son digitalizadas, para indicar una modificación compleja de la sección natural.

En la tarjeta J2, campo 8, variable IBW, se indica el número del campo de la tarjeta CI en la que el ancho del lecho del canal BW es especificado. Si $IBW = 0$, por default, se toma el campo sexto de la tarjeta CI. Un valor $BW = 0.01$ indica que no hay modificación del canal.

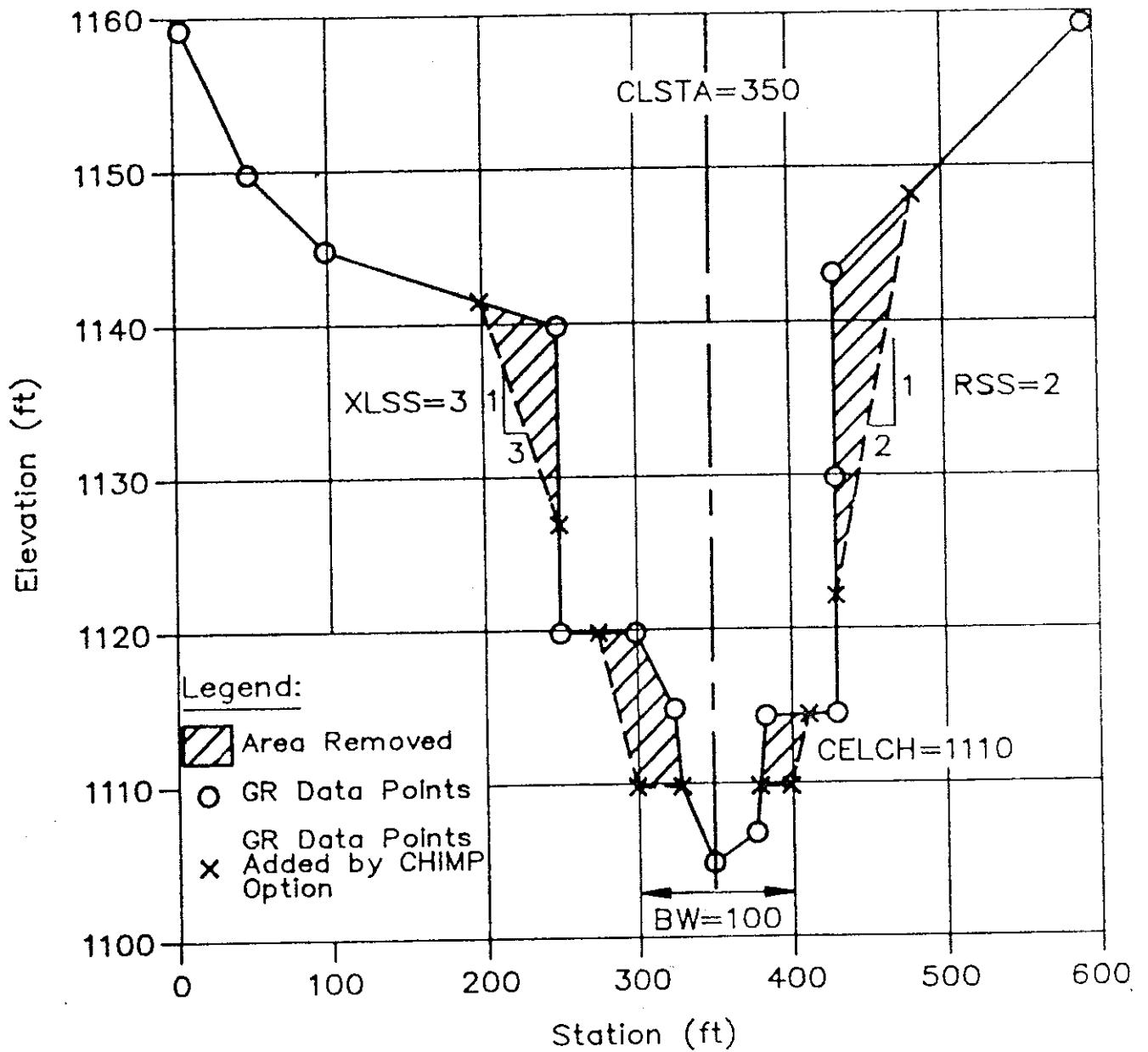
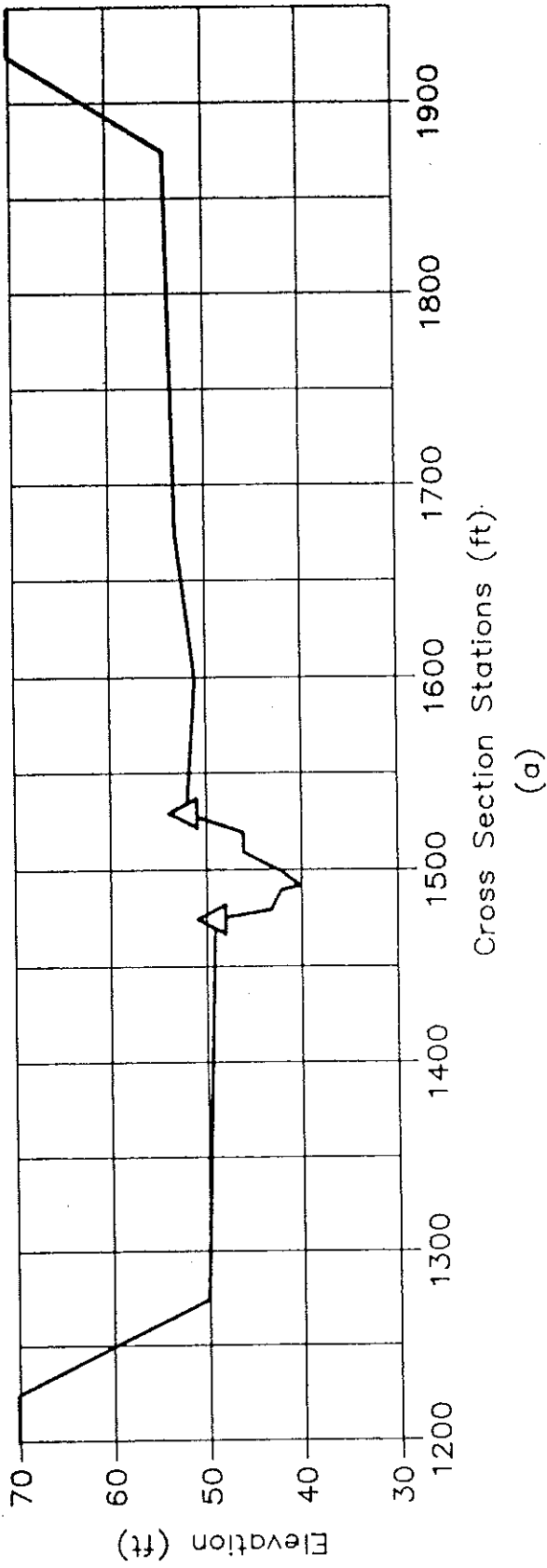


Fig 11.1 Illustration of channel improvements with HEC-2.



ID.....1.....2.....3.....4.....5.....6.....7.....8.....9.....10

J2 1

CI 1500	200	.015	3	.01	200	.01	200
CI 1600	200	500.025	3	.01	.01	200	.01
CI 1500	195		1	.01	.01	.01	20

(b)

Fig 11.2 Existing conditions. (a) Cross section; (b) input file.

11.2.1 Línea central

La estación de la línea central se digitaliza en el campo 1, con la variable CLSTA. Si CLSTA = -1, CLSTA se ubica simétricamente entre las dos estaciones de los bancos.

11.2.2 Elevación del nivel de fondo

Esta elevación se introduce en el campo 2, con la variable CELCH. Si CELCH = -1, CELCH es igual a la elevación mínima de la sección transversal natural.

11.2.3 Longitud de tramo y "n" de Manning modificados

Estos valores se digitalizan en el campo 3, con la variable XLCH.CNCH. El valor ubicado a la izquierda del punto decimal indica la nueva distancia entre secciones. El valor ubicado a la derecha del punto decimal indica el nuevo "n" de Manning. Si el valor asignado es cero, significa que los valores previos de longitud o "n" no son modificados.

En la fig 11.3 se ilustra un caso de modificación de la distancia entre secciones transversales, como puede ser el caso de realineamiento cortando meandros.

11.2.4 Pendiente de taludes laterales

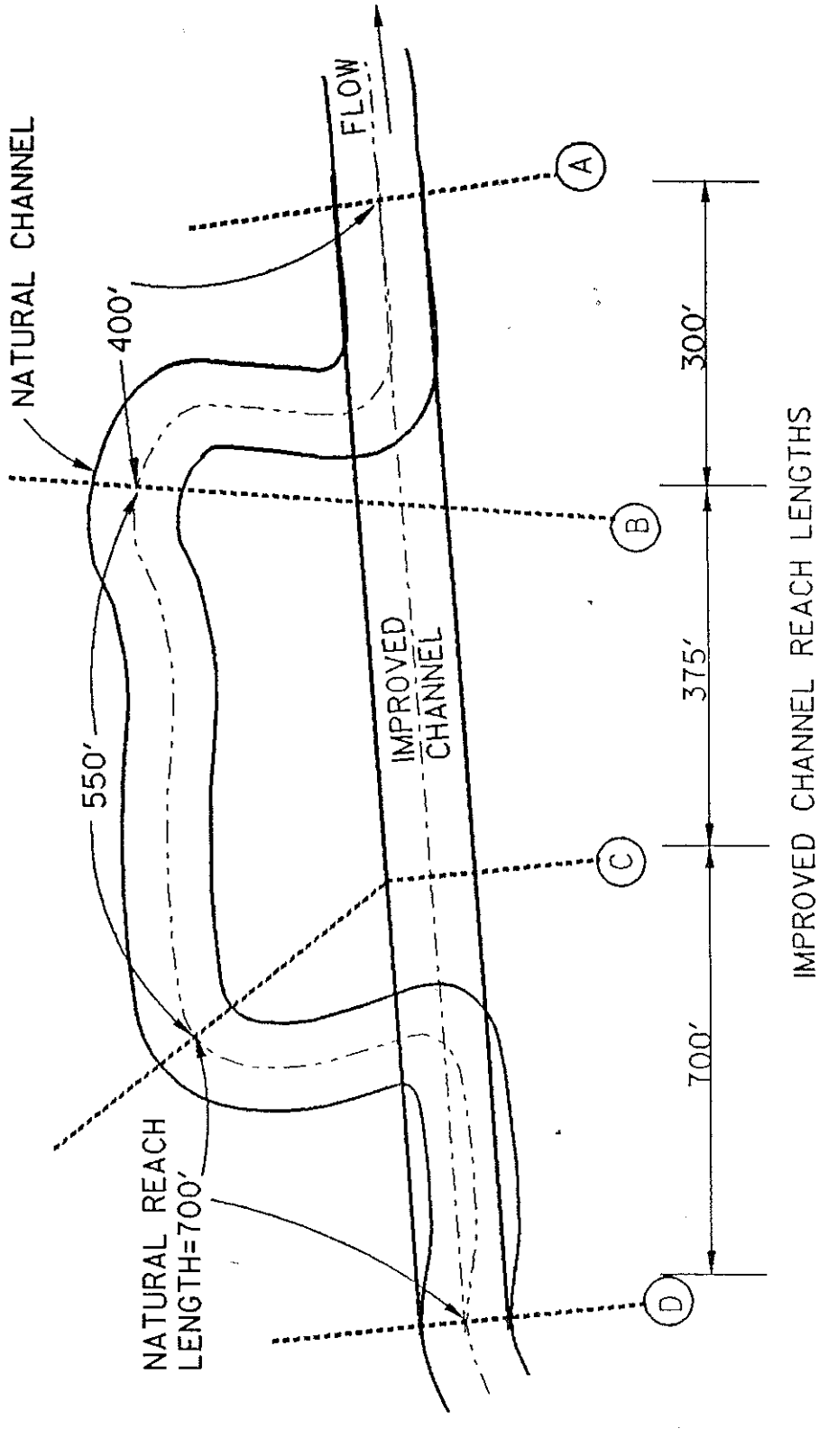
En el campo 4 y 5 se introducen los valores de las pendientes de los taludes laterales, empleando las variables XLSS Y RSS, para los taludes izquierdo y derecho respectivamente. Si estas variables tienen un valor de cero, significa que se mantienen los valores introducidos en la tarjeta CI previa. Si se tiene un talud vertical se utiliza el valor de 0.01.

11.2.5 Ancho del fondo del canal

En los campos 6 al 10, se pueden introducir cinco anchos diferentes, por medio de la variable BW. Una vez que se introduce la tarjeta CI, continúa modificando las secciones hasta que se le indique lo contrario, lo cual se logra introduciendo el valor BW = 0.01, en la sección a partir de la cual ya no se debe continuar con la modificación. Esta variable se utiliza para introducir un relleno hasta la elevación menor de las estaciones de los bancos, si el valor del ancho del canal es negativo. En este caso, se realiza un relleno antes de efectuar la excavación.

CHIMP ROUTINE MODIFICATION TO CHANNEL REACH LENGTH

NOT TO SCALE



..... CROSS SECTIONS

Fig 11.3

11.3 Ejemplos de modificación de ríos.

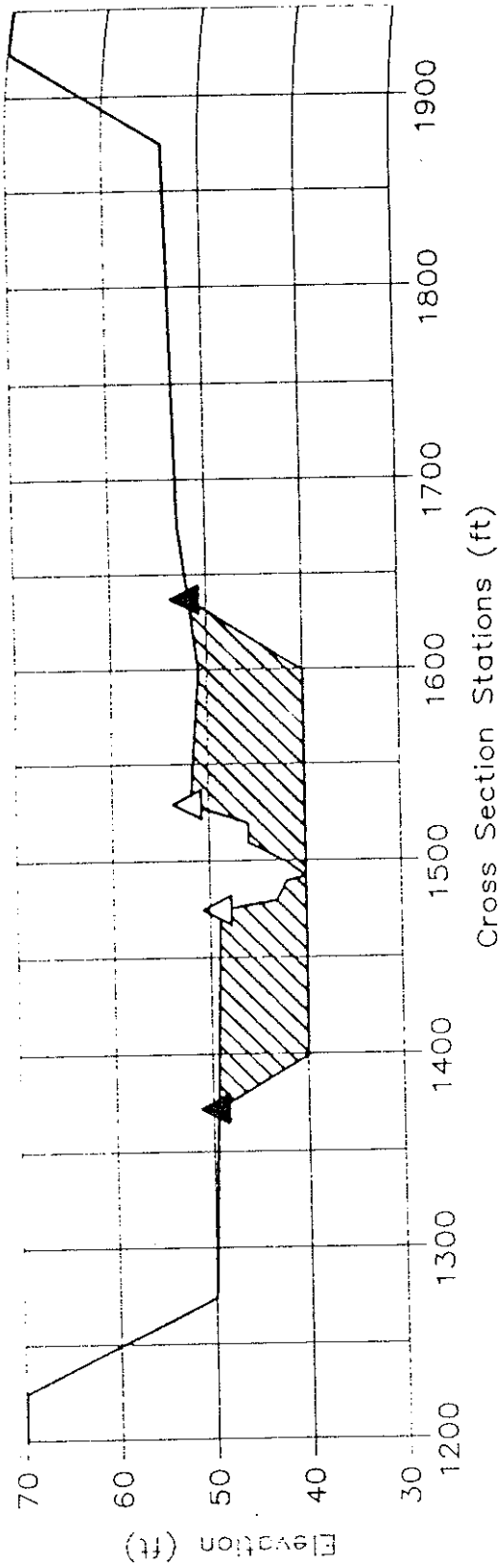
En la fig 11.2 se muestra una sección natural que debe ser modificada.

En la primera corrida, se utiliza el campo 6 de la tarjeta J2, lo cual indica que $BW = 0.01$ en las tres tarjetas CI, y no se ejecuta ninguna modificación del canal natural .

En la segunda corrida, se emplea el campo 7 de la tarjeta J2, de modo que $BW = 200$ en la primera tarjeta CI, pero no hay modificación en las dos tarjetas siguientes en las cuales $BW = 0.01$ (fig 11.4).

En la tercera corrida, se indica el campo 8 de la tarjeta J2, de modo que solo la segunda tarjeta CI es operativa. En esta situación la posición de la línea central es desplazada y en consecuencia la longitud del tramo también varía (fig 11.5).

En la tercera corrida, se especifica el campo 9 de la tarjeta J2, de modo que la segunda tarjeta CI no es operativa, pero que se ejecutan la primera y la tercera. En la primera tarjeta se indica una primera excavación para una elevación de fondo del canal de 200 m y un ancho del lecho de 200 m. Luego de ignorar la segunda tarjeta, se ejecuta la tercera que especifica la excavación de un segundo canal, con una elevación de lecho de 195 m y un ancho de 20 m (fig 11.6).



(a)

ID.....1.....2.....3.....4.....5.....6.....7.....8.....9.....10

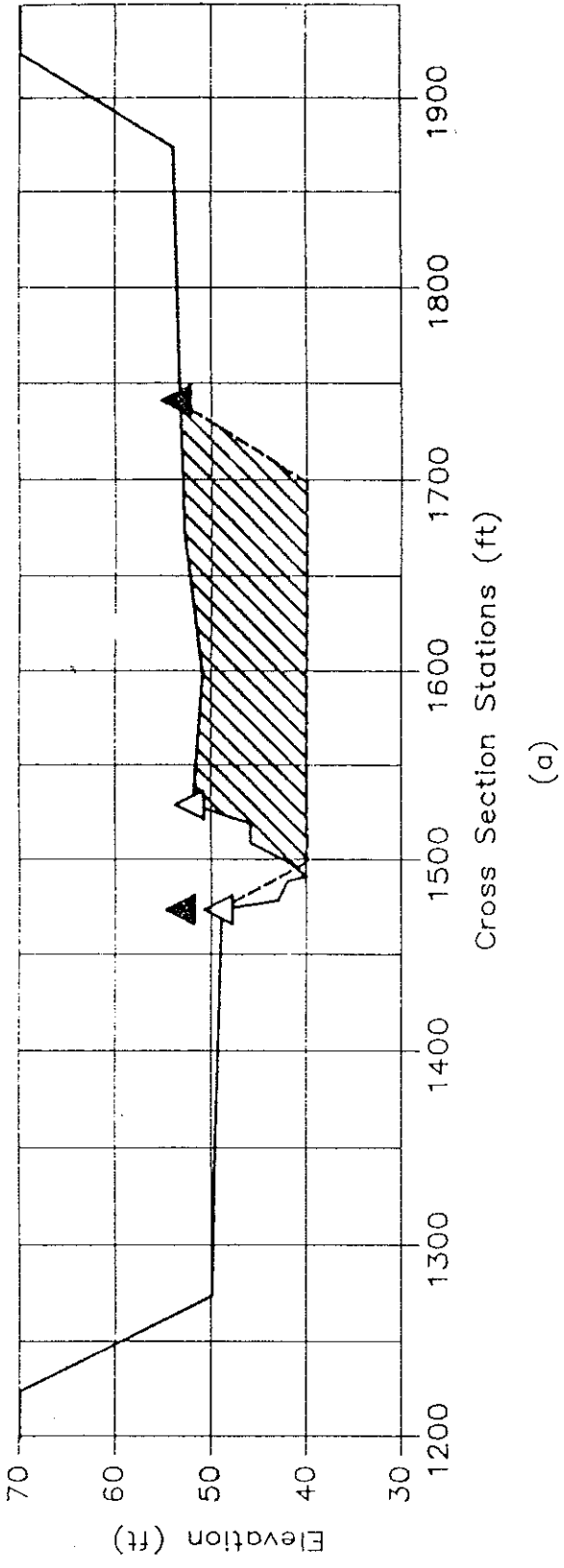
J2 2

7

CI 1500	200	.025	3	.01	200	.01	200
CI 1600	200	500.025	3	.01	.01	200	.01
CI 1500	195			.01	.01	.01	20

(b)

Fig 11.4 Channel improvement centered on existing channel. (a) Cross section; (b) input file.



(a)

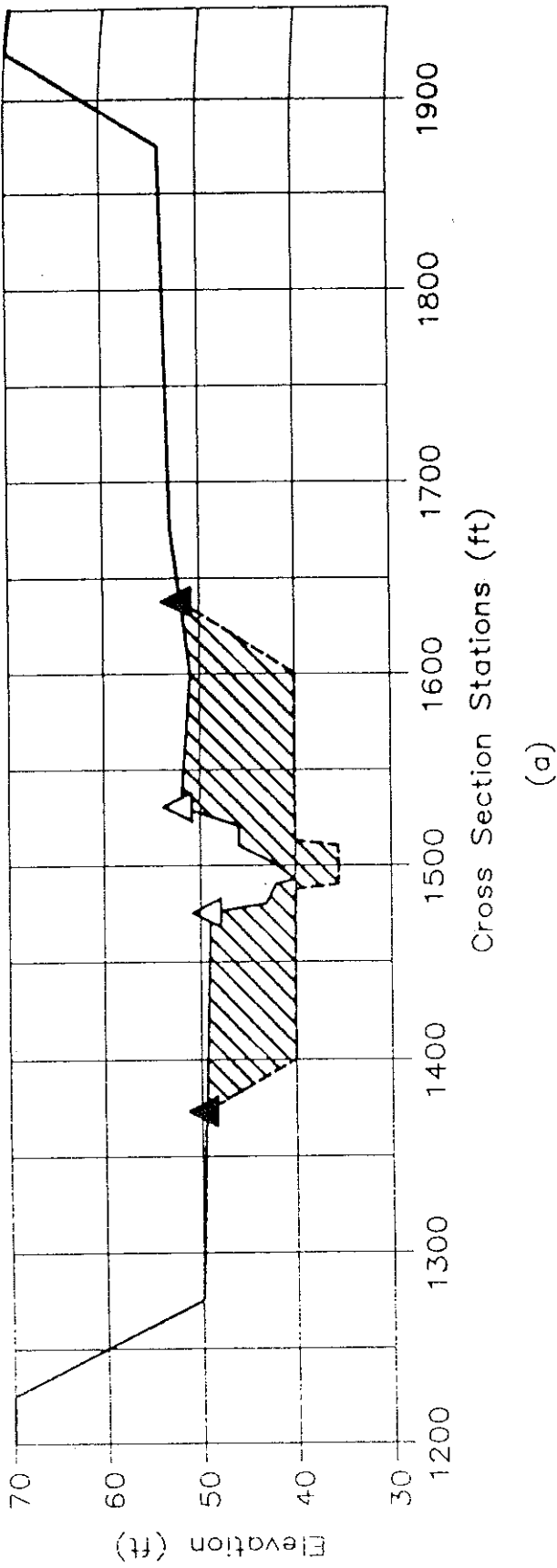
ID.....1.....2.....3.....4.....5.....6.....7.....8.....9.....10

J2 3 8

CI 1500 200 .025 3 3 .01 200 .01 200
 CI 1600 200 500.025 3 3 .01 .01 200 .01
 CI 1500 195 1 1 .01 .01 .01 20

(b)

Fig 11.5 Channel improvement on right side of existing channel. (a) Cross section; (b) input file.



(a)

ID.....1.....2.....3.....4.....5.....6.....7.....8.....9.....10

J2	4									9
CI	1500	200	.025	3	3	.01	200	.01	200	200
CI	1600	200	500.025	3	3	.01	.01	200	.01	.01
CI	1500	195		1	1	.01	.01	.01	.01	20

(b)

Fig 11.6 Channel improvement with pilot channel. (a) Cross section; (b) input file.

ANEXO G
TALLER HEC-2 EN PURIRES

PROYECTO: Rehabilitación y rectificación del Río Purires.

SECTOR A-C: Aguas arriba y aguas abajo del Puente entre Tejar y Tobosi.

OBJETIVO: Crear los archivos de entrada/salida para la modelación hidráulica con HEC-2 del perfil rehabilitado.

DATOS DE ENTRADA:

Caudal = 55 m³/s
Elevación inicial del agua= 1388.16 m (Sección S95)
"n" Manning canal mejorado= 0.035
Talud en ambas márgenes= 1:1
Ancho de plantilla= 8m
Elevación mínima Puente (sección propuesta)= 1388.55m.
Pendiente aguas arriba (hasta S120)= 9.30/1000.
Pendiente aguas abajo (hasta S107A)= 3.62/1000.

Cambios en rasante del cauce:

ESTACION	NUMERO	ELEV. MINIMA
S107A	630	1387.89
S110	640	1388.18
S113	650	1388.46
S114A	660	1388.53
PUENTE	664	1388.55
SM#19	680	1388.62
S116	690	1388.84
S120	700	1389.72

Sección propuesta Puente: Ver datos de secciones en Anexo F.

T1 TOBOS4.DAT PERFIL REHABILITADO
T2 CABRERA-CORIS PERIODO RETORNO 40 AÑOS
T3 PROYECTO PURIRES

J1	0	0	0	0	0	1	0	55	388.16		
J2	1	0	1	0	0	0	0	0			
J3	38	42	1	8	33	26	25	13	14	15	
J3	46	47									
NC	0.06	0.06	0.045	0.1	0.3						
X1	590	12	6.05	21	0	0	0				
CI	-1	-1	0.035	1	1	8					
GR388.32	0	389.75	2.5	389.57	3.2	389.73	4.8	389.65	6.05		
GR388.08	7.3	387.73	11.6	386.13	13.8	386.36	16.4	386.36	19.1		
GR388.02	21	387.87	31.2								
X1	600	17	5.6	22	80	80	80				
CI	-1	-1	0.035	1	1	8					
GR388.42	0	388.96	3.8	389.81	4.35	389.97	5.6	389.74	7.5		
GR389.25	8.3	388.14	10.9	388.53	12.2	388.02	15	386.88	15.9		
GR386.69	17.3	386.36	19.2	386.48	21.3	388.71	22	388.71	24.3		
GR388.82	27.2	388.19	35.9								
X1	610	12	5.1	22.3	60	60	60				
CI	-1	-1	0.035	1	1	8					
GR389.06	0	389.21	2.8	389.71	5.1	388.27	7.8	387.19	9.4		
GR386.71	11.7	386.9	13.3	387.51	13.8	388.49	16.6	388.92	20.2		
GR 389.3	22.3	388.89	29.5								
X1	620	13	5.6	21	80	80	80				
CI	-1	-1	0.035	1	1	8					
GR389.86	0	389.75	3.3	389.76	5.1	390.2	5.6	389.54	6.8		
GR387.64	8.7	387.57	10.3	387.75	12.6	389.22	14.4	389.43	18.6		
GR390.14	21	389.55	23.3	389.52	27.9						
X1	630	9	2.8	16.4	90	90	90				
CI	-1	387.89	0.035	1	1	8					
GR390.03	0	390.55	2.8	390.46	6.3	388.33	7.6	388.07	11		
GR388.25	13.2	388.41	14.3	389.99	16.4	391.28	26				
X1	640	14	6.6	19.6	80	80	80				
CI	-1	388.18	0.035	1	1	8					
GR390.68	0	390.49	6.6	390.22	7.95	388.89	8.9	388.61	11.2		
GR388.69	13.4	390.52	13.9	390.75	16.4	391.17	17.8	392.03	19.6		
GR391.47	21.2	390.87	22.6	390.09	24.4	390.55	25.5				
NC	0	0	0	0.3	0.5						
X1	650	15	2.6	28.8	76	76	76				
CI	-1	388.46	0.035	1	1	8					
GR391.84	0	391.94	2.6	391.3	4.8	391	6.05	391.15	9.3		
GR390.62	11	389	12	388.9	13.5	388.9	14.8	389.57	15.3		
GR389.77	17	390.89	20.1	390.88	27	391.37	28.8	391.36	31.4		
X1	660	15	7.4	26.6	20	20	20				
CI	-1	388.53	0.035	1	1	8					
GR391.31	0	391.58	7.4	391.57	9.6	390.91	11.6	389.18	12.7		
GR389.11	14.6	394.09	16.1	389.72	16.4	390.19	19.0	391.39	21.9		
GR391.28	25.4	391.58	26.6	391.65	31.2	390.65	33.2	390.24	41.6		
X1	662	6	24.42	34.42	5	5	5				
GR391.42	0	392.15	24.42	388.55	24.42	388.55	34.42	392.15	34.42		
GR391.79	57.18										
SB	0	1.56	1.45	0	10.0	0	30.0	0	388.55	388.55	
X1	664	0	0	0	7	7	7				

SUMMARY PRINTOUT

SECNO	ELMIN	CWSEL	DEPTH	K1CHSL	VCH	AREA	QLOB	QCH	QROB	QWEIR	QPR
590.000	386.13	388.16	2.03	.00	2.35	25.22	.00	54.19	.81	.00	.00
600.000	386.36	388.49	2.13	2.88	2.03	27.64	.00	54.87	.14	.00	.00
* 610.000	386.71	388.57	1.86	5.83	2.94	18.68	.00	55.00	.00	.00	.00
620.000	387.57	389.16	1.59	10.75	3.43	16.03	.00	55.00	.00	.00	.00
* 630.000	387.89	390.05	2.16	3.56	2.43	22.66	.00	55.00	.00	.00	.00
640.000	388.18	390.36	2.18	3.63	2.46	22.50	.00	55.00	.00	.00	.00
650.000	388.46	390.68	2.22	3.68	2.44	22.58	.00	55.00	.00	.00	.00
660.000	388.53	390.80	2.27	3.50	2.29	26.40	.00	53.59	1.42	.00	.00
662.000	388.53	390.83	2.30	.00	2.24	24.55	.00	55.00	.00	.00	.00
664.000	388.53	390.86	2.33	.00	2.20	24.95	.00	55.00	.00	.00	55.00
680.000	388.62	390.89	2.27	11.25	2.18	25.22	.00	55.00	.00	.00	.00
690.000	388.84	390.92	2.08	9.57	2.59	22.67	.41	54.60	.00	.00	.00
700.000	389.72	391.48	1.76	9.26	2.58	26.02	4.98	49.64	.38	.00	.00
710.000	390.80	392.40	1.60	9.31	2.16	28.82	7.54	47.36	.10	.00	.00
* 720.000	391.07	392.87	1.80	3.70	1.57	44.26	14.55	37.71	2.74	.00	.00
* 730.000	391.51	393.33	1.82	4.44	2.90	20.04	1.04	53.96	.00	.00	.00

1

10OCT91 11:26:14

PLOTTED POINTS (BY PRIORITY) E-ENERGY,W-WATER SURFACE,I-INVERT,C-CRITICAL W.S.,L-LEFT BANK,R-RIGHT BANK,M-LOWER END STA

ELEVATION SECNO	386. CUNDIS	387.	388.	389.	390.	391.	392.	393.	394.	395.
590.00	0. CI	.		MR WE	.	L
	10. CI	I	.	M.RW E	.	L
	20. CI	I	.	M WE	.	L
	30. CI	I	.	M WE	.	L
	40. CI	I	.	M WRE	.	L
	50. C I	.	.	.M WRE	.	L
	60. C I	.	.	.M WRE	.	L
	70. C I	.	.	.M WRE	.	L
600.00	80. C I	.	.	.M WE	.	L
	90. C I	.	.	.M WE	.	L
	100. C I	.	.	MW ER.	.	L
	110. C I	.	.	W ER	.	L
	120. C I	.	.	W MER	.	L
	130. C I	.	.	W MER	.	L
610.00	140. C I	.	.	W ME R L
	150. C I	.	.	W ME R L
	160. C I	.	.	W ME R L
	170. C I	.	.	W ME R L
	180. C I	.	.	W ME R L
	190. C I	.	.	W ME R L
	200. C I	.	I	W ME R L
	210. C I	.	I	W ME R L
620.00	220. C I	.	I	W ME .RL
	230. C I	.	I	W ME .RL
	240. C I	.	I	W ME .RL
	250. C I	.	I	W ME R L
	260. C I	.	I	W ME R L
	270. C I	.	I	W ME L
	280. C I	.	I	W ME L
	290. C I	.	I	W ME L
630.00	300. C I	.	I	W EL
	310. C I	.	I	W EL
	320. C I	.	I	.WR EL
	330. C I	.	I	.WM EL
	340. C I	.	I	.W ER
	350. C I	.	I	.WM E R
	360. C I	.	I	.WMLE R
	370. C I	.	I	.WMLE . R
	380. C I	.	I	.W LE . R
640.00	390. C I	.	I	.W LME . R
	400. C I	.	I	.W E . R
	410. C I	.	I	.W EL . R
	420. C I	.	I	.W EM L R
	430. C I	.	I	.W EM LR
	440. C I	.	I	.W E.M LR
	450. C I	.	I	.W E.M RL
	460. C I	.	I	.W E MR L

650.00	470.	C	.	.	I	.	.	W	E	R	L.	.	.	.
	480.	C	.	.	I	.	.	W	M	E	R	L.	.	.
660.00	490.	C	.	.	I	.	M	W	E	L
662.00	500.	C	.	.	I	.	.	W	E	M	L	.	.	.
664.00	510.	C	.	.	I	.	.	W	E	M	L	.	.	.
680.00	520.	C	.	.	I	.	.	W	E	R	L	.	.	.
690.00	530.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	540.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	550.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	560.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	570.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	580.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	590.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	600.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	610.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	620.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
700.00	630.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	640.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	650.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	660.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	670.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	680.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	690.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	700.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	710.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	720.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	730.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
710.00	740.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	750.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	760.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	770.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	780.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	790.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	800.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	810.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
720.00	820.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	830.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	840.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	850.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	860.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	L	R	.	.
	870.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	R	L	.	.
	880.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	R	L	.	.
	890.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	R	L	.	.
	900.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	R	L	.	.
	910.	C	.	.	I	.	.	M	W	E	R	L	.	.
730.00	920.	.	.	.	I	.	.	M	W	E	L	.	.	.