

**Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas**

**Ingenieros Civiles Asociados**

**División de Educación Continua, UNAM**

**CURSO:**

**GEOLOGÍA APLICADA A LA INGENIERÍA CIVIL**

**27, 28 y 29 de noviembre de 1997**

**TEMA**

**PRINCIPALES TIPOS DE ROCAS**

**Expositor:**

**MAGDALENO MARTÍNEZ GOVEA**

# Rock Materials

# three

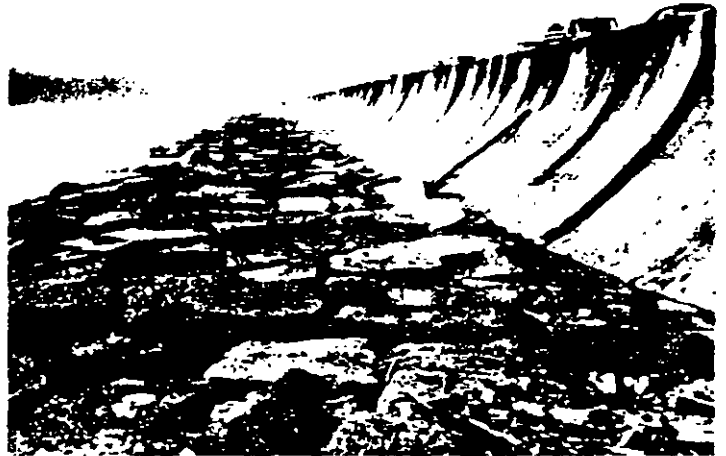
"Between a rock and a hard place," the "Rock of Ages," "Own a Piece of the Rock," "Those who live in glass houses should not throw stones," and "Build your house upon the rock." Such common sayings and slogans all carry an implied definition of rock. Rocks are hard, permanent, strong earth materials. Rock, however, has many definitions depending upon the profession using the term. To an architect, rock is a type of building material, dimension stone (Figure 3-1). An engineer sees rock as a hard or brittle material that requires blasting to excavate or as a permanent, durable material for erosion control or other engineering uses (Figure 3-2). To a geologist, rock is an earth material produced by one or more natural, rock-forming processes (Figure 3-3). In the field of agronomy, rocks are the parent material from which natural processes produce soils (Figure 3-4).

Engineering geologists must view rocks from two different perspectives: the geologic view of rock as a material produced by the rock-forming processes, and the engineering view of a naturally occurring, hard, permanent material. Some things that are rocks to a geologist are not considered in the engineering field of rock mechanics, because the mechanical (engineering) properties of these materials are "soillike"; that is, they can be easily disaggregated. Regardless of the rock-forming process, all rocks have a common geologic basis and therefore a common geologic definition: **Rock** is any naturally formed aggregate or mass of mineral matter, whether or not coherent, constituting an essential and appreciable part of the earth's crust, or, more simply stated, rocks are natural earth materials composed of aggregates of one or more minerals, regardless of the mechanical properties of the material. Since the mineral content is a natural component of any rock, rocks are classified and identified by the mineral components and the processes that formed the minerals or accumulated the mineral aggregates and established their distribution within the rock.

**FIGURE 3-1** Architectural rock, selected to enhance beauty or to project an image.



**FIGURE 3-2** Engineering rock, selected for specific engineering properties to meet some design need.



**FIGURE 3-3** Geologist's rock, a naturally occurring earth material formed by the rock-forming processes.

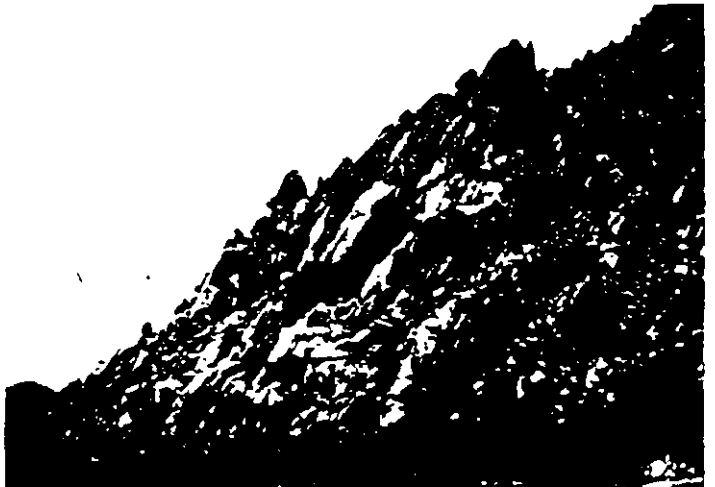




FIGURE 3-4 Agricultural rock, the parent material for soils.

There are three basic rock-forming processes: (1) cooling of molten material, (2) settling, depositional, or precipitation processes, and (3) heating or squeezing processes. These three processes form the basis for rock classification systems and are also significant factors in establishing the mechanical properties of rocks.

Rocks derived from molten material are **igneous** rocks, from the Latin *igneus* meaning fire. These rocks are usually hard and crystalline in character and are composed of minerals that formed as a molten mass cooled. Igneous rocks make up about 95 percent of the volume of the earth's crust. Settling, depositional, or precipitation processes form **sedimentary** rocks, from the Latin word *sedimentum* meaning to sit. These rocks are composed of materials that have been transported and then deposited, materials that have been precipitated from marine waters, or remains of organisms. Their mechanical character may range from very soft to very hard. Sedimentary rocks are the most widespread rock type on the earth's surface. The character of many sedimentary rocks may change over short distances. Heating to near melting temperatures, along with high pressures, causes chemical and/or physical changes in earth materials forming **metamorphic** rocks, from the Greek word *metamorphosis* meaning to transform. Metamorphic rocks are often complex, containing many minerals and having varying engineering properties.

The classification of rocks for purposes of engineering geology must be solidly based upon an understanding of how rock-forming processes control the rock's engineering properties. An igneous rock, formed from a molten mass, implies different characteristics in three-dimensional space than does a sedimentary rock that has been deposited by a river.

## ROCK-FORMING PROCESSES



The dangers of extrapolating the engineering significance of a rock sample obtained in a core to the entire construction site cannot be overemphasized. The core sample is your clue; your understanding of the processes that formed the sample and its significance to the project is your challenge, because the core represents a very small fraction of the entire rock mass hidden below the earth's surface.

## ENGINEERING CLASSIFICATION OF ROCKS

To the engineer, who must view rocks as an engineering material, any classification of rocks must relate to their engineering properties. There are two main engineering properties of a rock: (1) the properties of the intact, unfractured rock specimen (**rock substance**), and (2) the characteristics of the entire rock body, including fractures and other discontinuities (**rock mass**). A very strong rock material that is broken into pieces, the largest of which is only 10 cm, will behave entirely differently from the same rock in a solid mass.

### ROCK SUBSTANCE CLASSIFICATION

Numerous attempts have been made to establish a simple classification system for the engineering properties of a rock substance. As you will see in Chapter 7 on soil materials, several two-letter or alpha-numerical classification schemes have been developed for soils. The problem with rock classification systems is that rock materials are highly variable and therefore the same geological rock type may have widely differing engineering properties. Rock characteristics, such as unconfined compressive strength, stress-strain relationships, failure behavior, or some modulus value could provide engineering information. In any classification system that relates to engineering properties, the properties must be measured and determined by simple diagnostic techniques. Elaborate laboratory testing procedures are expensive and difficult to use under adverse field conditions.

The simplest test for rock substance properties is the unconfined compression test or a variation of it. The unconfined compression test, however, requires careful preparation of a right cylinder sample with surface lapped ends. As a result, this test is not possible in the field unless a laboratory is available. Nevertheless, its simplicity and usual reliability have led to its general acceptance by the profession. Figure 3-5 shows a schematic diagram of the unconfined compression test.

Field tests of some compression characteristic of the rock substance that can be related to the unconfined compressive strength are being developed. The simplest one is a type of impact or rebound procedure that requires no sample preparation. Even a pick in the hand of an experienced engineering geologist is a highly valuable simple testing tool. The "rock hammer" test relates the sound, rebound, and impact marks of a hammer blow to the general strength of the rock material (Table 3-1). The necessary experience to "calibrate" the hammer simply requires some effort plus field observation of the hammer's responses compared to laboratory results of the unconfined compression test.

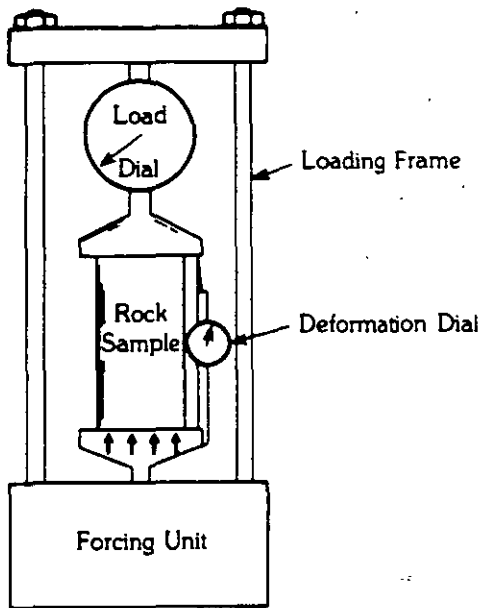


FIGURE 3-5 Diagram of an unconfined testing unit.

TABLE 3-1 Rock hammer test

Observations	Strength
Solid ring, clean rebound, no mark	Very high strength
Solid, thud, slight mark	High strength
Thud, no rebound, mark and fracture	Moderate strength
Thud, imprint of hammer, fractures	Low strength
Bury hammer, fracture	Very low strength

Impact testing, using a spring-loaded calibrated hammer, provides a more uniform and usable classification value (Figure 3-6). The principle of the impact test is the same as the hammer test except that the rebound of the impactor is measured. The harder (stronger) the rock substance, the greater the elastic rebound of the impact hammer. This tool must also be calibrated with the results of unconfined compression tests, but once calibrated, the impact hammer is a simple, light-weight engineering classification tool that is more consistent than the "hammer" test.

Point-load testing of irregular-sized rock samples is another useful field method to determine rock properties. In the point-load test (shown schematically in Figure 3-7), the rock sample is placed in a loading device, and the load required to split the sample is determined. The point load index,  $I_p$ , is:

$$I_p = \frac{F}{D^2}$$

where

- $F$  = load at rupture
- $D$  = diameter of the specimen

The diameter ( $D$ ) affects the results of the test; however, calibration charts have been developed that relate  $D$  to a standard diameter ( $D =$

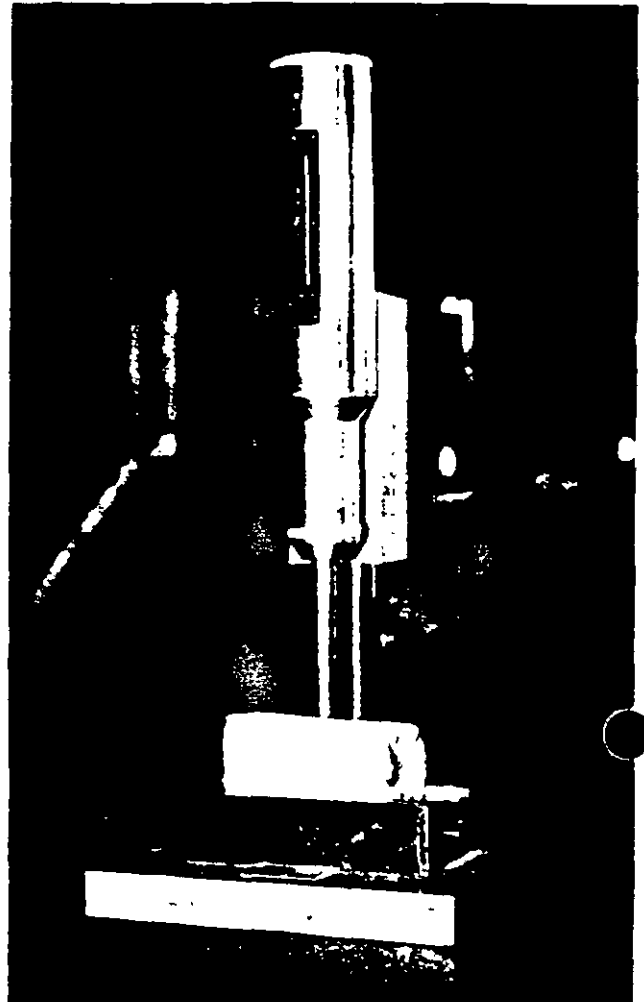


FIGURE 3-6 Schmidt hammer test of a rock core for strength properties.

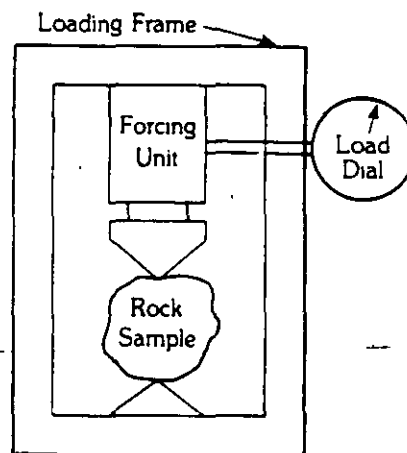


FIGURE 3-7 Diagram of a point loading test.

50 mm), so that  $I_{50}$  can be determined. An empirical relationship exists between the unconfined compression strength ( $\sigma_c$ ) and  $I_{50}$  so that

$$\sigma_c = 24(I_{50})$$

As with any empirical relationship, the engineering geologist should run calibration tests before starting a new project area.

Regardless of the test method, the determination of unconfined compression strength provides valuable strength data for the classification of any rock substance. Table 3-2 presents one classification system for rock substances.

The determination of unconfined compressive strength does not give a complete picture because it does not define the behavior (stress-strain relationship) of the rock. In terms of engineering problems, a rock that behaves as a "true" elastic body with a brittle failure presents a significantly different condition from one that has a ductile phase prior to failure. In the first case, failure comes suddenly without warning, while the other rock fails more gradually and does give warning of impending disaster.

The determination of the stress-strain relationships of a rock is based on the unconfined compression testing program. Field determination of this property is difficult. In the field, the engineering geologist must rely on experience and knowledge of how rocks deform. The stress-strain relationships of any rock are controlled to a large degree by the mineralogy, bedding planes, banding, and other characteristics of rock structure or fabric. Figure 3-8 relates the deformation behavior (stress-strain) of various rock materials to the geologic characteristics of the material.

In the case shown in Figure 3-8A, the rock material is dense, massive, and uniform. During the loading cycle, the rock deforms elastically and does

Class	Unconfined Compression Strength	Description
A	Over 32,000 psi	Very high strength
B	16,000-32,000	High strength
C	8,000-16,000	Moderate strength
D	4,000-8,000	Low strength
E	Below 4,000	Very low strength

TABLE 3-2 Classification system for rock substances

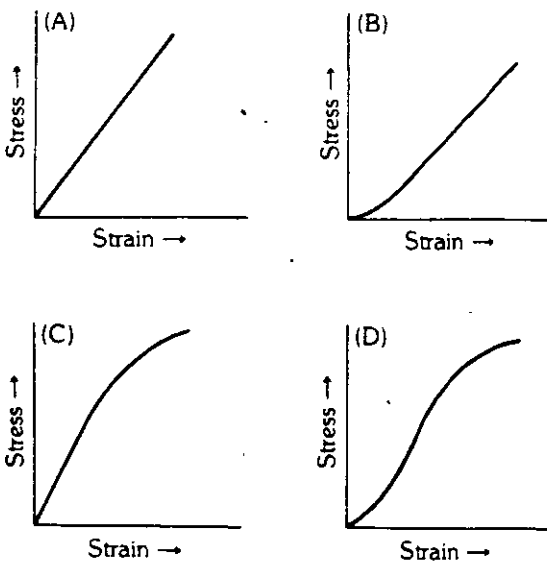


FIGURE 3-8 Stress-strain relationships of rocks. A is massive, very hard rock material; B is hard rock that undergoes some densification during initial loading; C is hard rock with mixed composition where the weaker components gradually fail; D is rock that experiences densification during initial loading and then gradual failure of weaker components (the most common stress-strain relationship of rocks).

not undergo either densification (the closing of pores, micro-fractures, and so on) or progressive failure during which individual minerals fail. The rock sample in Figure 3-8B is uniform and massive with some pore space, as shown by the initial loading, which causes nonelastic (*ductile*) deformation as the rock densifies. The final abrupt (*brittle*) failure results when all mineral components fail as a unit. Rock samples in Figures 3-8C and 3-8D differ from 3-8A and 3-8B in that they have a ductile, or progressive, failure in which the weakest minerals fail first and the failure surface progresses through the rock sample.

Since laboratory-determined stress-strain data are presented in graphic form, a verbal description of the stress-strain curve is needed to classify the data (Table 3-3).

A natural relationship exists between the unconfined compressive strength, the deformation behavior, and the engineering character of any rock substance. A very high-strength rock with elastic deformation behavior presents significantly different problems from a very high-strength rock having an elastic-plastic deformation behavior. In the first case, any failure is sudden and explosive (*rock burst*), while in the second case the plastic or ductile deformational phase warns of impending failure. Rock-burst failure presents a serious health and safety risk, since workers cannot be warned prior to the failure. A classification procedure developed by Deere and Miller (1966) utilizes a modulus ratio ( $M_R$ ) to relate strength to the slope of stress-strain curve.

$$M_R = \frac{E_{50}}{\sigma_c}$$

where

$E_{50}$  = tangent elastic modulus at 50 percent ultimate strength

$\sigma_c$  = ultimate compressive strength

The modulus ratio has been divided into three classes (Table 3-4); the differentiation between them is based on the observation that average rocks have a medium modulus ratio. A brittle or rigid rock with lower compressive

TABLE 3-3 Stress-strain relationships

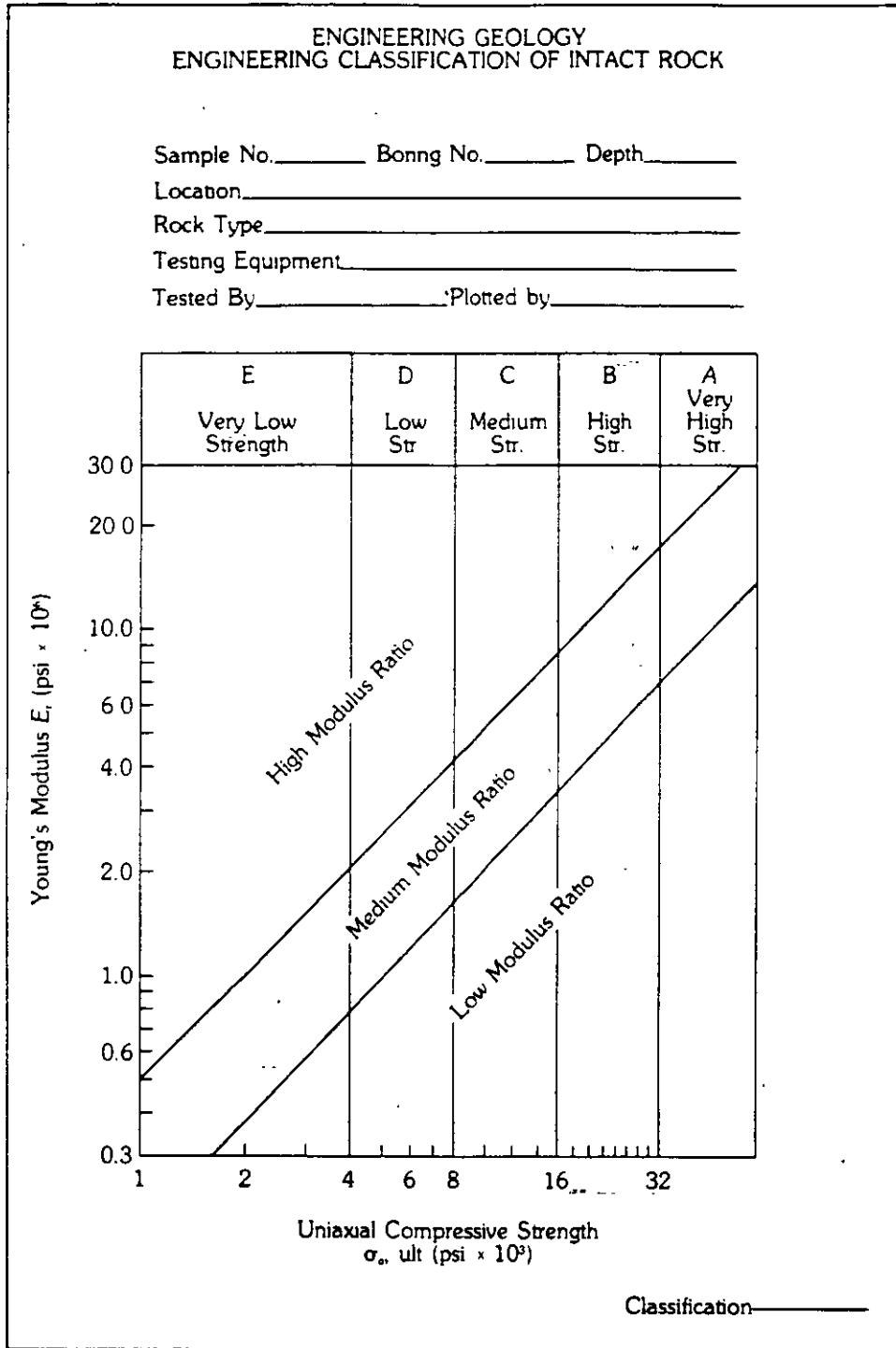
Class	Relationship
E	Elastic
PE	Plastic-elastic (ductile-elastic)
EP	Elastic-plastic (elastic-ductile)
PEP	Plastic-elastic-plastic (ductile-elastic-ductile)

TABLE 3-4 Classes of modulus ratio  $M_R$

Class	Description	Ratio
H	High modulus ratio	over 500:1
M	Medium modulus ratio	200:1-500:1
L	Low modulus ratio	below 200:1

Source: Deere and Miller, 1966.

strength has a high modulus ratio, while a ductile rock with higher strength has a low modulus ratio. Figure 3-9 is a plotting sheet in which the tangential Young's modulus ( $E_{50}$ ) is plotted against uniaxial compressive strength to determine the strength and modulus ratio classes.



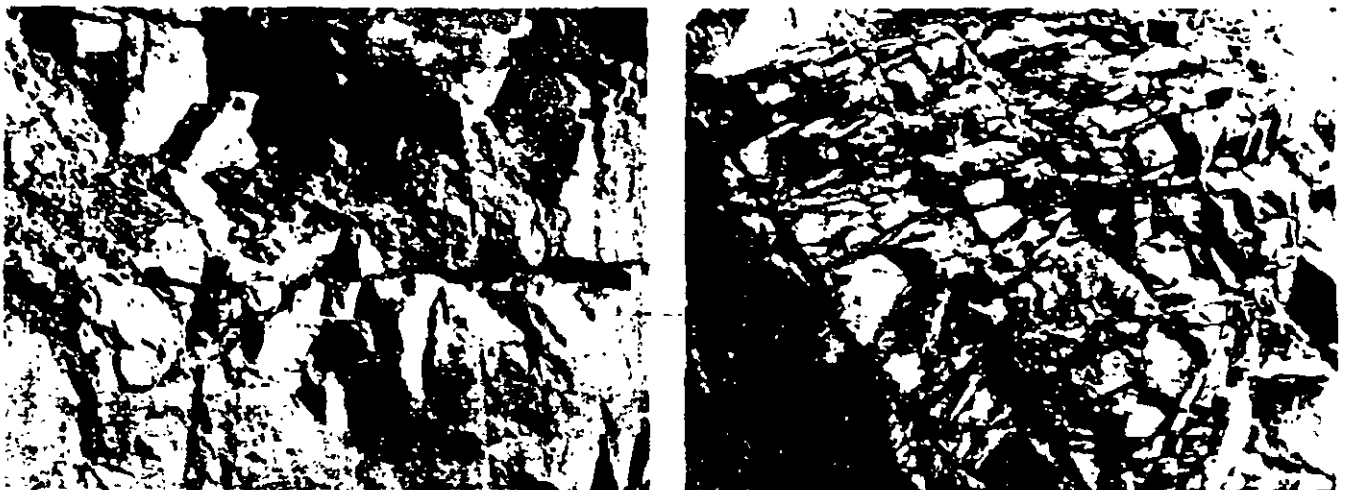
**FIGURE 3-9** Classification sheet for rocks. (Modified from Deere and Miller, 1966.)

Because rock materials vary greatly, an inherited characteristic from the rock-forming processes provides a significant amount of information—the geologic name of the rock. The geologic name immediately gives the rock-forming process, mineralogy, geochemistry, and average stress-strain behavior to the engineering geologist. The unconfined compressive strength relates the degree of cementation, massiveness, and other general strength information, and the modulus ratio describes the characteristics of the mode of deformation and failure. Any complete description of a rock substance for purposes of engineering geology must, therefore, carry all three components of the classification: *geologic name, strength, and deformation characteristics.*

### ROCK-MASS CLASSIFICATION

Just as the intact properties of a rock provide vital information about the strength characteristics and deformation behavior of a rock sample, the rock-mass properties provide vital information about the character of the entire rock in the field. A very high-strength, highly fractured rock with the largest piece only ten centimeters on a side and a medium modulus ratio would behave differently than the same rock would if it were massive and unfractured (Figure 3-10). Rock-mass classification is based on field observation and is generally reported in a descriptive form. Since numerous workers have proposed different terms for rock-mass properties, a table defining the terms used should be included in any report. Table 3-5 gives common rock-mass terms.

Observation of the rock in the field is not commonly possible because it is covered with soil or the area of interest is below ground level, as in a tunnel or deep excavation. Rock properties are, however, important to a



**FIGURE 3-10** Rock structure (discontinuities). Notice the massive nature of the rocks on the left compared with those on the right.

design engineer working on a tunnel project, for example. In such cases the site investigation for the project will involve drilling cores to obtain rock samples for classification and testing (Figure 3-11).

To provide a simple, direct means to indicate rock-mass properties, Deere (1968) developed the **rock quality designation (RQD)**, which is based on the core recovery. *Core recovery* is the ratio of the length of core recovered to the length drilled and ranges from 0 percent for no core recovery to 100 percent for total recovery. The RQD is a modification of core recovery, in that only the intact pieces of core that are more than ten centimeters long are added together in calculating length recovered. RQD

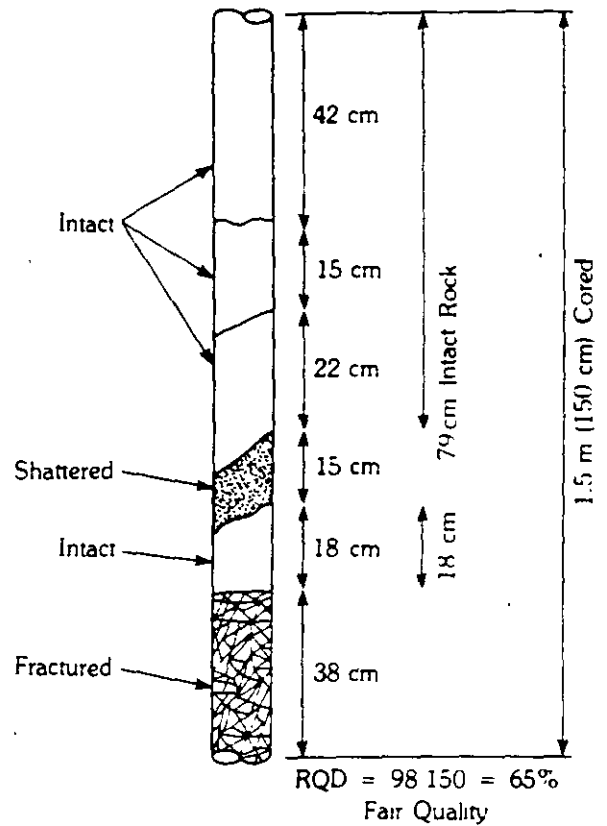
Description	Average Fracture Spacing
Massive bedding	Bedding planes greater than 2 m apart
Layered	Bedding planes less than 2 m apart
Very close fractures	Less than 5 cm apart
Close fractures	5 cm to 30 cm apart
Moderately wide fractures	30 cm to 1 m apart
Wide fractures	1 m to 3 m apart
Very wide fractures	Greater than 3 m apart
Very broken rock	Less than 5 cm between fractures
Broken rock	8 cm to 30 cm between fractures
Blocky rock	30 cm to 2 m between fractures
Solid rock	Greater than 2 m between fractures

TABLE 3-5 Rock-mass description



FIGURE 3-11 Rock core from the Downey Slide in British Columbia, Canada. Notice the high degree of fracturing of the rock.





**FIGURE 3-12** Rock Quality Designation (RQD).

should not be applied to a core less than 5.4 centimeters in diameter because smaller cores are frequently broken by the coring operation and consequently yield a false RQD. Figure 3-12 shows a sample RQD determination. RQD is related to rock-mass properties in Table 3-6.

Further information, in addition to the spacing of fractures, is also important to the engineering geologist because fractures may represent planes of weakness where undesirable movements can take place. In rocks of medium strength or greater, failures are often related to the shape, continuity, and orientation of fractures. A complete rock-mass description must, therefore, include the characteristics of the fractures as well as their spacing, infilling, smoothness, and width. Figure 3-13 is a descriptive guide to fracture character.

The classification and description of rocks may sound like just so much memorization, but without a complete description or classification you do

**TABLE 3-6** RQD descriptions

RQD	Description	Approximate Equivalent Fracture Spacing
0-25%	Very poor	Very close
25-30	Poor	Close
30-75	Fair	Moderately wide
75-90	Good	Wide
90-100	Excellent	Very wide

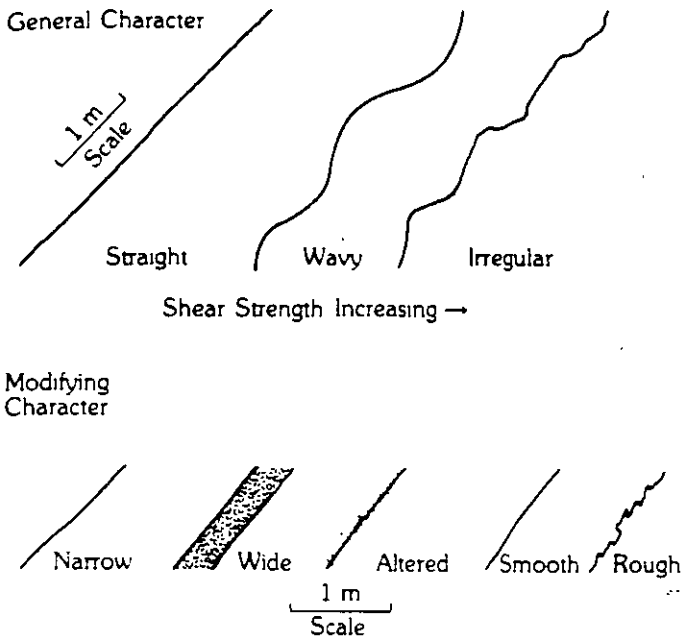


FIGURE 3-13 Classification of fractures.

not have a means of communicating your observations to anyone else. The complete description of a rock material must include the *geologic name* (genetic and mineralogic information), the *rock substance classification* (strength and deformation characteristics), and the *rock-mass description* (continuity of the material). If you omit any of these components from the description, the user of your information is at a serious disadvantage.

# Igneous Rocks

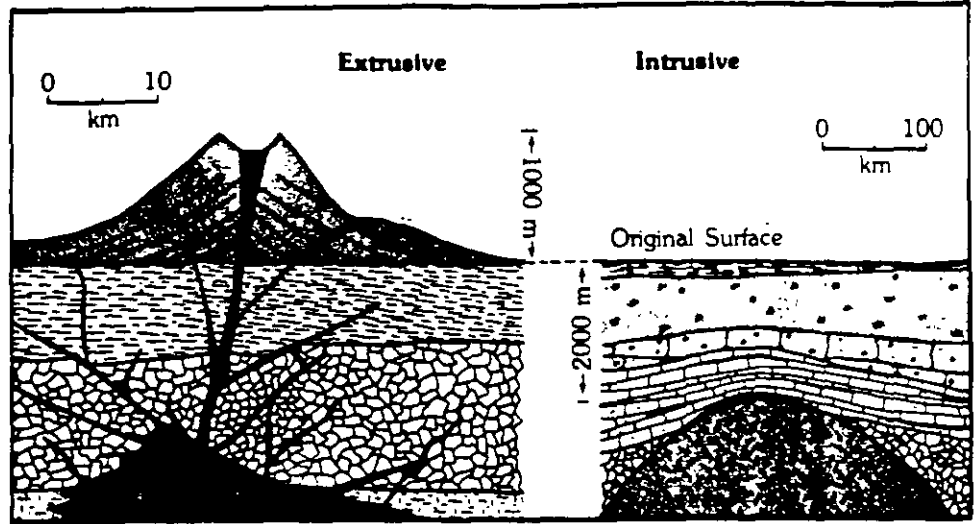
# four

## ORIGIN OF IGNEOUS ROCKS

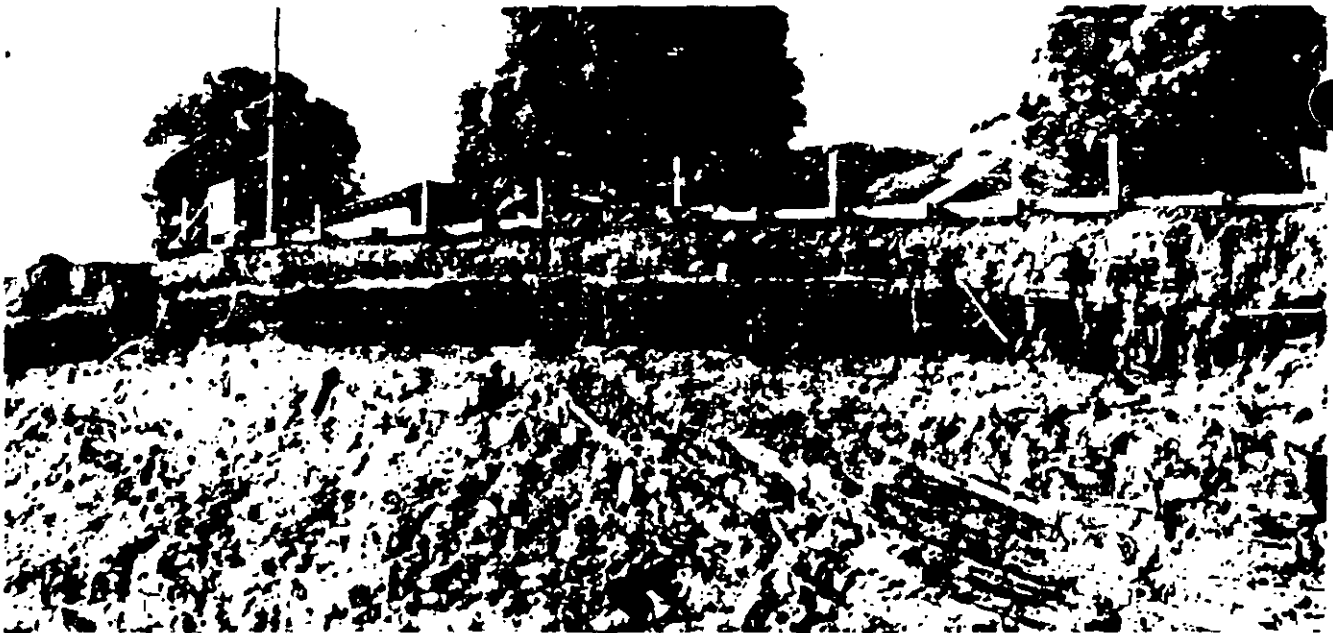
As the definition states, igneous rocks formed from a molten mass when it cooled. The characteristics of the rock are controlled by two basic factors: the rate of cooling and the chemical composition of the molten mass. The cooling rate is further controlled by the geometry (shape) of the mass and amount of insulation surrounding the melt during the cooling phase.

The cooling rate controls the size of the mineral crystals that form in the melt. Thus, igneous rocks with similar chemical characteristics (similar mineral composition) can be glassy or can have crystal sizes ranging from very fine to very coarse, or a combination. Crystal size is a diagnostic feature and is therefore one component of the classification of igneous rocks. Rapid cooling precludes the growth of crystals, while slow cooling allows their growth. **Extrusive igneous rocks** form on or near the surface of the earth and cool rapidly because they are not well insulated; they are fine crystalline to glassy rocks. **Intrusive igneous rocks** are intruded into deeper parts of the crust, insulated, and cooled slowly; they are medium to coarse crystalline rocks. Figure 4-1, a geological cross section of the crust, shows the environments of formation of igneous rocks. Notice that thin, rapidly cooled bodies containing glasses and fine crystals are characteristic of extrusive igneous rocks, while thick, slowly cooled bodies containing medium to coarse crystals are characteristic of intrusive igneous rocks.

Simply by knowing that the rock is extrusive igneous, the engineering geologist can estimate the characteristics of the rock body: It is thin and possibly discontinuous in nature, is complex in character, and may exist over a limited area (Figure 4-2). An intrusive igneous rock, on the other hand, can be expected to be thick and more uniform in character and to extend over a large area (Figure 4-3). At a construction site, an extrusive rock would probably require more extensive exploration than an intrusive rock in order to define its areal extent and characteristics.



**FIGURE 4-1** Environments of formation of extrusive and intrusive igneous rocks.



**FIGURE 4-2** Extrusive igneous rock (designated by arrow). A thin flow covers older rock units.

## GEOCHEMISTRY OF IGNEOUS ROCKS

The chemical composition of the molten mass is the second factor in the classification of igneous rocks, because the chemistry controls the rock's mineralogy. Since igneous rocks are derived from a molten mass of earth material, the basic elemental composition of the earth establishes the chemistry of the melt. Almost 98 percent of the earth's crust is composed of only eight elements, as Table 4-1 shows. This very limited list of common elements in the earth's crust has a significant chemical impact on the number of different variations that can form, particularly when one realizes that the



**FIGURE 4-3** Intrusive rock body. The entire mountain range in this photograph is composed of the same type of rock.

Element	Symbol	Ion	% of Crust
Oxygen	O	O <sup>-</sup>	49.52
Silicon	Si	Si <sup>+4</sup>	25.75
Aluminum	Al	Al <sup>+2,+3</sup>	7.51
Iron	Fe	Fe <sup>+3,+4</sup>	4.70
Calcium	Ca	Ca <sup>+2</sup>	3.39
Sodium	Na	Na <sup>+</sup>	2.64
Potassium	K	K <sup>+</sup>	2.40
Magnesium	Mg	Mg <sup>+2</sup>	1.94
		Total	97.85%
		All other elements	2.15
			100.00%

**TABLE 4-1** Elemental composition of the earth's crust

only anion in this list (negatively charged ion) is oxygen. The next most abundant anion is sulphur (0.048 percent).

A **mineral** is defined as a natural, inorganic substance composed of one or more elements with a unique chemical composition, arrangement of elements (*structure*), and distinctive physical properties. Oxygen can combine with the other seven common elements to form the *oxides*; however, the abundance of the *silicates*, oxygen (49.52 percent) combined with silicon (25.75 percent), exceeds that of the oxides by a significant amount. The silicates are therefore the common igneous rock-forming minerals. There are six of them: feldspars, quartz, amphiboles, pyroxenes, micas, and olivine.

## FELDSPARS

The feldspar minerals are potassium, sodium, calcium, and aluminum silicates and are usually light in color. These minerals comprise about 59 percent of the "average" igneous rock. The feldspar family is divided into two basic minerals: *orthoclase*, a potassium-aluminum silicate, and *plagioclase*, a calcium-sodium aluminum silicate. The plagioclase feldspars form a solid solution series between the calcium and sodium end members.

**Orthoclase:**  $\text{KAlSi}_3\text{O}_8$

Hardness: 6

Density: 2.56

Crystal: Monoclinic, usually short prismatic

**Plagioclase:**  $\text{NaAlSi}_3\text{O}_8 \longleftrightarrow \text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$

Hardness: 6

Density: 2.62–2.76

Crystal: Triclinic, usually tabular, commonly as irregular grains and cleavable masses

## QUARTZ

Quartz makes up about 12 percent of the "average" igneous rock and is the second most abundant mineral. Quartz is a silicon oxide that is usually light to clear in color.

**Quartz:**  $\text{SiO}_2$

Hardness: 7

Density: 2.65

Crystal: Trigonal, commonly prismatic

## AMPHIBOLES

The amphibole family is a large group of closely related minerals that make up about 8 percent of an "average" igneous rock. These minerals are complex calcium, magnesium, iron, and aluminum silicates that have doubled chains of linked  $\text{SiO}_4$  tetrahedrons. This double chain results in the formation of a generally simple, six-sided, long, prismatic crystal. Hornblende is the common amphibole mineral.

**Hornblende:**  $\text{NaCa}_2(\text{Mg,Fe,Al})_5(\text{Si,Al})_6\text{O}_{22}(\text{OH})_2$

Hardness: 6

Density: 3.0–3.4

Crystal: Monoclinic, sometimes in prismatic crystals, also as irregular grains and massive

## PYROXENES

The pyroxene family includes a large group of related complex calcium, magnesium, iron, and aluminum silicates that make up about 8 percent of an "average" igneous rock. This mineral family differs from the amphibole family in that it has only a single chain of  $\text{SiO}_4$  tetrahedrons, producing a more complex, four- or eight-sided, short, prismatic crystal form. The common pyroxene mineral is augite.

<b>Augite:</b>	$\text{Ca}(\text{Mg,Fe,Al})(\text{Al,Si})_2\text{O}_6$
Hardness:	6
Density:	3.25–3.55
Crystal:	Monoclinic, short prismatic crystals, often square in cross section, also granular and massive

Notice the difference in the chemical relationship between the aluminum-silicon-oxygen ratio in hornblende ( $\text{Si}:\text{O} = 4:11$ ) and augite ( $\text{Si}:\text{O} = 1:3$ ), reflecting the double chain versus the single chain of  $\text{SiO}_4$  tetrahedrons.

## MICAS

The mica family includes layer silicate minerals that form "sheetlike" hexagonal crystals. Muscovite (white mica) is a light-colored, hydrous, potassium aluminum silicate while biotite (black mica) is a dark-colored, hydrous, iron-magnesium potassium aluminum silicate. The mica family makes up about 8 percent of an "average" igneous rock; both forms of mica are found in igneous rocks.

<b>Muscovite:</b>	$\text{KAl}_2(\text{AlSi}_3\text{O}_{10})(\text{OH})_2$
Hardness:	2.5 on cleavage, 4 across cleavage.
Density:	2.8–2.9
Crystal:	Monoclinic, usually in layered masses or small flakes, crystals tabular with a hexagonal outline
<b>Biotite:</b>	$\text{K}(\text{Mg,Fe})_3(\text{AlSi}_3\text{O}_{10})(\text{OH})_2$
Hardness:	2.5 on cleavage
Density:	2.8–3.4, increasing with iron content
Crystal:	Monoclinic, crystals are pseudohexagonal prisms but habit is more commonly layered plates without crystal outline

## OLIVINE

Olivine is a common mineral in some igneous rocks (usually extrusive) and constitutes about 4 percent of an "average" igneous rock. Chemically, olivine is a magnesium, iron silicate mineral and is usually green in color.

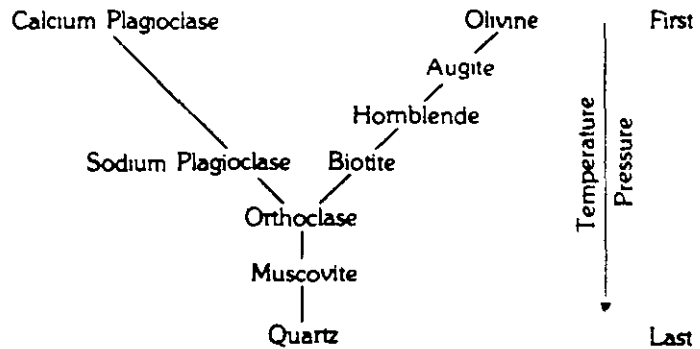


FIGURE 4-4 Bowen reaction series.

- Olivine:**  $(Mg,Fe)_2SiO_4$
- Hardness:** 6.5
- Density:** 3.22–4.39
- Crystal:** Orthorhombic, rarely as crystals, usually in granular masses, and as rounded grains in igneous rocks

These six families are the basic mineral components of igneous rocks and have specific temperature and pressure relationships of formation. Some of them form at higher temperatures than others and may be redissolved in the melt as it slowly cools. These early-formed minerals may also settle to the bottom of the molten mass and therefore increase the potassium-silicon-oxygen ratio of the melt. The temperature relationships were worked out by Bowen and are known as the Bowen reaction series (Figure 4-4). High-temperature minerals, formed early, are related to each other as are low-temperature minerals, formed later. This series explains, for those interested in the science of igneous rock formation, why specific minerals appear together to form one rock type while others form another rock. The Bowen reaction series is important to the engineering geologist because it relates the geochemical environment that existed when the mineral formed and therefore is helpful in understanding mineral weathering and decay.

**ENGINEERING  
GEOLOGIC  
CLASSIFICATION OF  
IGNEOUS ROCKS**

Igneous rocks have two easily identified diagnostic features: *crystal size*, related to the origin of formation (intrusive or extrusive), and *mineralogy*, related to the geochemistry of the melt. As the Bowen reaction series shows, as temperature decreased during slow cooling, the minerals formed were lighter in color. Thus color is a reasonable representation of mineral composition. Color, however, may not always be a diagnostic feature, especially for rarer forms of igneous rocks.

Figure 4-5 shows a classification system of igneous rocks for most engineering geologic purposes. (See Figure 4-6 for a geologic classification.) Two igneous rocks constitute by far the majority: **granite** and **basalt**. Granite is an intrusive, light-colored, coarse crystalline rock resulting from a



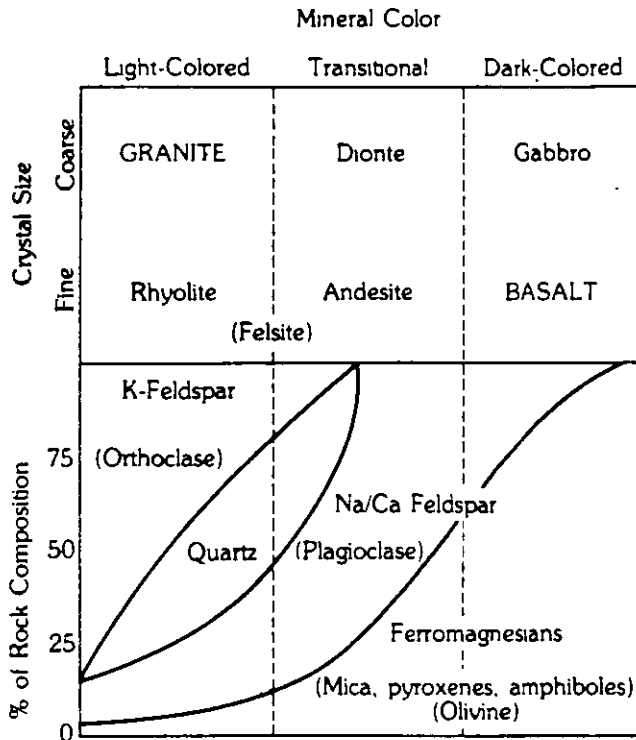


FIGURE 4-5 Classification of igneous rocks for engineering geology.

very slow cooling process, while basalt (lava) is an extrusive, dark-colored, fine crystalline to noncrystalline rock resulting from a rapid cooling process. In cases where the engineering geologist cannot identify the exact classification of an igneous rock in the field, the general terms **granitic** or **basaltic** are used. These general determinations are still valuable because the origin and chemical (mineralogic) composition are indicated, and the engineering geologist can keep in mind a general picture of the rock.

Igneous rocks, having formed during the cooling of a molten mass, are characteristically composed of interlocking crystals. Figure 4-7A is a microscopic view of the crystal interlocking in a granite. Notice that there are no pore spaces between the crystals and that the pattern of crystal orientation is random. Figure 4-7B, by contrast, is a microscopic view of a basalt that cooled rapidly, so that the crystals are very small and of nearly uniform mineralogy. In some basalts, spherical voids form in the rock as a result of gas trapped in the molten mass by the rapid cooling. These two figures suggest that intrusive igneous rocks should be more uniform in their engineering properties (strength and modulus ratio) than extrusive igneous rocks. Figure 4-8 is a generalized plot of the distribution of the engineering properties of igneous rocks. Notice that intrusive rocks are characteristically high- to very high-strength rocks while the extrusive rocks range from very low to very high strength.

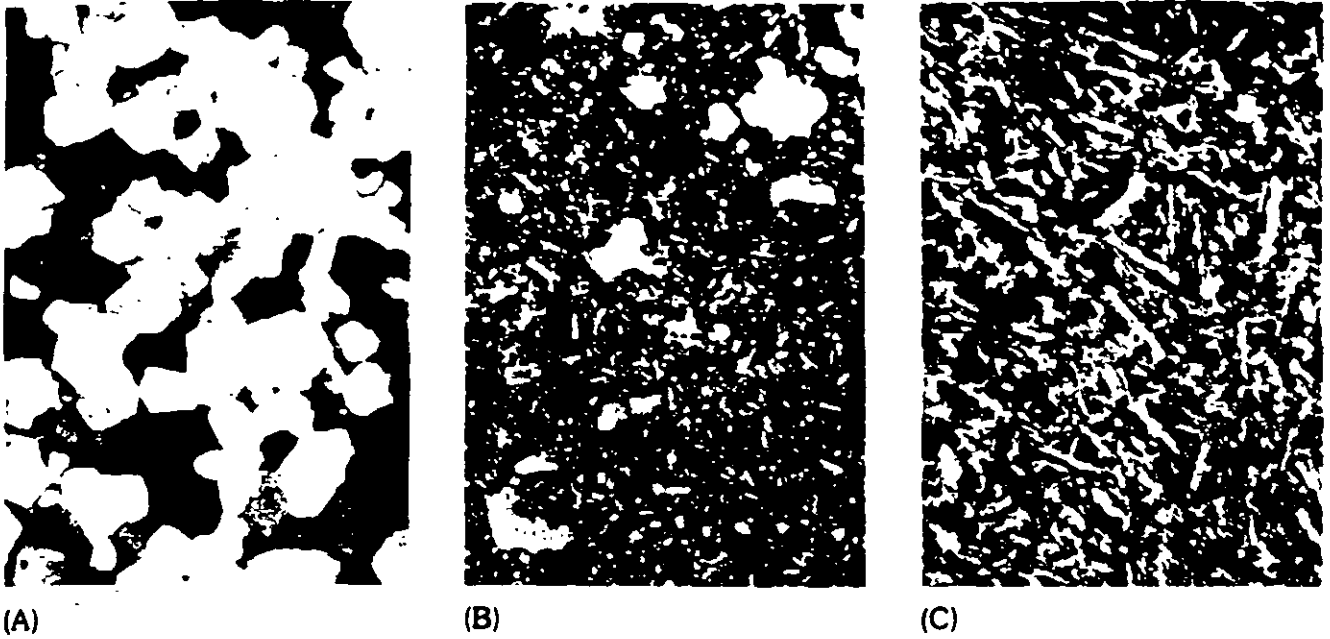
The engineering geologic characteristics of igneous rocks summarized in Table 4-2 can be related to the environment of formation of the rock. Intrusive igneous rocks are high to very high strength materials that usually have elastic-plastic, stress-strain characteristics, regardless of their geologic

Megascopic Classification of the Igneous Rocks

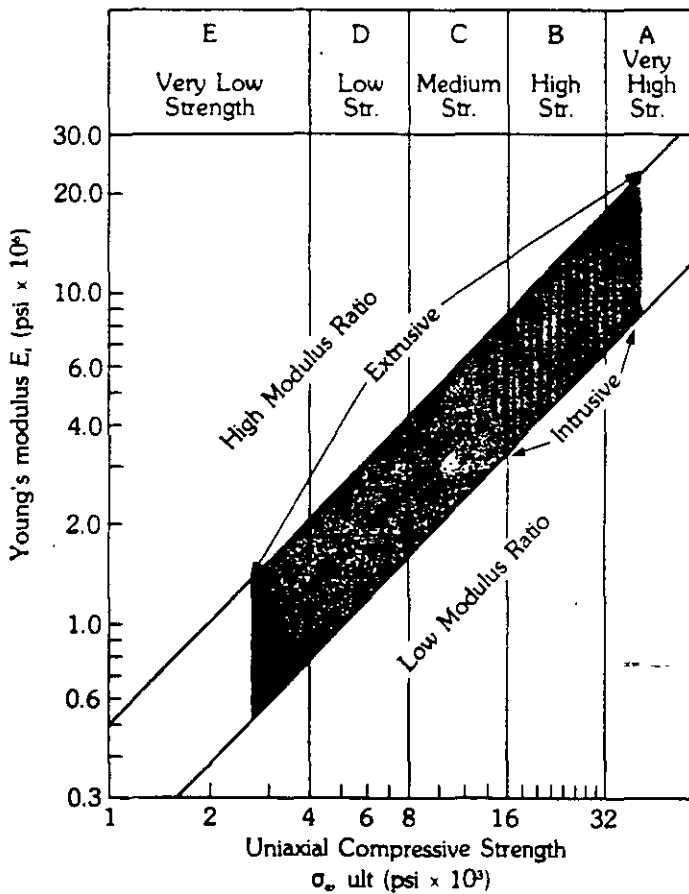
General Color		Light-Colored (except certain glasses)			Intermediate		Dark Colored (except Anorthosite and Dunite)								
Dominant Minerals		Alkali Feldspars (Orthoclase and/or Microcline)			Na/Ca Plagioclase, Hornblende		Pyroxene Ca/Na Plagioclase		Chiefly			Practically All			
Additional Minerals		± Biotite ± Hornblende			± Biotite ± Pyroxene		± Hornblende + Mgt or Ilmenite		Pyrox or Hornblnd	Olivine	Ca/Na Plag.	Pyrox- ene	Horn- blende	Oliv	Ca/Na Plag
		+ Quartz - Fspds	- Quartz - Fspds	- Quartz + Fspds	+ Quartz	- Quartz	- Oliv	+ Oliv	Ca/Na Plagiocl ± Oliv ± Mgt or Il	± Pyroxene ± Mica ± Mct ± Crm	± Pyrox ± Mgt or ± Il				
Texture Pegmatic		Granite Pegmt	Syenite Pegmt	Fspdl syen Pegmt	Qtz dior Pegmt	Diorite Pegmt	Gabbro Pegmt	Oliv Gabbro Pegmt	Perknite Pegmt	Peridotite Pegmt	Anorthosite Pegmt				
Granitoid (equigranular)		Granite	Syenite	Fspdl Syenite	Quartz diorite	Diorite	Gabbro	Olivine Gabbro	Perknite	Peridotite	Anorthosite	Pyroxenite	Horn blendite	Dunite	Anorthosite
Porphyritic	Gm. Phaneritic	Granite Porphyry	Syenite Porphyry	Fspdl syen Porphyry	Qtz dior Porphyry	Diorite Porphyry	Gabbro Porphyry	Oliv Gab Porphyry	Perknite Porphyry	Perid Porph (Kimberlite)	Porphyritic rocks seldom if ever occur in these clans				
	Gm Aphanitic	Rhyolite Porphyry	Trachyte Porphyry	Phonolite Porphyry	Dacite Porphyry	Andesite Porphyry	Basalt Porphyry	Oliv Basalt Porphyry	Augitite Porphyry	Limburgite Porphyry					
	Gm Aphanitic Very few Phenocrysts	Rhyolite	Trachyte	Phonolite	Dacite	Andesite	Basalt	Oliv Basalt	Augitite	Limburgite					
Aphanitic		Felsite					Basalt					Aphanitic rocks do not occur in these clans			
Porphy. glassy		Vitrophyre								Glassy rocks do not occur in these clans					
Glassy		Obsidian Pitchstone Perlite Pumice					Tachyllite ----- Scoria		Massive, smooth, glassy luster, prominent conchoidal fracture Luster resembles tree pitch or gum Concentric cracks make pearlike nodules Very vesicular						
Frag	Unconsolidated	Blocks, bombs, cinders (lapilli), ash, dust								Named according to grain size, regardless of composition					
	Consolidated	Volcanic breccia (angular) or agglomerate (rounded), and tuff													

Fspdl Feldspathoidal, Fspds Feldspathoids, Mgt Magnetite, Il Ilmenite, Crmt Chromite, Oliv Olivine,  
Gm Groundmass, Frag Fragmental, Pegmt, Pegmatite, Syen Syenite, Dior Diorite, Gab Gabbro, Porph Porphyry

FIGURE Complete classification of igneous rocks. (Reprinted by permission H. Blank, Texas A&M University.)



**FIGURE 4-7** Photomicrographs of (A) an intrusive igneous rock and (C) an extrusive igneous rock showing the significant difference in crystal size. Photomicrograph (B) shows an igneous rock with two crystal sizes (porphyritic texture), indicating two cooling rates. Photographs are the same scale.



**FIGURE 4-8** Engineering classification of igneous rocks. (After Deere and Miller, 1966.)

name. These engineering geologic characteristics are the result of the following factors:

1. Interlocking of high strength crystals produces high strength.
2. Crystal interlocking does not allow pore space to develop; thus the stress-strain relationship is elastic when the rock is loaded.
3. Plastic deformation at failure occurs because the weakest crystals in the rock fail first and a failure surface progresses through the rock (*progressive failure*).

Extrusive igneous rocks have highly variable strength and deformation characteristics because they are formed under variable conditions at or near the earth's surface. Extrusive igneous rocks generally occur as porous, low density materials (ash, tuff, and pumice) or as massive, high density materials (flows, sills, and dikes). Porous units have very low strength and either plastic-elastic or elastic deformation characteristics depending upon the character of the rock. These engineering geologic characteristics result from the following conditions:

1. Loading causes the thin walls of the pores to fail, thus producing a very low strength rock.

**TABLE 4-2** Engineering geologic characteristics of igneous rocks

Characteristic	Description
Environment of formation	Intrusive igneous rock
Regional extent	Large area, occasionally can occur as small bodies
Geologic rock name	Granite                      Diorite                      Gabbro
General rock color	Light to pink                      Gray                      Black
Crystal size	Large; visible to the unaided eye
Rock substance properties	
(a) Rock strength	High to very high strength (16,000 psi or greater)
(b) Deformation characteristics	Usually elastic-plastic
-----	
Environment of formation	Extrusive igneous rock
Regional extent	Highly variable, occurring as flows or shallow intrusions
Geologic name	Rhyolite                      Andesite                      Basalt
General rock color	Light to pink                      Gray                      Black
Crystal size	Fine grained; frequently not visible to unaided eye
Rock substance properties	
(a) Rock strength	Variable from very low to very high strength
(b) Deformation characteristics	Variable from plastic-elastic to elastic

2. If the pores in the rock are not fractured and well formed, the rock will behave as an elastic body because no densification can occur.
3. If the rock is fractured or the pores are poorly formed, the rock will initially densify, producing plastic deformation upon loading.
4. Elastic behavior at failure is common because the rock does not have a mixture of weak and strong crystals.

In contrast, massive extrusive igneous rocks are very high strength materials with an elastic deformation behavior because

1. Interlocking high strength microcrystals provide high strength.
2. Interlocking of crystals does not allow pore spaces to develop; thus elastic behavior is expected upon loading.
3. A lack of mixture of weak and strong crystals does not allow a gradual failure; thus the entire rock fails as a single unit (*general failure*).

# Sedimentary Rocks

five

## ORIGIN OF SEDIMENTARY ROCKS

As their definition implies, sedimentary rocks were derived from the process of settling, deposition, or precipitation of earth materials in a fluid medium. Sedimentary rocks have been divided into three general classes. **Clastic** sedimentary rocks are composed of particles eroded from other rocks, transported to a site, and deposited. **Organic** sedimentary rocks are formed from the accumulation of organic matter from either plants or animals. **Chemical** sedimentary rocks are derived from chemical processes such as evaporation or replacement.

## ENVIRONMENTS OF DEPOSITION OF CLASTIC SEDIMENTARY ROCKS

Clastic rocks are the most common sedimentary type and are generally classified by the size of the grains (particles) that make up the rock. Since clastic sedimentary rocks are composed of particles that have been transported and deposited, the grain size of the particles is controlled by the kinetic energy of the transport media. All transport mechanisms, including sliding, rolling, ice movement, flowing water, and wind, are basically driven by gravity. Each has unique features and characteristics that are imprinted in the geologic record, so that frequently identification of the environment of deposition is possible. From this information, the engineering geologist can predict the geologic aspects of a site.

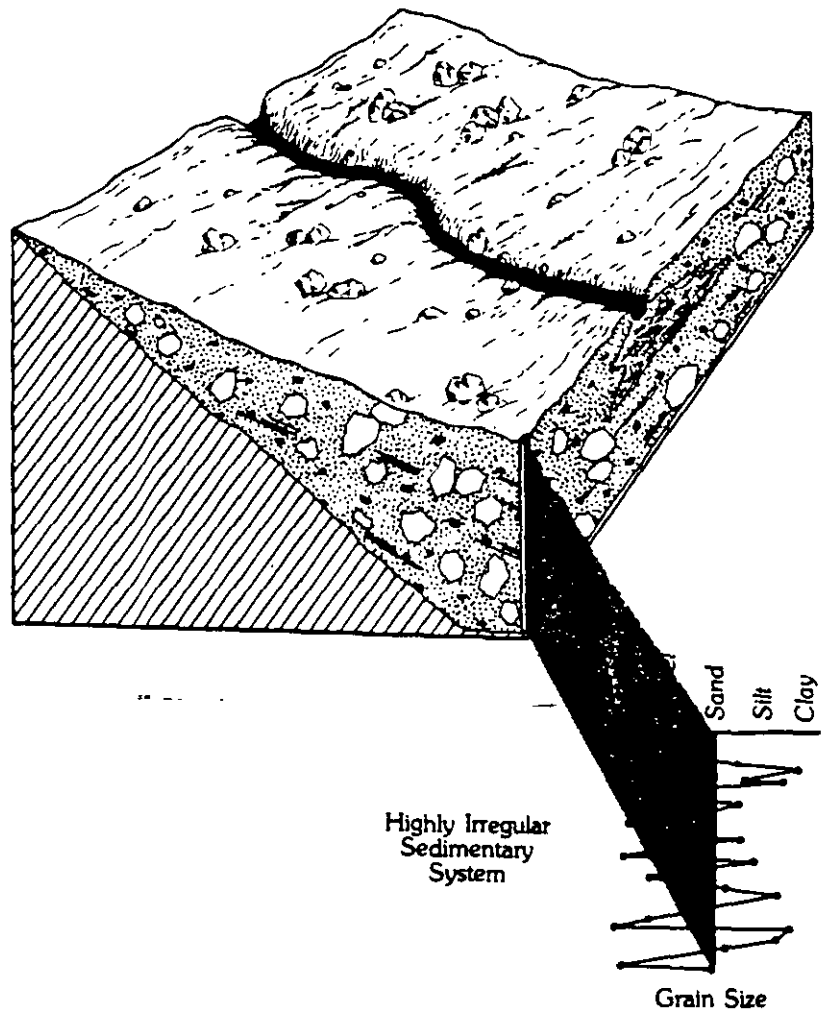
The degree of sorting (grain-size distribution) and the shape of a sedimentary rock particle is an indication of transport distance. The relationship between different sedimentary rock units, both vertically and horizontally, is an important indicator of the environment of deposition. Grain size is directly related to the kinetic energy of the depositional environment. Sedimentary structures, orientation, and shape of the beds

reflect the active processes during the time of deposition. Table 5-1 shows the general relationship between the characteristics of a clastic sedimentary rock and its transport mechanism.

Environments of deposition of clastic sedimentary rocks range from talus deposits at the base of mountains to deep oceanic deposits far from shore. **Talus** deposits are characterized by jumbled bedding, and, depending upon the materials making them up, range from well sorted to poorly sorted. As shown schematically in Figure 5-1, they are the result of the accumulation of a wide variety of materials deposited at the base of a

**TABLE 5-1** Character of clastic sedimentary rocks

General Characteristic	
Sorting: Well sorted	Long travel distance
Poorly sorted	Short travel distance
Grain Size: Fine to very fine	Low kinetic energy
Medium to large	High kinetic energy
Grain Shape: Well rounded	Long travel distance
Angular	Short travel distance

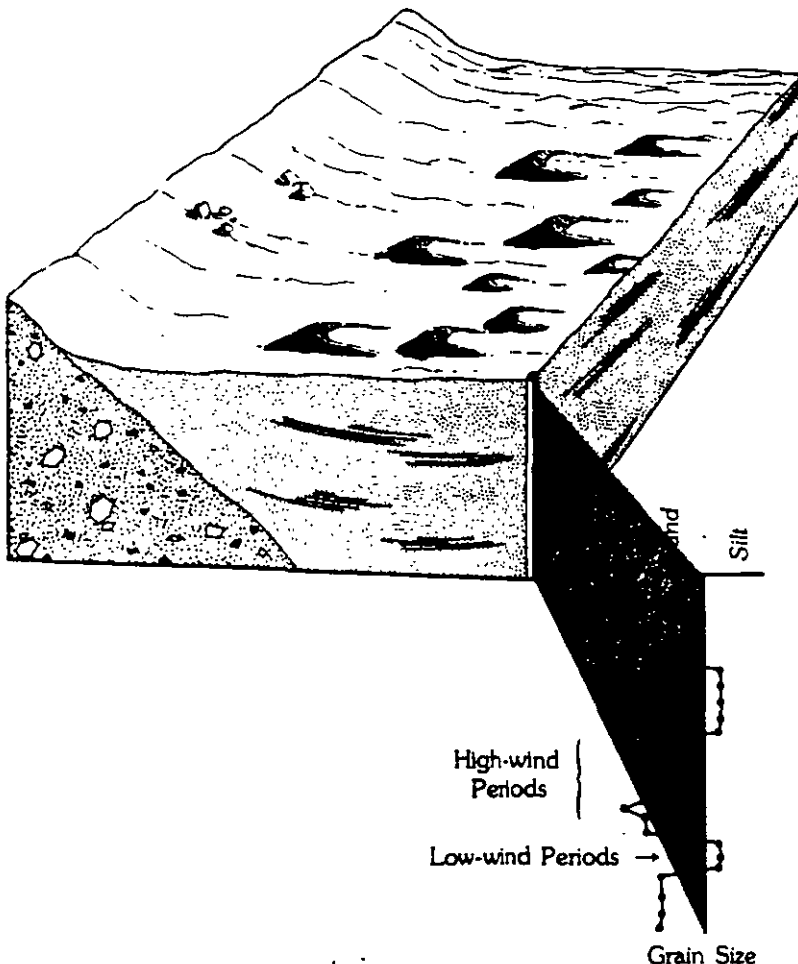


**FIGURE 5-1** Characteristics of clastic sediments deposited at the base of a mountain as talus.

mountain slope. Notice the fine-grained sediments associated with the stream and the poorly sorted slide deposits throughout the area.

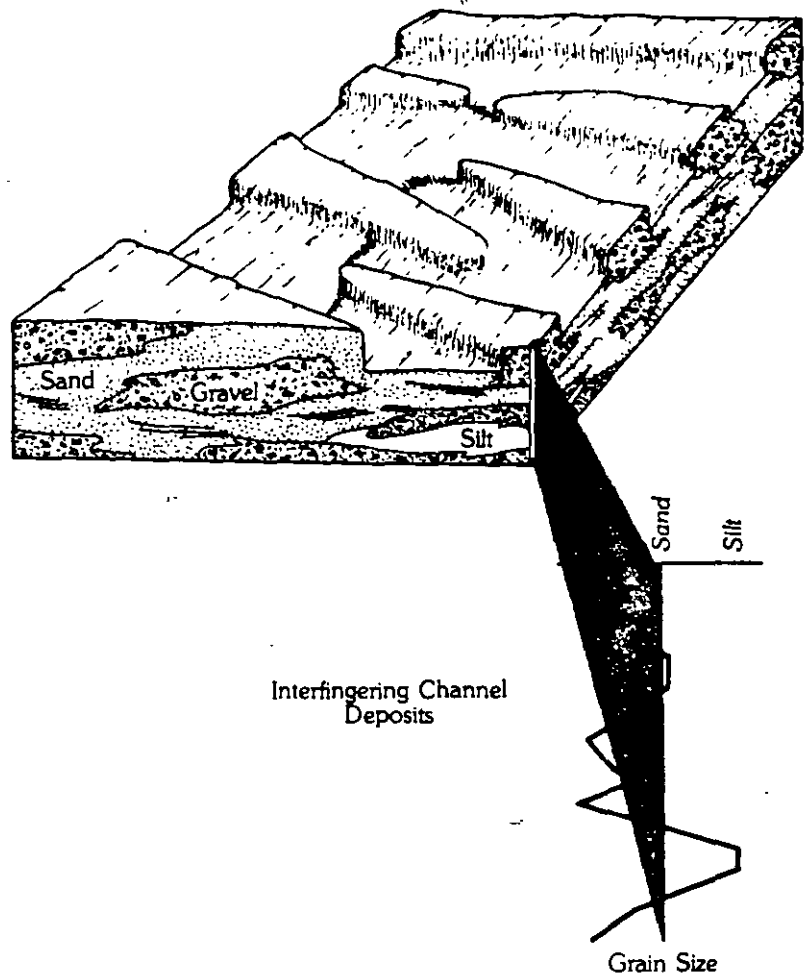
Sediments can be eroded and transported away from these mountain-based deposits by wind or running water. Wind transportation (**aeolian processes**) is most active in areas of low rainfall where vegetation is sparse. A desert valley is shown schematically in Figure 5-2. Notice the underlying talus deposits covered by finer-grained wind-blown sands and silts. The vertical variation in grain size is the result of variation in wind energy.

Stream sedimentation (**fluvial processes**) is controlled by the stream gradient, quantity of flowing water, and amount of sediment being transported. These three basic factors lead to two general types of stream channels. A **braided stream**, a series of channels and islands (Figure 5-3), generally forms in areas of steep gradient and high sediment load. Deposits left by braided channels are highly irregular, interfingering lenses of gravels, sands, and silts. **Meandering streams** develop where the stream gradient is low and the quantity of water is large compared to the sediment load. Sediments deposited in valleys of meandering streams are also irregular deposits of gravel and sand surrounded by finer-grained floodplain (**overbank**) deposits (Figure 5-4).



**FIGURE 5-2** Environment of deposition of windblown (aeolian) clastic sediments.



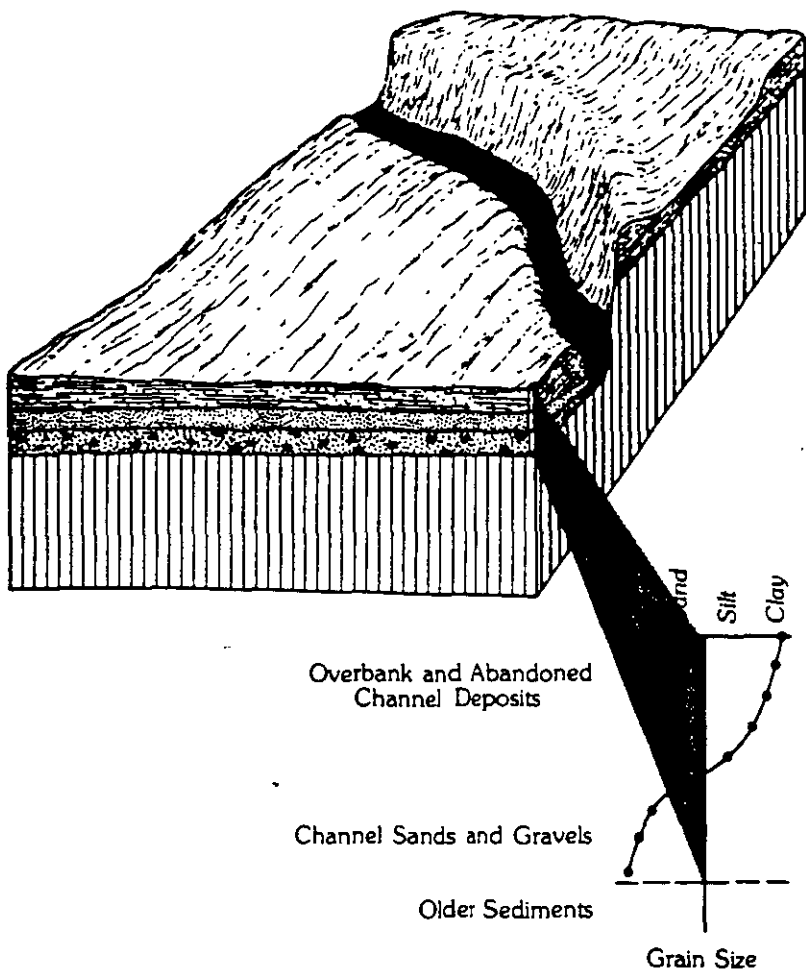


**FIGURE 5-3** Environments of deposition of clastic sediments by a braided channel.

As a stream enters a lake or ocean, the gradient decreases, and the sediments that it carries are deposited, forming a **delta**. Since the kinetic energy of a system decreases with increasing distance from the shore, sediments are deposited in a sequence from coarse- to fine-grained. A vertical section downward through a delta starts with floodplain deposits of fine sediments and organics, overlying channel sands, then pro-delta, fine-grained sediments. Figure 5-5 is a schematic diagram of a delta showing the general sequence of sediments.

Wave forces and longshore currents erode and redeposit the sediments in the delta and form coastal sedimentary features (Figure 5-6). **Bars, barrier islands, and spits** are accumulations of coarse-grained sediments that have been moved along the shoreline. These features reduce the incoming wave energy and allow for the deposition of fine-grained sediments in **lagoons and tidal flats**.

Finally, as the kinetic energy of the system approaches zero, the very fine-grained materials are deposited. Very low-energy environments include **lakes** and deep ocean basins (**marine**). The sediments in these environments are characterized by continuous layers of clays and silt-sized particles that are limited only by the size of the lake or ocean basin.



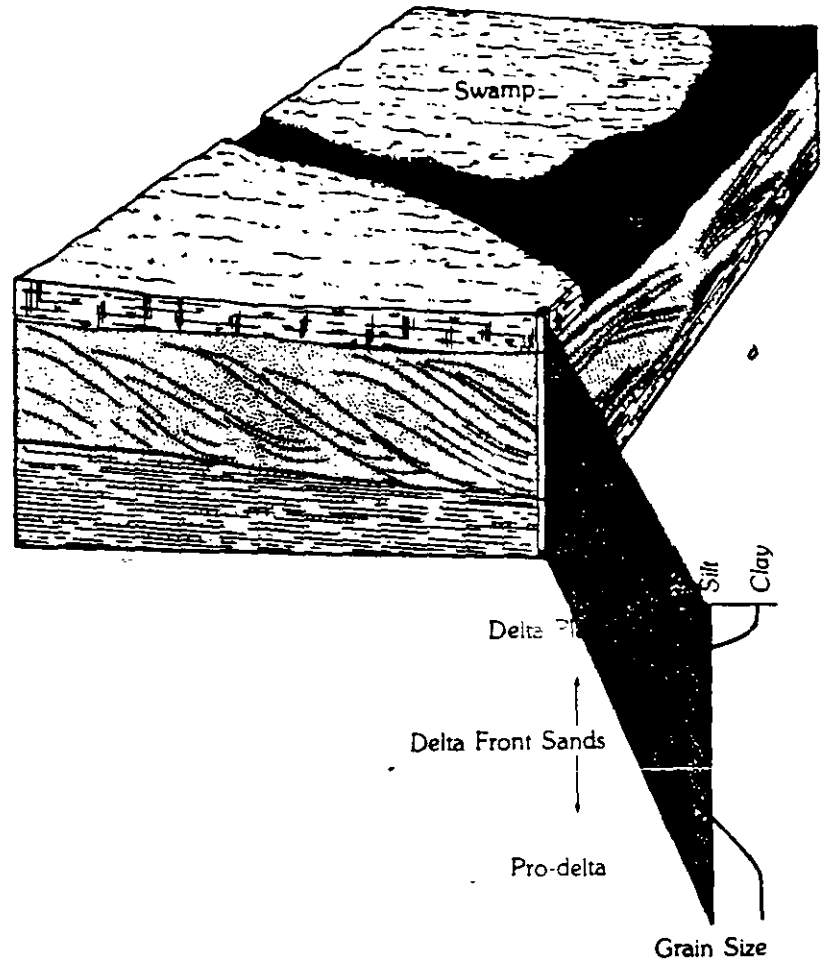
**FIGURE 5-4** Environments of deposition of clastic sediments by a meandering stream channel.

Organic sedimentary rocks form in two basic environments: in marine environments and as accumulations of plant debris in swamps. In the marine environment, organisms ranging from microscopic plankton to massive corals secrete hard parts composed of calcium carbonate ( $\text{CaCO}_3$ ) or silica ( $\text{SiO}_2$ ). Planktonic organisms float freely and produce new shells as they reproduce by cell division. Thus, a growing and thriving population contributes a continuous rain of calcium carbonate or silica particles to the sea floor. Accumulations of shells from bottom-living organisms can form shell deposits or even reefs. Corals build reef structures that can produce significant accumulations of massive calcium carbonate.

Calcium carbonate rocks derived from organic processes range from continuous, fine-grained beds occasionally mixed with fine-grained clastic sediments to isolated mounds (reefs) of carbonate rocks surrounded by clastic rocks (Figure 5-7). Clastic carbonate rocks can form when a reef or shell deposit (primary source) is eroded, transported, and redeposited by waves and currents.

Organic deposits that form in swamps and marshes are associated with clastic deposits (Figure 5-8); they occur when plant debris accumulates in an anaerobic environment where it does not decay. If the depositional site

## ENVIRONMENTS OF DEPOSITION OF ORGANIC SEDIMENTARY ROCKS



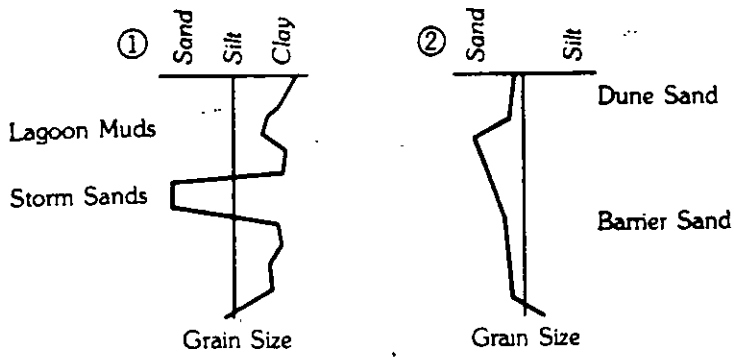
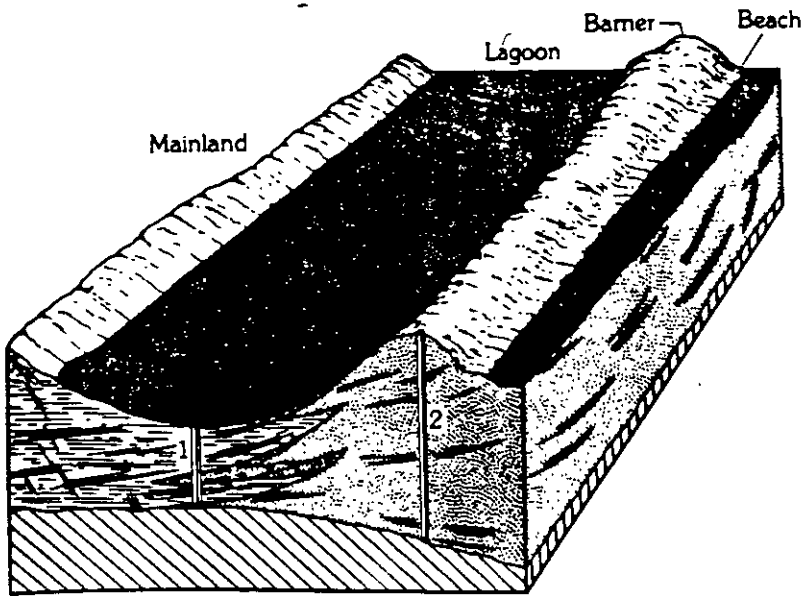
**FIGURE 5-5** Environments of deposition of clastic sediments in a delta.

subsides at a rate that keeps up with the accumulation of organic matter, thick organic deposits can form. These deposits are influenced by clastic depositional processes and can form a complete range of organic materials: organic "clays" to "clayey" organics to pure organic.

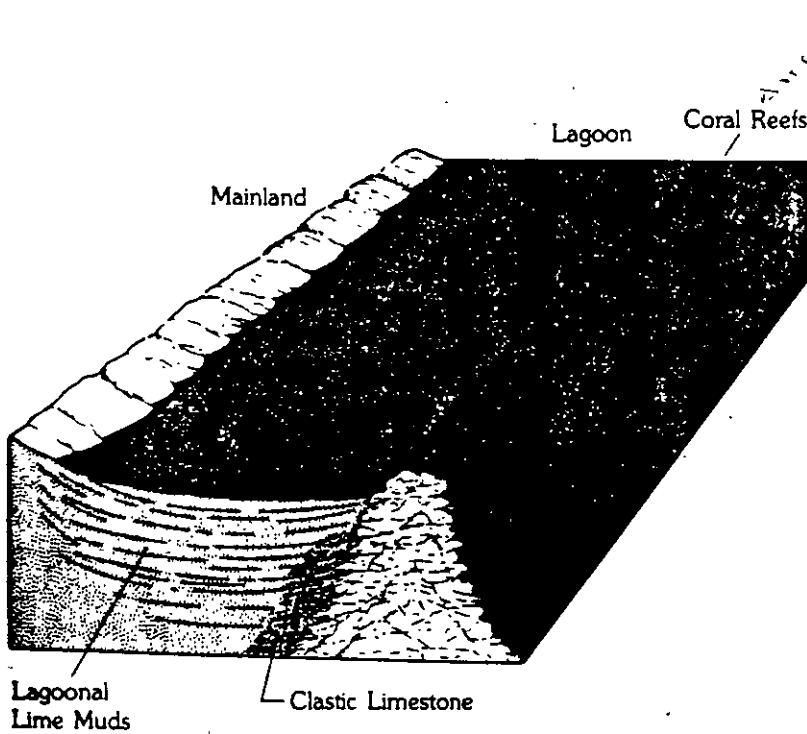
## ENVIRONMENTS OF DEPOSITION OF CHEMICAL SEDIMENTARY ROCKS

Chemical sedimentary rocks form in environments where chemical processes cause the precipitation and concentration of compounds from fluids. The primary type of chemical sedimentary rock is the **evaporite**, formed by the evaporation of seawater in a restricted bay or lake (Figure 5-9). Most commercially available salts are mined from evaporite deposits.

This general discussion of environments of deposition of sedimentary rocks points out the complexity of these rocks and their potential variability over short distances, both vertically and horizontally. It is important for the engineering geologist to understand this variability when attempting to describe the characteristics of a site. The complexity of sediment environments means that an engineering structure may be founded on two or more kinds of material, each with significantly different strength and compressibility characteristics.



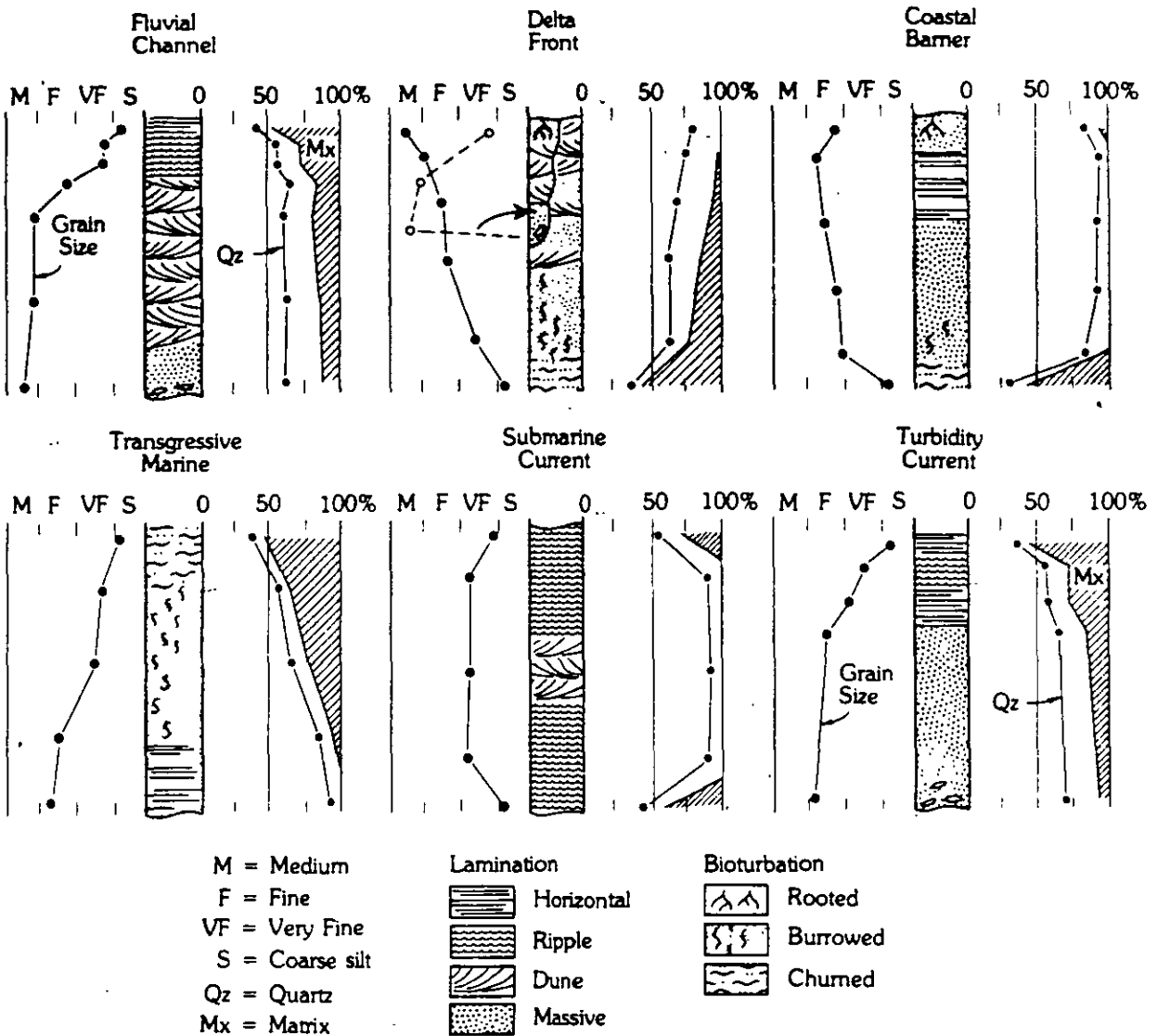
**FIGURE 5-6** Environments of deposition of clastic sediments in the coastal zone.



**FIGURE 5-7** Environments of deposition of organic carbonate sedimentary rocks.

# CASE IN POINT

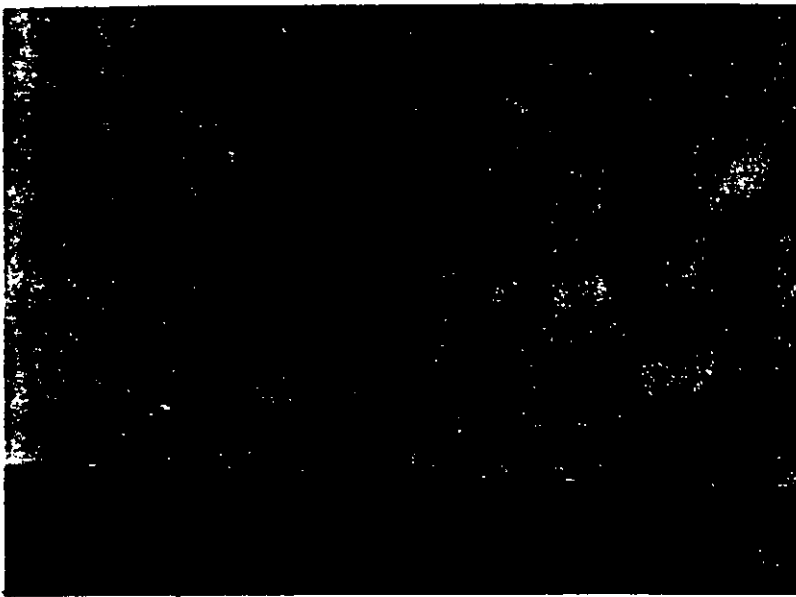
## Summary of Environmental Interpretations



Sandstones commonly occur in regular successions characterized by vertical changes in sedimentary structures, textures, and composition. These ordered sequences reflect the processes that transported the sand and the conditions under which it was deposited. When observed in a vertical sequence, as in a core, the succession of rock properties permits the interpretation of sedimentary processes and may allow predictions for the size and shape of the sandstone body. The most common, and therefore most important, sandstone successions are probably those transported and deposited in either fresh or marine water. The characteristics of these sequences can be summarized in a general manner. Individual sections may vary considerably from the ideal, depending upon local conditions of deposition, nature of the source sediment, and other variables of sedimentary processes. In general, however, the idealized sections will form a guide for the interpretation of depositional environments of most sandstone.



**FIGURE 5-8** Environment of deposition of organic (peat) sediments: a stagnant swamp.



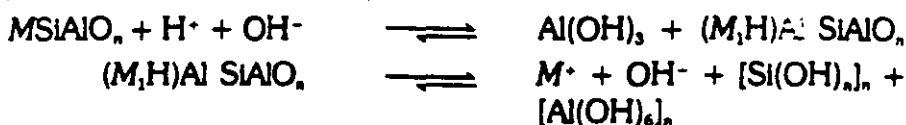
**FIGURE 5-9** Environment of deposition of evaporites. Marine waters are washed over the barrier and into the restricted bay where the water evaporates, leaving behind the chemicals that were dissolved.

Clastic sedimentary particles are derived from the **weathering** of other rocks by either chemical or physical processes. Once discrete particles have formed, they can be transported and redeposited to form clastic sedimentary rocks. Since igneous rocks make up more than 95 percent of the volume of the earth's crust, weathering of igneous rocks produces most sedimentary particles. Reviewing the Bowen reaction series, you can see that some minerals are formed at higher temperatures and pressures than others. The conditions of formation indicate the degree of disequilibrium between the mineral and its new environment when exposed at the surface. High-temperature, high-pressure minerals are further removed from equilibrium conditions relative to the surface environment and therefore are more susceptible to chemical weathering processes.

Chemical weathering is the response of materials within the **lithosphere** to conditions at or near its contact with the **atmosphere**, the

## CLASTIC MINERALS

**hydrosphere**, and perhaps more importantly the **biosphere** (Keller, 1957). The most important chemical weathering process is the reaction of a mineral with water—**hydrolysis**. This process is the reaction  $H^+$  and  $OH^-$  ions in the water with elements or ions in the mineral. A generalized hydrolysis reaction for a silicate mineral takes the form of



where  $M$  = any metal cation.

In this reaction the metal cation ( $K^+$ ,  $Na^+$ ,  $Ca^+$ , or another) is removed from the mineral and carried out of the system in the water, leaving behind  $H^+$  cations and clay minerals. As a result of the hydrolysis reaction, the clay mineral content of the land surface is increased, making clay minerals the most common clastic sedimentary minerals.

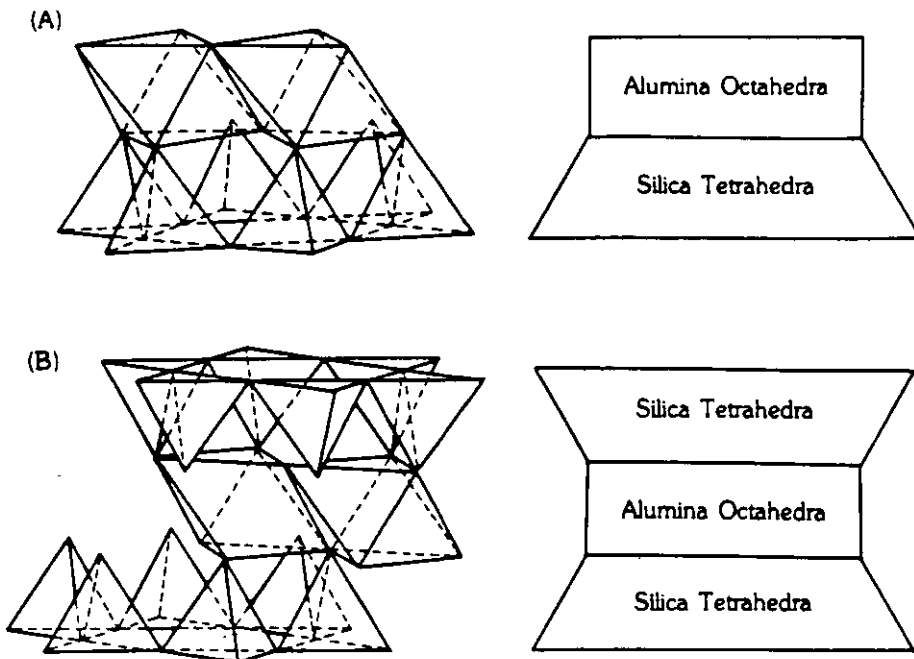
Other process of chemical weathering are

1. *Chelation*, the reaction of cations with organic compounds.
2. *Cation exchange*, the substitution of  $H^+$  or metal cations for other cations in a mineral.
3. *Dialysis*, the removal of an ion from the crystal lattice.
4. *Oxidation*, the reaction of an element with oxygen (iron oxide = rust).
5. *Hydration*, the process of taking water into the mineral lattice.

TABLE 5-2 Mineral resistance to chemical weathering

RESISTANCE TO CHEMICAL WEATHERING	Very Low	Gypsum ( $CaSO_4$ ), halite ( $NaCl$ )	} Oxides	
		Calcite ( $CaCO_3$ ), dolomite ( $Ca, MgCO_3$ )		
	Very Low	Olivine, hornblende		} Igneous minerals
		Biotite		
		Plagioclase, orthoclase		
		Quartz (clay size)		
		Muscovite		
	High	Illite		} Clay minerals
		Montmorillonite		
		Kaolinite		
		Gibbsite		
	Very High	Hematite ( $Fe_2O_3$ ), oxidizing conditions		} Oxides
Rutile ( $TiO_2$ ), corundum ( $Al_2O_3$ )				

Source: Modified from M.L. Jackson et al., Weathering sequence of clay-size minerals in soils and sediments, *Journal of Physical Colloid Chemistry* 52: 1237-60. Copyright © 1948 by Williams and Wilkins Co. Baltimore



**FIGURE 5-10** Structure of (A) two-layer and (B) three-layer clay minerals.

Of the common igneous minerals, quartz ( $\text{SiO}_2$ ) is the most stable as the Bowen reaction series suggests. Table 5-2 lists a series of common minerals in order of increasing resistance to chemical weathering.

Minerals found in the common clastic sedimentary rocks are those that either resist chemical weathering or are broken fragments of the source rock that have not yet been altered by chemical weathering. In areas close to the source material, such as a mountain stream bed, the mineralogy of the clastic sedimentary rocks will be similar to the mineralogy of the source rocks. Far from the source, however, weathering will have altered the unstable minerals to clay, quartz, and the very stable oxide minerals.

Clay minerals are complex, layered, hydrous aluminum silicates that are related by their chemical composition and structure. There are two basic structural types of clays. A 1:1 or two-layer mineral consists of one sheet of alumina octahedra and one sheet of silica tetrahedra bonded together to form a layer (Figure 5-10A). Mineral layers are stacked on top of each other to form crystals or clay platelets with a strong ionic bonding between the sheets and no net charge imbalance. A 2:1 or three-layer mineral consists of an octahedral sheet sandwiched in between two tetrahedral sheets (Figure 5-10B). Unlike the 1:1 minerals, ionic substitution often occurs within the octahedral and tetrahedral sheets of 2:1 layer clays, and produces a charge imbalance.

## KAOLINITE

Kaolinite is a two-layer, 1:1 mineral with one octahedral sheet bonded to a tetrahedral sheet. This mineral often occurs in well-crystallized layers that are strongly bonded together.



<b>Kaolinite:</b>	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$
<b>Hardness:</b>	2
<b>Density:</b>	2.6
<b>Crystal:</b>	Triclinic, usually in earthy aggregates, pseudo-hexagonal platy crystals sometimes distinguishable under the microscope

### ILLITE

Illite is a three-layer, 2:1 mineral that is very similar to muscovite.

<b>Illite:</b>	$(\text{K,Ca,Na,H}_2\text{O})_x(\text{Al,Mg,Fe})_z(\text{Si}_{4-x}\text{Al}_x)\text{O}_{10}(\text{OH})_2$
<b>Hardness:</b>	2
<b>Density:</b>	2
<b>Crystal:</b>	Monoclinic, found in irregular matted flakes

### SMECTITE

Smectite is a three-layer, 2:1 mineral that has a significant amount of ionic substitution in the octahedral sheet. Smectite minerals form a class of clay minerals that are characteristically very fine-grained and highly reactive with water. Montmorillonite is a specific smectite mineral, but the name is frequently used to identify the entire smectite class of minerals.

<b>Montmorillonite:</b>	$\text{Al}_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \cdot x\text{H}_2\text{O}$
<b>Hardness:</b>	2-2.5
<b>Density:</b>	2.0-2.7, decreasing with increasing water content.
<b>Crystal:</b>	Monoclinic, always in earthy masses, crystals not distinguishable even in the electron microscope

Other common minerals found in clastic sedimentary rocks are the weather-resistant oxides hematite, rutile, and corundum.

### HEMATITE

Hematite is a steel gray to earthy red mineral that contains about 69 percent iron.

<b>Hematite:</b>	$\text{Fe}_2\text{O}_3$
<b>Hardness:</b>	5-6
<b>Density:</b>	5.26

**Crystal:** Trigonal, micaceous to platy, also granular friable to compact

## RUTILE

Rutile is a titanium oxide mineral that is white when pure, but more frequently it is reddish brown to black in color.

**Rutile:**  $\text{TiO}_2$

**Hardness:** 6–6.5

**Density:** 4.25

**Crystal:** Tetragonal, crystals commonly prismatic so slender or acicular

## CORUNDUM

Corundum is extremely hard and composed of aluminum oxide that is white when pure. Blue corundum is the gemstone sapphire, while red to blood red corundum is the gemstone ruby.

**Corundum:**  $\text{Al}_2\text{O}_3$

**Hardness:** 9

**Density:** 4.0–4.1

**Crystal:** Trigonal, commonly rough, rounded, barrel-shaped crystals, rarely rhombohedral

Industrial-grade corundum is mined and used for abrasive purposes. Rutile and corundum are formed at high temperatures and pressures either as accessory minerals in igneous rocks or as metamorphic minerals. Their weather-resistant quality, however, leads to their association with clastic sedimentary rocks. Rutile, for example, is mined from beach sands as a source of titanium metal.

Calcite and dolomite are the most common carbonate minerals. Calcite is pure calcium carbonate ( $\text{CaCO}_3$ ), and dolomite is a calcium-magnesium carbonate ( $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$ ). Calcite and dolomite are colorless and transparent to white when pure but vary widely in color due to impurities.

ORGANIC  
SEDIMENTARY  
MINERALS

**Calcite:**  $\text{CaCO}_3$

**Hardness:** 3

**Density:** 2.71

**Crystal:** Common and extremely varied in development, massive, usually concentrically banded and internally radiating

## CHEMICAL SEDIMENTARY MINERALS

**Dolomite:**  $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$   
**Hardness:** 3.5–4  
**Density:** 2.85  
**Crystal:** Crystal commonly rhombohedral, massive, coarse to fine grained, columnar

### GYPSUM

Gypsum ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) is normally the first salt deposited in the evaporation of seawater and is therefore very soluble. Gypsum is usually colorless to transparent in crystal form and white, gray, or yellowish in color in the massive form. The mineral is very soft and can be scratched with a fingernail.

**Gypsum:**  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$   
**Hardness:** 2  
**Density:** 2.32  
**Crystal:** Monoclinic, frequently with warped or curved surfaces, and long prismatic crystals are often bent or curled

### HALITE

Halite ( $\text{NaCl}$ ) is the most common water-soluble mineral and is the usual cause of saline groundwater. Halite crystallizes in a cubic form or occurs as massive units and is usually light-colored. A salty taste is characteristic of halite.

**Halite:**  $\text{NaCl}$   
**Hardness:** 2.5  
**Density:** 2.16  
**Crystal:** Isometric, usually as cubes, often with cavernous and stepped faces, hopper crystals

## ENGINEERING GEOLOGIC CLASSIFICATION OF SEDIMENTARY ROCKS

Clastic sedimentary rocks are classified by the grain size of the mineral particles (Table 5-3). As has been discussed, the grain size of a clastic sedimentary rock is related to the transport history and the environment of depositions of the sediments. Therefore, a classification system related to origin of the rock provides important information about the character of the rock in three-dimensional space. Grain size is also a constituent property that can be recognized in any earth material.

Organic and chemical sedimentary rocks are classified by the mineralogy of the rock (Table 5-3). Organic sedimentary rocks formed from

the accumulation of plant debris do not contain true minerals, since they are composed of organic matter. However, since the organic matter occurs in association with sedimentary rocks that are composed of mineral grains, these sediments are considered to be sedimentary rocks. Figure 5-11 gives a classification system of sedimentary rocks that includes variations between the classifications given in Table 5-3.

Sedimentary rocks form as individual mineral or rock particles are deposited, as organic debris accumulates or as chemicals precipitate out of a water body. The environment of deposition of each sedimentary rock can be highly variable both horizontally and vertically. Secondary, postdepositional processes such as **cementation**, **compaction**, **void filling**, or **dissolution** can further modify the characteristics of the rock. As a result, the engineering properties of sedimentary rocks are highly variable, ranging from loose, soil-like deposits to high-strength, well-cemented materials.

TABLE 5-3 Classification of sedimentary rocks

CLASTIC	
Grain size	Rock Name
Coarse, pebbles to clay	Conglomerate
Angular broken rock	Breccia
Sand	Sandstone
Silt and clay	Shale

ORGANIC AND CHEMICAL	
Materials	Rock Name
Calcium/dolomite	Limestone
Plant	Coal
Salts, gypsum	Evaporite

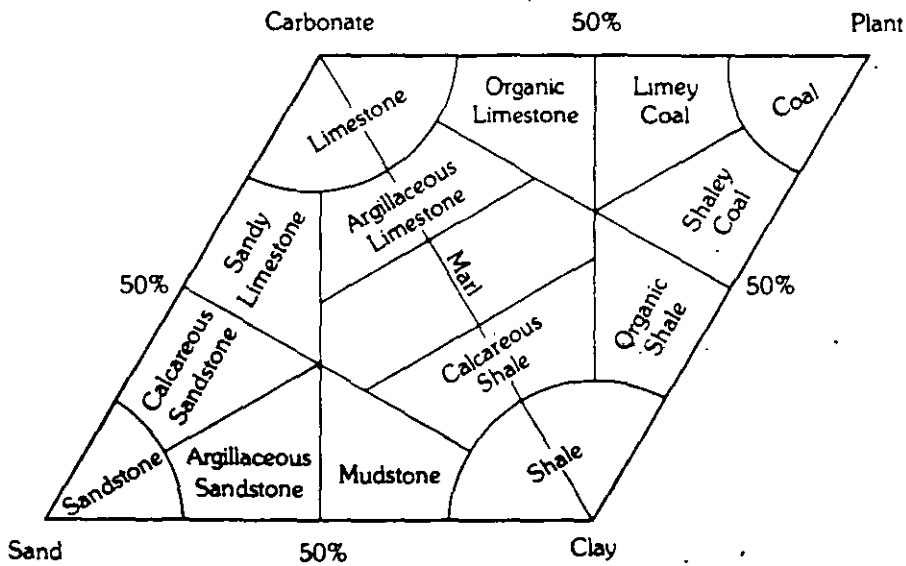
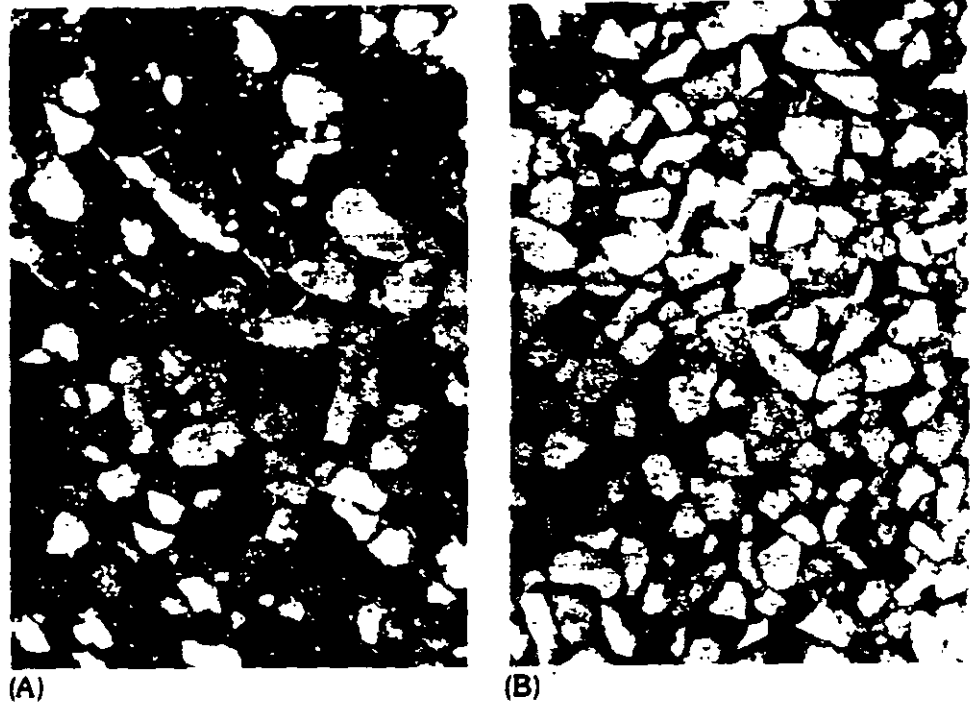


FIGURE 5-11 Classification of sedimentary rocks.



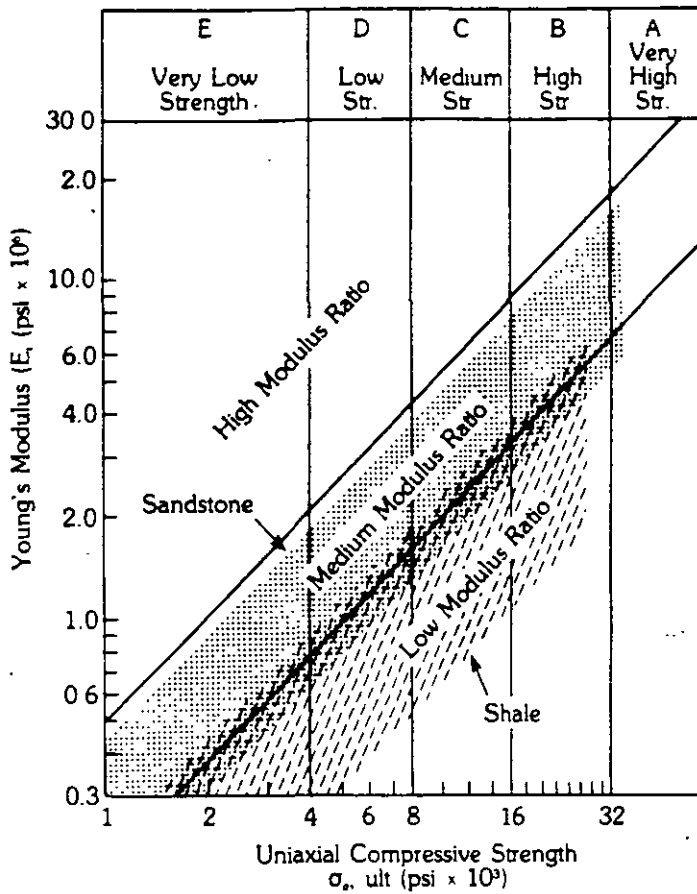
**FIGURE 5-12** Photomicrographs of (A) a cemented sandstone and (B) an uncemented sandstone. Notice the difference in the amount of voids in these two samples (designated by arrow). Photographs are the same scale.

Figure 5-12A is a photomicrograph of a weakly cemented sandstone, while the sandstone in Figure 5-12B is well cemented and has high strength. Similar ranges occur in the engineering properties of the other clastic rocks (Figure 5-13). The organic and chemical sedimentary rocks are more uniform in their composition and therefore tend to vary less in their engineering properties as Figure 5-14 shows.

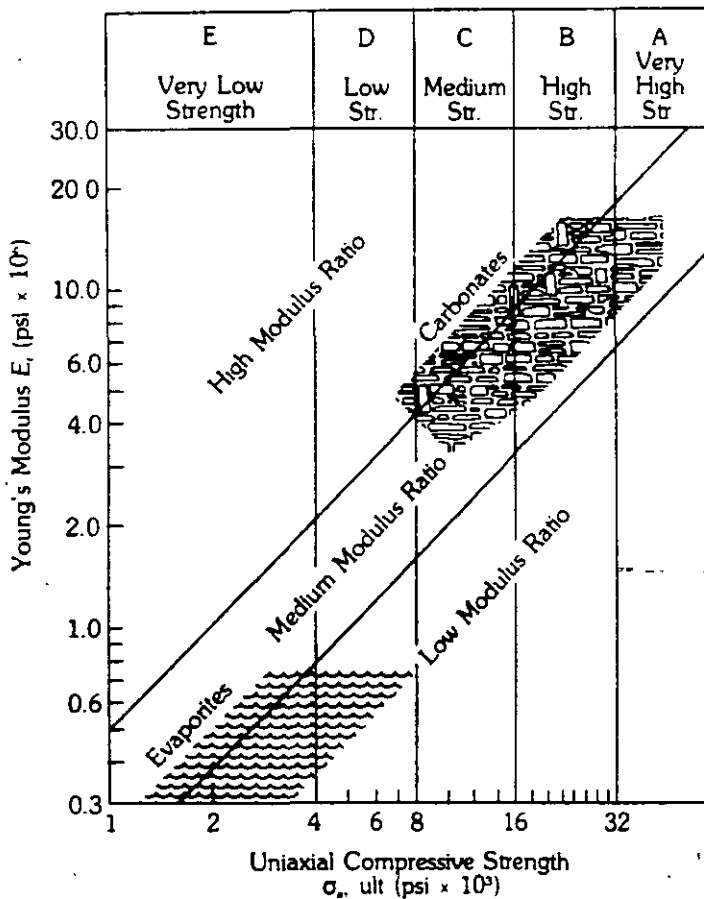
The engineering geologic characteristics of clastic sedimentary rocks are highly variable, depending upon the environment of deposition; mineralogy, sorting, and shape of the sedimentary particles; the amount of post-depositional cementation and void filling; and the chemistry of the cement or void-filling material. In contrast, organic and chemical sedimentary rocks have more uniform engineering geologic characteristics that depend upon the mineralogy or chemistry of the rock material. Table 5-4 gives a summary of the engineering geologic characteristics of sedimentary rocks.

In clastic sedimentary rocks the engineering geologic characteristics result from the following factors:

1. High-strength mineral grains produce a higher-strength rock.
2. Improved sorting decreases rock strength.
3. Improved particle rounding decreases rock strength.
4. Decreasing grain size usually decreases strength.
5. Dense grain packing increases strength and decreases total strain to failure.



**FIGURE 5-13** Engineering classification of clastic sedimentary rocks. The variations in the engineering properties are caused by the influence of bedding and cementation. (After Deere and Miller, 1966.)



**FIGURE 5-14** Engineering classification of organic and chemical sedimentary rocks. (After Deere and Miller, 1966.)

6. Increased particle reaction with water (plasticity) increases plastic deformation characteristics.
7. Densification upon loading produces early plastic deformation.
8. Grain interlocking produces elastic deformation at failure.
9. Increased cementation increases rock strength.
10. High-strength cements produce higher-strength rocks.
11. Void filling with fine particles decreases sorting and increases strength.

The engineering geologic characteristics of limestones (carbonates) result from the following factors:

1. Rock strength increases as crystals or grain size decreases.
2. In clastic limestones the strength of the rock is controlled by the strength of the limestone particles (fossils or broken aggregates of other limestone bodies).

**TABLE 5-4** Engineering geologic characteristics of sedimentary rocks

Characteristic	Description
Environment of formation	Clastic sedimentary rock
Regional extent	Highly variable from regional to local
Geologic rock name	Conglomerate    Sandstone    Shale
Kinetic energy	Very high    High    Medium    Low
Grain size	Very coarse    Coarse    Fine    Very fine
Grain sorting	Poor    Poor to well    Well
Grain shape	Angular to rounded, depending upon transport distance
Rock substance properties	
(a) Rock strength	Variable, very low to very high depending upon post-depositional cementation and grain interlocking
(b) Deformation characteristics	Variable plastic, plastic-elastic-plastic, to plastic elastic, depending upon post-depositional cementation
<hr style="border-top: 1px dashed black;"/>	
Environment of formation	Organic and chemical sedimentary rock
Regional extent	Usually large area; two-dimensional body
Geologic rock name	Limestone    Coal    Evaporite
Kinetic energy	Usually low energy
Grain size	Variable from very fine to coarse crystalline
Rock substance properties	
(a) Rock strength	Medium to high    Very low to low    Very low to low
(b) Deformation characteristics	Plastic-elastic-plastic to elastic-plastic

3. Coral or algal reefs and masses have medium to high strength, depending upon the properties of the mass.
4. Very fine-grained limestones, produced by chemical processes, have high to very high strengths.
5. Dissolution of the rock mass produces cavities and zones of weakness that decrease rock strength.
6. Void filling and cementation increase rock strength.
7. Densification upon initial loading produces a plastic phase.
8. Preferential orientation of the crystal lattice produces a plastic phase prior to failure.

Evaporites have engineering geologic characteristics resulting from:

1. The chemistry and mineralogy of evaporites indicate that they are low-strength materials.
2. Coarse crystals decrease rock strength.
3. Dissolution produces zones of weakness which decrease rock strength.
4. Evaporites usually lack voids and have an initial elastic phase of very limited range.
5. Low strength and creep properties of evaporite minerals produce an extended plastic phase prior to failure.

**TABLE 5-5** Common characteristics of clastic sedimentary rock units

Environment of Deposition	Common Characteristics of the Clastic Unit
Talus	Conglomerate; jumbled bedding
Aeolian	Sandstone to shale; well sorted
Fluvial	
Braided channel	Conglomerate to shale; grain size decreases upward
Meandering channel	Sandstone to shale; grain size decreases upward
Overbank	Shales, laminated beds; grain size decreases upward
Delta	Sandstone to shale; grain size increases upward; sand bodies irregular in shape
Coastal	
Beach	Gravel to sandstone; well sorted; may contain shells or shell fragments
Barrier island	Sandstone, aeolian dune deposits; well sorted
Tidal flats	Shale, laminated beds with occasional sandstone layers from storm washover; may contain shells or shell fragments
Marine or lake	Shale; very fine grained; laminated beds



Sedimentary rocks are the most common rock exposed on the earth's surface. As a result, most of the engineering geologist's work will be concerned with these rocks. In sedimentary rock areas the engineering geologist should remember that, of all rock types, sedimentary rocks have the widest range of uncertainty in their engineering geologic characteristics. In addition to the inherent uncertainty in the rock substance properties, the irregular shapes of clastic sedimentary rocks affect their rock mass properties. Table 5-5 presents a summary of the common rock mass characteristics of clastic sedimentary rock units and their relationship to their environment of deposition.

# Metamorphic Rocks

SIX

## ORIGIN OF METAMORPHIC ROCKS

Metamorphic rocks are derived from the modification and alteration of other rocks through increased heating or pressure or both. The degree, grade, or level of metamorphism is directly controlled by the heating and pressure conditions. Since the earth system is a continuum—that is, there are both thermal and pressure gradients acting upon any material—metamorphic rocks can form under widely varying conditions.

There are two basic classes of metamorphism. **Contact or thermal metamorphism** occurs when a rock is metamorphosed by direct heating from an igneous body (Figure 6-1). **Regional metamorphism** is the result of large-scale, widespread high pressures, which are caused by excessive overburden or tectonic stresses; there is also a gradual increase in temperature (Figure 6-2). Levels of metamorphism and the relationship between the metamorphic rock and the surrounding unmetamorphosed rocks are different in these two classes. In contact metamorphism, the level of metamorphism decreases as one moves away from the heat source; therefore, contact metamorphism is generally local. Regional metamorphism covers large areas, and significant changes in the level of metamorphism may not be visible in the rocks exposed in a project area. Complex metamorphic provinces, reflecting more than one stage of metamorphism, are common in many regions, thus posing complicated geologic problems.

## GEOCHEMISTRY OF METAMORPHIC ROCKS

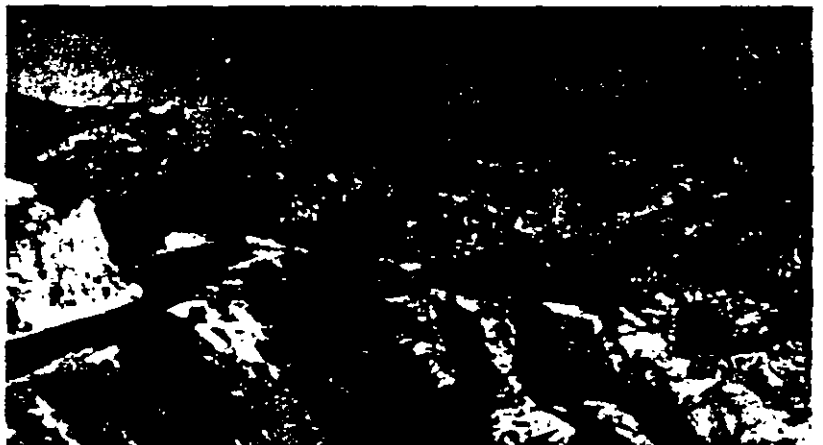
The same chemical elements of the earth's crust that form igneous rock minerals also form metamorphic minerals. However, high-temperature, or **hydrothermal**, fluids can concentrate some of the less common elements



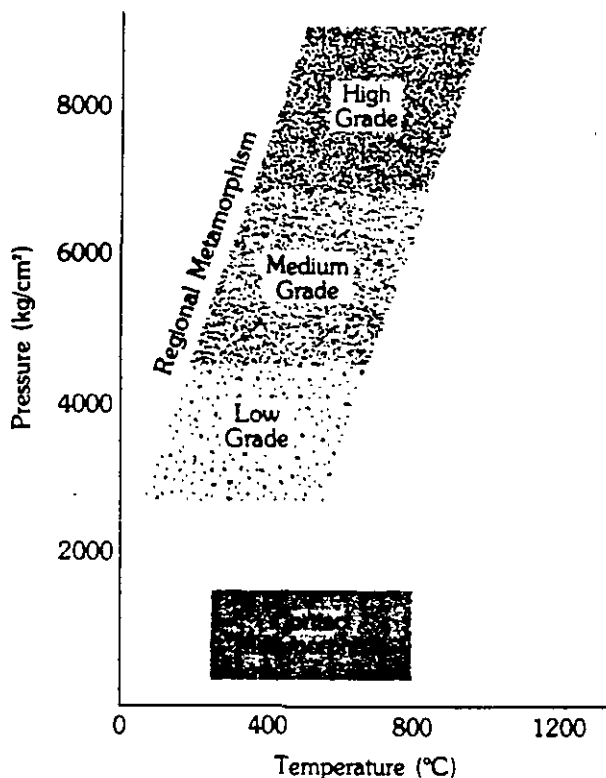
**FIGURE 6-1** Contact metamorphic zones (designated by arrows) below each of the flow basalts.

and provide the geochemical conditions necessary to produce new minerals. In addition, new and highly variable temperature-pressure conditions are involved, leading to the formation of a new suite of minerals. The geologist utilizes the mineral content of the rock to determine the *grade* or *level* of metamorphism.

Quartz, feldspar, and the other igneous minerals are, of course, common to metamorphic rocks; therefore, the metamorphic minerals are important indicators of the history of the rock. Geologic research has determined that certain suites of minerals form at different temperature and pressure conditions, and it has established three grades of metamorphism (Figure 6-3). Table 6-1 gives the common metamorphic minerals, grouped by grade (level) of metamorphism.



**FIGURE 6-2** Regional metamorphic terrain. The entire mountain range is composed of the same type of metamorphic rocks.



**FIGURE 6-3** Temperature-pressure conditions for various levels of metamorphism.

**TABLE 6-1** Common metamorphic minerals

Name	Formula
<i>Low Grade</i>	
Serpentine	$Mg_3Si_4O_{10}(OH)_8$
Talc	$Mg_3Si_4O_{10}(OH)_2$
Chlorite	$(Mg,Fe,Al)_6(Al,Si)_4O_{10}(OH)_8$
Epidote	$Ca_2(Al,Fe)_3Si_3O_{12}(OH)$
<i>Medium Grade</i>	
Kyanite	$Al_2SiO_5$
Andalusite	$Al_2SiO_5$
Staurolite	$Fe_2Al_7O_6(SiO_4)_4(O,OH)_2$
Biotite	$K(Mg,Fe)_3(AlSi_3O_{10})(OH)_2$
Hornblende	$Ca_2(Mg,Fe)_5(Al,Si)_8O_{22}(OH)_2$
<i>High Grade</i>	
Sillimanite	$Al_2SiO_5$
Fossterite	$Mg_2SiO_4$
Garnet	$(Ca,Mg,Fe,Mn)_3(Al,Fe,Cr)_2(SiO_4)_3$
Wollastonite	$CaSiO_3$

**SERPENTINE**

Serpentine is usually green but may be yellow, brown, reddish brown, or gray in color. This mineral may form crystals that have layered structures,

**LOW-GRADE METAMORPHIC MINERALS**

like kaolinite, or fibrous forms, as asbestos, and occurs either structureless or occasionally as fibrous masses.

**Serpentine:**  $Mg_3Si_4O_{10}(OH)_2$

Hardness: 4–6

Density: 2.5–2.6

Crystal: Monoclinic, usually occurs in structureless masses, occasionally fibrous

## TALC

Talc is chemically similar to serpentine except that it is very soft. Talc usually occurs as a compact mass of fine-grained aggregates or as a banded (foliated) mass that is characteristically pale green.

**Talc:**  $Mg_3Si_4O_{10}(OH)_2$

Hardness: 1

Density: 2.82

Crystal: Monoclinic, foliated masses or compact fine-grained aggregates

## CHLORITE

Chlorite is a series of minerals ranging from  $(Mg,Al)_2Al_2Si_2O_{10}(OH)_2$  to  $(Fe,Al)_2Al_2Si_2O_{10}(OH)_2$  in chemical composition. In crystalline form this mineral looks like a green mica.

**Chlorite:**  $(Mg,Fe,Al)_2(Al,Si)_4O_{10}(OH)_2$

Hardness: 2.5, on cleavage

Density: 2.6–3.3, increasing with iron content

Crystal: Monoclinic, pseudo-hexagonal crystals, usually as scaly aggregates and as fine-grained and earthy masses

## EPIDOTE

Epidote is another mineral group that contains Ca, Fe, Al, Mg, and rare earth minerals. The epidote minerals occur as prismatic, massive, fibrous, or tabular crystals, and are usually a light pistachio green to black in color, depending upon the chemistry of the mineral.

**Epidote:**  $Ca_2(Al,Fe)_2Si_2O_7OH$

Hardness: 7

Density: 3.3–3.6, increasing with iron content  
 Crystal: Monoclinic, massive, fibrous, or granular

## KYANITE

Kyanite is a patchy, light blue, green, white, or gray mineral that in crystalline form occurs as tablets or as bladed masses. Kyanite is associated with low- to medium-grade regional metamorphism.

**Kyanite:**  $\text{Al}_2\text{SiO}_5$   
 Hardness: Variable  
 Density: 3.63  
 Crystal: Triclinic, crystals are distinctly flexible and often bent or twisted

## ANDALUSITE

Andalusite has a composition similar to kyanite but forms at higher temperatures. The color varies; it may be white, gray, rose red, brown, and sometimes green. Crystals of andalusite are coarse prisms.

**Andalusite:**  $\text{Al}_2\text{SiO}_5$   
 Hardness: 7.5  
 Density: 3.15  
 Crystal: Orthorhombic, coarse prismatic crystals with a nearly square cross section

## STAUROLITE

Staurolite is a brown mineral that often occurs in a cross-shaped crystal form. It has about the same hardness as quartz.

**Staurolite:**  $\text{FeAl}_4\text{Si}_2\text{O}_{10}(\text{OH})_2$   
 Hardness: 7  
 Density: 3.7–3.8  
 Crystal: Monoclinic

Biotite, muscovite, and hornblende are common igneous minerals that also can be formed at medium grades of metamorphism. Concentrations of these minerals in excess of igneous concentrations are indicators of metamorphism.

## MEDIUM-GRADE METAMORPHIC MINERALS

## HIGH-GRADE METAMORPHIC MINERALS

### SILLIMANITE

Sillimanite is the high-grade metamorphic equivalent of kyanite and andalusite. The mineral is nearly as hard as quartz, is white or occasionally brownish or greenish, and occurs as finely fibrous to coarse prismatic masses.

**Sillimanite:**  $\text{Al}_2\text{SiO}_5$

**Hardness:** 7

**Density:** 3.24

**Crystal:** Orthorhombic, usually in finely fibrous or coarse prismatic masses

### FORSTERITE

Forsterite is a nearly pure form of magnesium olivine that can be concentrated at high levels of metamorphism.

**Forsterite:**  $\text{Mg}_2\text{SiO}_4$

**Hardness:** 6.5

**Density:** 3.22

**Crystal:** Orthorhombic, rarely as crystals, usually in granular masses

### GARNET

Garnet is a chemically complex mineral that has the general chemical formula  $X_3Y_2(\text{SiO}_4)_3$ , where X can be Ca, Mg, Fe, or Mn, and Y can be Al, Fe, or Cr. The crystal forms are usually dodecahedrons or trapezohedrons or a combination of the two. Garnets are commonly dark red to reddish brown crystals; however, they can also be white, yellow, pink, black, or green.

**Garnet:**  $X_3Y_2(\text{SiO}_4)_3$

**Hardness:** 7-7.5

**Density:** 3.6-4.3

**Crystal:** Isometric, commonly in crystals, the crystal forms being characteristic, usually dodecahedrons or trapezohedrons or combinations

### WOLLASTONITE

Wollastonite is a white to grayish, fibrous to platy mass of crystals. Wollastonite forms from the high-level metamorphism of siliceous limestones.

<b>Wollastonite:</b>	CaSiO <sub>3</sub>
<b>Hardness:</b>	5
<b>Density:</b>	2.9
<b>Crystal:</b>	Triclinic, usually in cleavable or fibrous masses, sometimes granular and compact

Metamorphic rocks are initially classified by the physical characteristics of the rock, with the primary metamorphic mineral as a modifier. The physical characteristics include the grain size and foliation, if visible, or crystal character and banding.

Low- to moderate-grade metamorphism of sedimentary rocks increases their cementation, hardness, and brittleness with some destruction of their sedimentary appearance. At low levels of metamorphism, temperature-pressure conditions usually cause limited rather than complete recrystallization.

Very low-level metamorphic rocks may appear very similar to the sedimentary rocks that were metamorphosed, except that the metamorphic rocks are harder and more brittle. In these cases, it is frequently difficult to determine from an isolated sample if the rock is sedimentary or metamorphic (Figure 6-4). As the level of metamorphism increases, fine sedimentary structures, such as some bedding, may be destroyed, and the rock will be massive in appearance. Recrystallization, in the form of cementation and void filling, will be noticeable with a hand lens.

Moderate- to high-grade metamorphism causes recrystallization of the original minerals and forms a rock containing a new or altered suite of minerals (Figure 6-5). Changed mineralogy, structure, foliation, and

## ENGINEERING GEOLOGIC CLASSIFICATION OF METAMORPHIC ROCKS



**FIGURE 6-4** Metasediments exposed in a roadcut in Pennsylvania.





**FIGURE 6-5** High-grade metamorphic rocks showing the effect of partial solution that produced the bands.

banding are characteristic of high-level metamorphic rocks. The primary classification tool for these is based on the character of foliation or banding.

**Foliation** describes the appearance of a rock in which layered minerals, such as the micas or chlorites, are oriented parallel to each other.



**FIGURE 6-6** Outcrop of schist. Notice the fine banding or layering.

TABLE 6-2 Classification of metamorphic rocks

	Source Rock	Grade of Metamorphism	
		Low	High
Sedimentary Rocks	Gravel, sandstone	Quartzite	Quartzite
	Clayey, silty sandstone	Quartzite	Quartzite schist
	Clay, shale	Slate	Mica schist
	Limestone (pure)	Marble	Marble
	Dolomitic limestone	Marble	Serpentine marble
	Clayey limestone	Marble	Serpentine marble
	Interbedded shale-limestone	Slate-marble	Amphibolite*
	Coal	Anthracite	Graphite
Igneous Rocks	Granite (felsitic)	—	Gneiss
	Basalt	—	Homblende schist
			Serpentine schist

\*Amphibolite is a crystalline rock composed of amphibole and plagioclase.

This orientation is a reflection of the pressure conditions under which the new suite of layered minerals formed. **Banding** describes the alternation of bands of different mineral suites. These bands also reflect pressure and heating conditions.

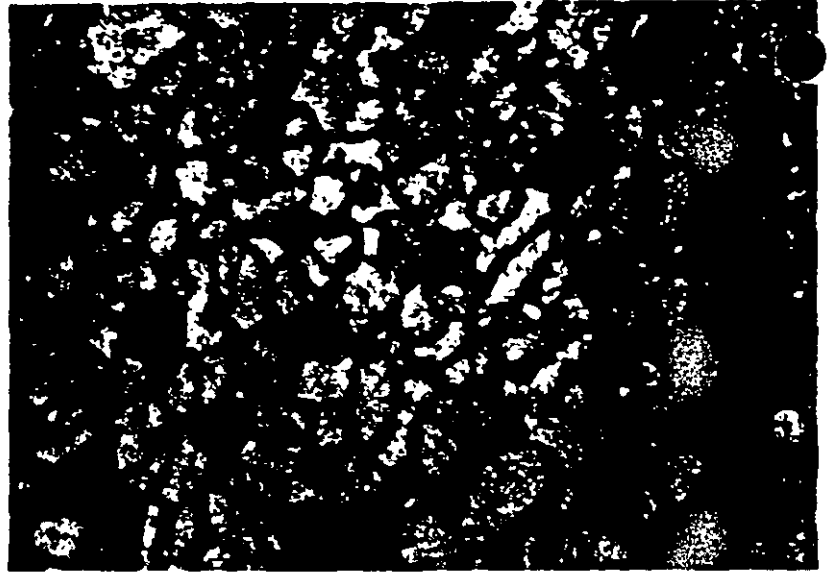
There are two general classes of high-level metamorphic rocks. **Schist** has a medium- or coarse-grained crystal character with a noticeable parallel to subparallel orientation of the platy minerals (mica, chlorite). **Gneiss** has alternating bands of coarse granular minerals (quartz and feldspars) with finer schistlike **schistose bands** (Figure 6-6). Table 6-2 is a classification chart of the metamorphic rocks showing their source rocks.

The engineering properties of metamorphic rocks are highly variable, ranging from very high strength, nearly pure elasticity and homogeneity for quartzite to low strength, variable plasticity to elasticity, and heterogeneity for a schist. Figure 6-7 is a photomicrograph of a quartzite. Notice the uniformity of the rock and the lack of banding. When compared to Figure 6-8, a photomicrograph of a schist, notice the distinctive banding in the rock when viewed parallel to the schistosity.

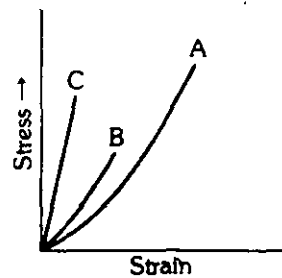
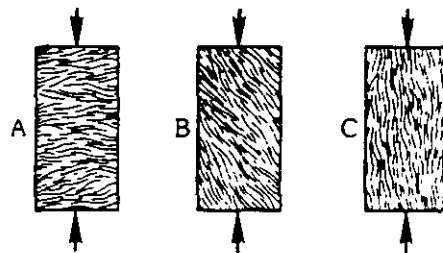
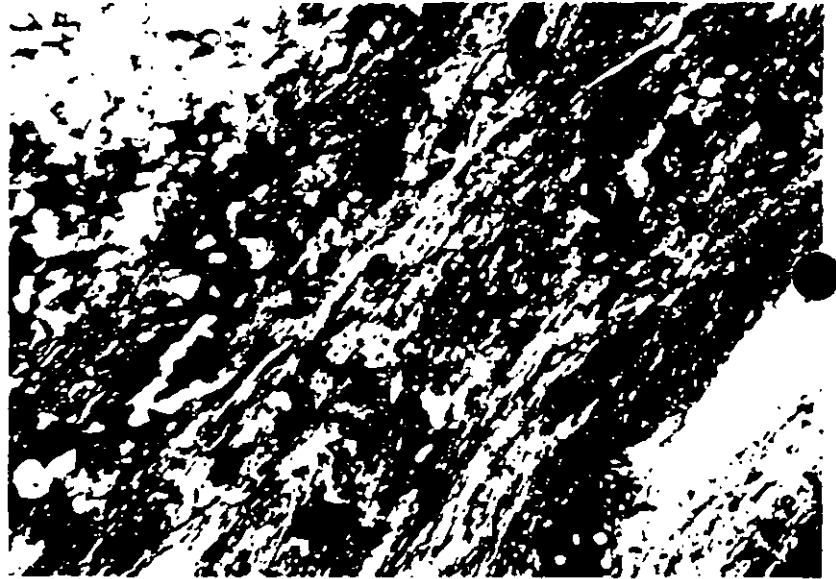
Many engineering problems, including total failure of the structure, have been related to failure to recognize, and design, for the anisotropic engineering properties of schistose and gneissic rocks. Even when these variable properties are recognized, strength may vary with changes in orientation (Figure 6-9). Figure 6-10 is a diagram of the engineering properties of low-level metamorphic rocks, and Figure 6-11 shows the engineering properties of high-level metamorphic rocks.

The engineering geologic characteristics of metamorphic rocks are controlled by the composition of the rock that was metamorphosed and the level of metamorphism. The general effect of low levels of metamorphism is the same as cementation in sedimentary rocks—voids are filled and the rock strength is increased. At high levels of metamorphism geochemical reactions

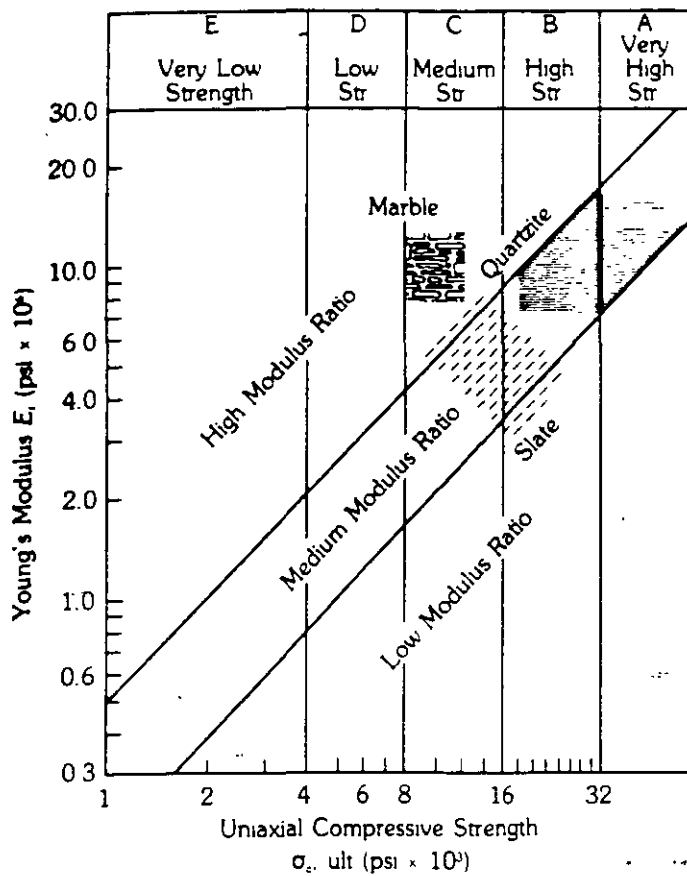
**FIGURE 6-7** Photomicrograph of quartzite. Notice its similarity to a well-cemented sandstone shown in Figure 5-12A.



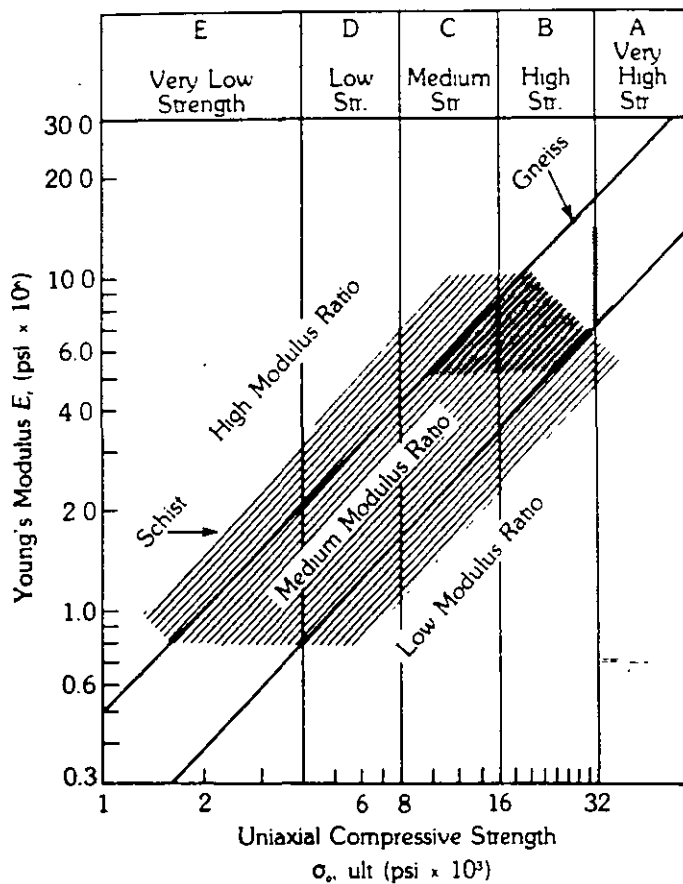
**FIGURE 6-8** Photomicrograph of schist. Notice the distinctive banding of the minerals.



**FIGURE 6-9** Variation in the stress-strain behavior of a rock having a distinctive plane of weakness as a function of the relationship between the orientation of the plane and the direction of loading.



**FIGURE 6-10** Engineering classification of low-level metamorphic rocks. (After Deere and Miller, 1966.)



**FIGURE 6-11** Engineering classification of high-level metamorphic rocks. The broad range in the engineering properties of schist is caused by the influence of planes of weakness along the bands of schistosity. (After Deere and Miller, 1966.)

within the rock being metamorphosed can produce rock units that are highly anisotropic and have lower rock strengths in certain directions. The engineering geologic characteristics of metamorphic rocks are summarized in Table 6-3.

The properties of quartzite and slate are determined by the following factors:

1. Metamorphism closes voids and cements the rock particles, thereby increasing the rock strength.
2. Metamorphism hardens the rock, making it elastic at failure, and produces a rock that behaves as a brittle material.
3. The uncertainty in the rock substance properties is reduced since low-strength shales and sandstones are cemented during metamorphism.

The engineering geologic characteristics of marbles result from the following:

1. Metamorphism of limestone tends to produce calcite and carbonate mineral crystals, which weaken the rock.

**TABLE 6-3** Engineering geologic characteristics of metamorphic rocks

Characteristic	Description		
Environment of formation	Low-level metamorphism		
Regional extent	Usually large area, except where contact metamorphism occurs		
Geologic rock name	Quartzite	Slate	Marble
Grain or crystal size	Usually visible	Very small	Variable
General rock color	Light to dark	Dark	White
Rock substance properties			
(a) Rock strength	High to very high	Medium to high	Medium
(b) Deformation characteristics	Plastic-elastic	Plastic-elastic	Elastic-plastic
-----			
Environment of formation	High-level metamorphism		
Regional extent	Large area		
Geologic rock name	Schist	Gneiss	
Crystal size	Fine, with isolated coarse	Fine to coarse	
Crystal shape	Platy	Angular	
General rock color	Dark	Light, red to pink	
Rock substance properties			
(a) Rock strength	Very low to very high	Medium to very high	
	Anisotropic	Maybe slightly anisotropic	
(b) Deformation characteristics	Plastic to elastic	Elastic-plastic	
	Anisotropic	Maybe anisotropic	

2. The chemistry of the rock, however, is not changed; thus a weaker rock still has the same stress-strain relationship, and the modulus ratio is increased.
3. Crystal formation during metamorphism decreases the range in strength values of limestones and reduces the uncertainty in the rock substance properties of marbles when compared with limestones.

At high levels of metamorphism the geochemistry of the original sedimentary rock affects the engineering geologic characteristics of schists and gneisses in the following ways:

1. Layered (platey) minerals (micas and chlorites) are anisotropic minerals that have a distinct plane of weakness parallel to the plates.
2. The layered minerals form with their plates aligned perpendicular to the direction of maximum pressures during metamorphism.
3. Loading a schist perpendicular to the orientation of the platey minerals results in (a) an increase in plastic deformation due to repressurizing the minerals and (b) a higher-strength rock because there are no planes of weakness.
4. Loading a schist parallel to the orientation of the platey minerals (a) reduces the plastic deformation because of the strength of the plates and (b) reduces the rock strength because the mineral plates may buckle or bend.
5. Loading a schist at an angle to the orientation of the mineral plates produces a rock that falls between the other loading conditions with respect to plasticity, but decreases the rock strength because there is a distinct plane of weakness oriented sub-parallel to the direction of maximum shear.
6. Gneiss tends to be very similar to intrusive igneous rocks with respect to their rock substance properties, except that banded gneiss will have some of the same anisotropic properties as schists.

# Geologic Processes and Time

# nine

Geologic processes, particularly the active ones, are the most important geologic aspects that the engineering geologist has to evaluate. If the engineering geologist is to translate geologic data into engineering information, the professional must be able to predict the *environmental impacts*, the influence of the proposed engineering activity on the active geologic processes, and the *engineering impacts*, the influence of the active geologic processes on the construction performance and maintenance of the proposed engineering activity.

One of the most difficult differences to grasp between the sciences of geology and engineering is that of time. To the geologist, time is expressed in earth-time, and processes of great magnitude, like the erosion of a mountain, can be understood because the process of erosion has been operating for hundreds of millions of years. In contrast, engineering works must deal with processes and interactions in human time. The engineer does not often design for time periods very much longer than 100 years.

This difference in philosophy of time-dependent phenomena often leads to difficult communication problems between the two professions. In the geologist's more than 4 billion years of earth-time, almost anything can change. This long time period does create some problems for the geologist, in that the record of events that occurred in the past is often incomplete and assumptions are necessary. The basic assumption of geology, that of **uniformitarianism**, is that all past changes in the physical characteristics of the earth's crust are the result of processes controlled by the same physical laws in effect today. For example, we assume that water runs downhill now and in the past. Or, as we frequently say, "The present is the key to the past."

Geological history was originally divided by fossil evidence, which established relative time and a close approximation of time to and beyond the Paleozoic era. Geological time in years was added after the development of radioactive dating techniques. Thus there are four basic history blocks called eras: Precambrian, Paleozoic, Mesozoic, and Cenozoic. The Precambrian was originally described as lacking hard-shell life forms and fossil remains. The Paleozoic era is dominated by marine life forms; the Mesozoic by reptile forms; and the Cenozoic by mammals. Table 9-1 is an abbreviated form of the geological timetable.

Nongeologists often have difficulty translating geological time (earth-time) into a meaningful time scale. We can see and understand human time—the span of human recorded history or the birth and death of a tree, for example; but 100 million years—how long is that? If we select a total age of the earth of 3.65 billion years (actually, data now give a total age of more than 4 billion years) and define the birth of the earth at midnight, December 31, then earth-time is compressed into one year of 365 days. Using these numbers, one day equals 10 million years. Table 9-2 shows the geologic eras in terms of one year.

Since one day is 10 million years of earth-time, then one hour equals 833,334 years, one minute equals 13,889 years, and one second equals 232 years. Subdividing the Cenozoic era, the last seven days of December, into recent historical events yields Table 9-3, in which all the events occurred on December 31. This time scale should help you understand geological time and its relationship to human history.

The engineering geologist must relate to engineering problems that in earth-time may, as designed, have useful lives of less than one-half second. Geologic processes such as earthquakes, floods, erosion, or sediment deposition are “rare” occurrences to people but are frequent in earth-time. For example, a 100-year flood would occur every 0.43 second during our earth-time year, or about twice as often as the normal person’s heartbeat.

TABLE 9-1 Geologic time scale

Geologic Eras	Million Years (before present)
I. Cenozoic era	
A. Quaternary period	
1. Holocene epoch	0.01
2. Pleistocene epoch	2.5
B. Tertiary period	
1. Pliocene epoch	7
2. Miocene epoch	26
3. Oligocene epoch	38
4. Eocene epoch	54
5. Paleocene epoch	65
II. Mesozoic era	
A. Cretaceous period	136
B. Jurassic period	190
C. Triassic period	225
III. Paleozoic era	
A. Permian period	280
B. Pennsylvanian period	325
C. Mississippian period	345
D. Devonian period	395
E. Silurian period	430
F. Ordovician period	500
G. Cambrian period	570
IV. Precambrian era	4000(?)



**TABLE 9-2** Earth-time expressed in one year

Era	Geological Time (years before present)	Human Time
Cenozoic	65 million	December 25
Mesozoic	225 million	December 8
Paleozoic	570 million	November 1
Precambrian	3.65 billion	January 1

**TABLE 9-3** Recent human time on the earth-time clock

Event	Human Time (before present)	Earth-time
Modern technology	75 years	11:59.59.68 P.M.
American Revolution	200 years	11:59.59.14 P.M.
Roman Empire	2,500 years	11:59.49.22 P.M.
Bronze Age	5,500 years	11:59.60 P.M.
Stone Age	10,000 years	11:59.28 P.M.
Ice Age	1 million years	10:48 P.M.

To most people, such events are irregular in intensity and intermittent in frequency and are usually the basis for federal or state regulations. They are recognized in engineering design considerations as a risk of loss. The engineering geologist must be able to relate these processes or their geologic evidence to the economic and social aspects of any engineering design and in so doing will face statements like "I have never seen a landslide on that mountain!" or "I've lived here thirty years and that creek has never flooded!" or have to *prove* that a fault is, in fact, inactive and has not moved during the past 1 million years.

The engineering geologist also deals with geologic processes that in human time are nearly uniform and regular in character, such as daily winds, climatic zones, and seasonal rains, but continually change in earth-time. These processes are often forgotten because they are so familiar. But, for example, along parts of the Texas coast uniform, regular daily winds have been shown to move massive quantities of sand in dunes. These dunes relentlessly advance over roads, forcing their abandonment and relocation—a costly engineering failure.

The concepts of earth-time and human time and their interaction with the geologic characteristics of a site to produce adverse or favorable conditions for the safe and economical completion of an engineering project play a significant role in the professional life of an engineering geologist. Much of your professional effort will be spent evaluating, describing, and defining past geologic processes and events in an attempt to predict future events or impacts. It is just as important to predict the impact of human activity on the physical environment as it is to predict the impact of the physical environment on people.

# Erosion Processes

ten

Erosion is a geologic process of mixed emotions. Soil erosion removes topsoil, leading to books like *The Rape of the Earth* (Jacks and Whyte, 1939), but it is also a primary component of the rock cycle as the source of all clastic sediments. The engineering geologist must understand the processes of erosion in order to assure a continued supply of stream sediment without losing too much soil or overloading stream systems.

Erosion agents include moving water and wind and, on a more local scale, ice and gravity, which drives all the other agents as well. Erosion is therefore the transformation of potential energy toward a lower energy state. The most powerful and significant erosion agent is flowing water.

## EROSION BY WATER

Anytime water flows over the land surface, soil or rock particles are subjected to a boundary shear between the particle and the flowing water. Soil erosion involves two sequential events. First a soil or rock particle must be detached and then it must be transported. Detachment is frequently accomplished through the dissipation of raindrop energy—**raindrop erosion**—or to a lesser degree through the dissipation of the kinetic energy of turbulent flow. Sediment transport is accomplished by the kinetic energy of the surface flowing water.

Early workers noticed that there was a direct relationship between raindrop energy and the amount of soil or rock particles carried by the runoff. This work has led to the realization that the primary factor in soil erosion is raindrop energy. Erosion studies must recognize the characteristics of the precipitation in the area of concern. The important characteristics are drop mass, size, size distribution, direction of impact, rainfall intensity, and the terminal velocity of the drops. The kinetic energy ( $\frac{1}{2}mV^2$ ) and momentum ( $mV$ ) of each drop can be calculated and statistically summed to obtain the total raindrop energy for a particular storm. Raindrop or splash erosion of the soil is related to the kinetic energy of the raindrops:

where

- $Q_R$  = raindrop erosion
- $K$  = coefficient of proportionality
- $E$  = kinetic energy of raindrops
- $a$  = constant for the type of soil

Using this work, Smith and Wischmeir (1962) developed a **rainfall-erosion index**, or  $EI_{30}$  index, which is the product of raindrop energy ( $E$ ) and the 30-minute intensity of rainfall ( $I_{30}$ ).

The **universal soil loss equation** defines the most important factors that control surface erosion:

$$A = RK(LS)CP$$

where

- $A$  = average soil loss (tons/acre)
- $R$  = rainfall factor ( $EI_{30}/100$ )
- $K$  = soil-erodibility factor (f[soil type])
- $LS$  = slope length–steepness factor (f[topography])
- $C$  = cropping factor (f[land use])
- $P$  = conservation practice

In this equation,  $R$  is the eroding mechanism—rainfall energy and intensity. All other factors are related either to natural characteristics of the soil ( $K$ ) or

**TABLE 10-1** Influence of variables in the universal soil loss equation

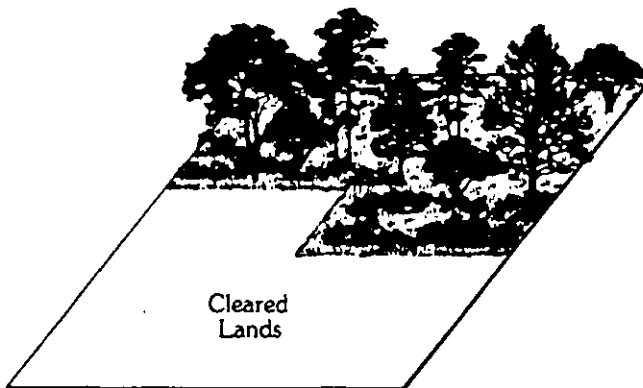
Variable	Influence
<i>Soil Characteristics (K)</i>	
Clay soils	Low $K$ value
Silt and fine sand	High $K$ value
Sand	Low $K$ value
Gravel	Low $K$ value
<i>Slope Length–Steepness (LS)</i>	
Increase length of slope	Increase erosion
Increase steepness	Increase erosion
<i>Cropping Factor (C)</i>	
Barren ground; fallow	1.0
Row crops	0.5–0.9
Coarse grasses	0.1–0.6
Fine grasses and mature woodlands	0.01–0.1
<i>Conservation Factor (P)</i>	
No erosion control	0.9–1.0
Contour plowing	0.5–0.9
Terracing	0.2–0.4

site ( $LS$ ) or to human actions, such as land use ( $C$ ) or soil erosion control (conservation) ( $P$ ). The value for  $K$  is the amount of soil loss (tons/acre) at the site under a rainfall factor ( $R$ ) on a 9 percent slope that is 22.13 m long, having bare ground (fallow) exposed. The slope length–steepness factor ( $LS$ ) is the ratio between the actual slope length and the standard 22.13 m slope length. The cropping factor ( $C$ ) is the ratio of soil loss from the actual vegetative cover to soil loss from a slope under standard conditions and ranges from 0 to 1. The conservation practice ( $P$ ) ranges from 0 to 1; total soil loss lessens as soil conservation practices are improved.  $P$  is assigned the value of 1 when no contour practices are used and cultivation is straight up and down the slope (Table 10-1).

The universal soil loss equation can be used to estimate the **wash load**, or amount or increase in soil erosion from a site (see Concept 10-1). However, the determination of the various factors used in the equation is a complex task. The Soil Conservation Service of the U.S. Department of Agriculture can assist in this task.

### CONCEPT 10-1

#### Application of Soil Loss Equation



Given a tract of land that will be cleared for a construction project, what soil erosion problems can be expected? The soil loss equation states:

$$\text{Erosion} = RK(LS)CP$$

Since the construction project will not change the rainfall factor ( $R$ ) or the soil-erodibility factor ( $K$ ), the equation simplifies to:

$$\text{Erosion} = (LS)CP$$

The slope length–steepness ( $LS$ ), the cropping ( $C$ ), and the conservation ( $P$ ) factors may change. If a cut is to be made on the tract, the slope length–steepness factor will increase by the ratio of cut slope angle to the pre-cut slope angle and the ratio of slope length. Changes in vegetative cover are also evaluated.

EXAMPLE

Condition	Ratio to standard
(LS) Precut slope = 5°	5°/9° = 0.56
(LS) Cut slope = 12°	12°/9° = 1.34
(C) Precut vegetation	C = 0.2
(C) Cut slope bare ground	C = 1.0

Increase in erosion:

$$\text{Erosion before construction} = RK(.56)(.2) = 0.113RK$$

$$\text{Erosion after construction} = RK(1.34)(1.0) = 1.34RK$$

The results of this example suggest that erosion from the site will increase from 0.113 to 1.34 or by about 10 times more material. Erosion control measures (soil conservation factor, *P*) should be instituted to reduce this effect. If mulching and string nets are used on the slope until a grass cover is established, the estimated erosion is reduced (*P* = 0.3) to 0.40, or erosion is increased only by about 4 times.

EROSION BY WIND

Wind erosion of soil and rock particles is a more complex problem than erosion by water because the energy needed to transport particles is derived from the turbulent energy and boundary shear of the moving air mass. The variables in the wind erosion system include surface wind and climatic characteristics plus the surface material and its characteristics. Surface winds that move sediment dissipate energy as they transport materials; as a result, surface wind velocities decrease as the quantity of sediment in transport increases. The determination of the amount of energy driving the system therefore is a complex problem. The critical property of the wind is the velocity, since velocity and kinetic energy are related.

Climatic characteristics, such as wind turbulence, direction, frequency and duration, humidity, and evaporation potential of the air, all interact to influence the amount of sediment in transport. As the air becomes drier, the potential for wind erosion increases. The size and density of the surface materials play a significant role in controlling erodibility. The most erodible particle sizes range from 0.1 to 0.15 mm for a density of 2.65 (quartz). Surface characteristics that influence the amount of wind erosion include particle bonding agents, soil moisture content, surface roughness, vegetative cover, and topography.

The complex mathematical and statistical solutions necessary to define and calculate wind erosion have not as yet been found. A wind erosion equation has been proposed, and the equation provides a list of important physical factors but not a quantitative solution to the problem:

$$E = f(I, K, C, L, V)$$

where

*E* = annual wind erosion (tons/acre)

*I* = soil and slope erodibility

- $K$  = soil ridge roughness factor
- $C$  = local wind erosion climatic factor
- $V$  = equivalent quantity of vegetative cover

All factors used in the wind erosion equation are complex in themselves; however, their general influence on wind erosion can be qualitatively assessed. As Table 10-2 shows, an increase in wind velocity will cause a corresponding increase in wind erosion, while an increase in vegetative cover decreases wind erosion.

Variable (increasing)	Influence on Erosion
<b>Wind</b>	
Velocity	Increase
Frequency	Increase
Duration	Increase
Intensity	Increase
Particle size above 0.15 mm	Decrease
Soil cementation	Decrease
Organic matter in the soil	Decrease
Vegetation	Decrease
Soil moisture content	Decrease
Surface roughness	Decrease
Surface length (fetch)	Increase

**TABLE 10-2** Influence of variables in wind erosion system

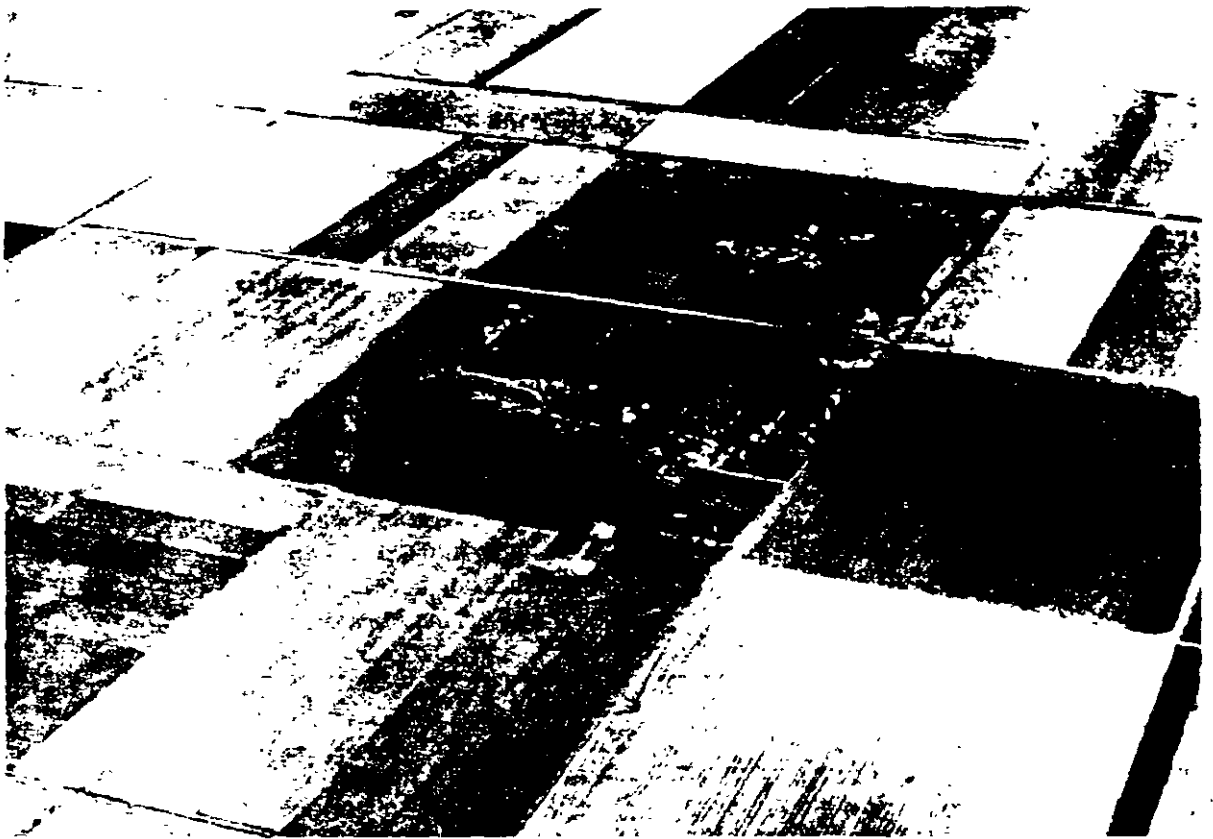
Present-day active erosion by moving ice is limited to sites where active glaciers exist; however, landforms produced by glaciers in the geologic past are visible throughout the Northern Hemisphere. Erosion by continental glaciation, which advanced into the central plains of the United States, has, for the most part, been buried by glacial sediments (Figure 10-1). In the Arctic terrain of Canada, much of the landscape shows the effects of continental glaciation (Figure 10-2). Alpine glaciation has left erosional evidence in the form of oversteepened valley slopes and other landforms (Figure 10-3).

Direct gravitational erosion occurs in the form of downslope movement of solid earth materials. This erosional process will be discussed in Chapter 13.

Erosion usually becomes a problem when people alter the land surface in some manner for a new land use (Figure 10-4). The best known erosion problems have come with the rapid development of agriculture after the invention of mechanized equipment. Large tracts of land could be cleared and planted, leading to changes in the vegetative cover—woodlands and prairies were planted in row crops. Serious erosion problems developed in the Western mountains when the forest industry introduced clear-cutting. Erosion problems triggered by forest or grass fires are somewhat less in degree. Land clearance for construction projects is probably the single most

## EROSION BY ICE AND GRAVITY

## EROSION CONTROL



**FIGURE 10-1** Till plains of the central United States.



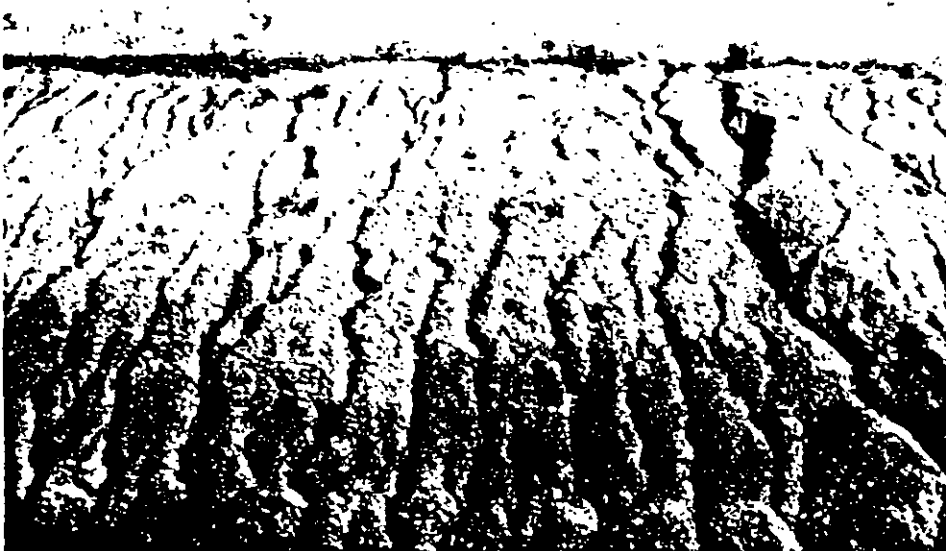
**FIGURE 10-2** Subdued topography caused by continental glaciation, Bathurst Island, Northwest Territories, Canada.



**FIGURE 10-3** Topographic expression of alpine glaciation.

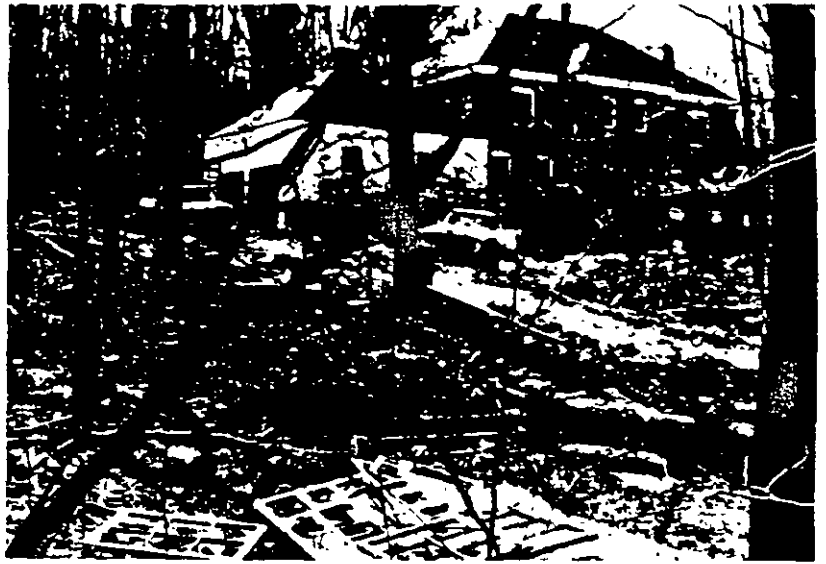
significant cause of erosion as vegetation and vegetative debris are cleared away from a building site for fire prevention (Figure 10-5).

The engineering geologist plays a significant role in erosion prediction and control. The first step is to evaluate the soil loss equation (water or wind) and identify the factors that will be altered by the engineering project. Design changes and erosion control methods that will decrease soil losses are then suggested. Many of the solutions to erosion control problems are reached by empirical methods; a treatment is applied, the results are monitored, and the treatment is modified. This process is continued until the desired results are obtained.



**FIGURE 10-4** Severe rill erosion on a highway cut slope.





**FIGURE 10-5** Clearing vegetation from a construction site increases erosion from the site.

**Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas**

**Ingenieros Civiles Asociados**

**División de Educación Continua, UNAM**

**CURSO:**

**GEOLOGÍA APLICADA A LA INGENIERÍA CIVIL**

**27, 28 y 29 de noviembre de 1997**

**TEMA**

**SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN  
DE MACIZOS ROCOSOS**

**Expositor:**

**JOSÉ LUIS GARRIDO URIBE**

## **4 Rock mass classification**

### **4.1 Introduction**

During the feasibility and preliminary design stages of a project, when very little detailed information on the rock mass and its stress and hydrologic characteristics is available, the use of a rock mass classification scheme can be of considerable benefit. At its simplest, this may involve using the classification scheme as a check-list to ensure that all relevant information has been considered. At the other end of the spectrum, one or more rock mass classification schemes can be used to build up a picture of the composition and characteristics of a rock mass to provide initial estimates of support requirements, and to provide estimates of the strength and deformation properties of the rock mass.

It is important to understand that the use of a rock mass classification scheme does not (and cannot) replace some of the more elaborate design procedures. However, the use of these design procedures requires access to relatively detailed information on in situ stresses, rock mass properties and planned excavation sequence, none of which may be available at an early stage in the project. As this information becomes available, the use of the rock mass classification schemes should be updated and used in conjunction with site specific analyses.

### **4.2 Engineering rock mass classification**

Rock mass classification schemes have been developing for over 100 years since Ritter (1879) attempted to formalise an empirical approach to tunnel design, in particular for determining support requirements. While the classification schemes are appropriate for their original application, especially if used within the bounds of the case histories from which they were developed, considerable caution must be exercised in applying rock mass classifications to other rock engineering problems.

Summaries of some important classification systems are presented in this chapter, and although every attempt has been made to present all of the pertinent data from the original texts, there are numerous notes and comments which cannot be included. The interested reader should make every effort to read the cited references for a full appreciation of the use, applicability and limitations of each system.

Most of the multi-parameter classification schemes (Wickham et al., 1972, Bieniawski, 1973, 1989, and Barton et al., 1974) were developed from civil engineering case histories in which all of the components of the engineering geological character of the rock mass were included. In underground hard rock mining, however, especially at deep levels, rock mass weathering and the influence of water usually are not significant and may be ignored. Different classifica-

tion systems place different emphases on the various parameters, and it is recommended that at least two methods be used at any site during the early stages of a project.

#### 4.2.1 *Terzaghi's rock mass classification*

The earliest reference to the use of rock mass classification for the design of tunnel support is in a paper by Terzaghi (1946) in which the rock loads, carried by steel sets, are estimated on the basis of a descriptive classification. While no useful purpose would be served by including details of Terzaghi's classification in this discussion on the design of support for underground hard rock mines, it is interesting to examine the rock mass descriptions included in his original paper, because he draws attention to those characteristics that dominate rock mass behaviour, particularly in situations where gravity constitutes the dominant driving force. The clear and concise definitions and the practical comments included in these descriptions are good examples of the type of engineering geology information, which is most useful for engineering design.

Terzaghi's descriptions (quoted directly from his paper) are:

- *Intact* rock contains neither joints nor hair cracks. Hence, if it breaks, it breaks across sound rock. On account of the injury to the rock due to blasting, spalls may drop off the roof several hours or days after blasting. This is known as a *spalling* condition. Hard, intact rock may also be encountered in the *popping* condition involving the spontaneous and violent detachment of rock slabs from the sides or roof.
- *Stratified* rock consists of individual strata with little or no resistance against separation along the boundaries between the strata. The strata may or may not be weakened by transverse joints. In such rock the spalling condition is quite common.
- *Moderately jointed* rock contains joints and hair cracks, but the blocks between joints are locally grown together or so intimately interlocked that vertical walls do not require lateral support. In rocks of this type, both spalling and popping conditions may be encountered.
- *Blocky and seamy* rock consists of chemically intact or almost intact rock fragments which are entirely separated from each other and imperfectly interlocked. In such rock, vertical walls may require lateral support.
- *Crushed* but chemically intact rock has the character of crusher run. If most or all of the fragments are as small as fine sand grains and no recementation has taken place, crushed rock below the water table exhibits the properties of a water-bearing sand.
- *Squeezing* rock slowly advances into the tunnel without perceptible volume increase. A prerequisite for squeeze is a high percentage of microscopic and sub-microscopic particles of micaceous minerals or clay minerals with a low swelling capacity.
- *Swelling* rock advances into the tunnel chiefly on account of expansion. The capacity to swell seems to be limited to those rocks that contain clay minerals such as montmorillonite, with a high swelling capacity.

#### 4.2.2 Classifications involving stand-up time

Lauffer (1958) proposed that the stand-up time for an unsupported span is related to the quality of the rock mass in which the span is excavated. In a tunnel, the unsupported span is defined as the span of the tunnel or the distance between the face and the nearest support, if this is greater than the tunnel span. Lauffer's original classification has since been modified by a number of authors, notably Pacher et al. (1974), and now forms part of the general tunnelling approach known as the New Austrian Tunnelling Method.

The significance of the stand-up time concept is that an increase in the span of the tunnel leads to a significant reduction in the time available for the installation of support. For example, a small pilot tunnel may be successfully constructed with minimal support, while a larger span tunnel in the same rock mass may not be stable without the immediate installation of substantial support.

The New Austrian Tunnelling Method includes a number of techniques for safe tunnelling in rock conditions in which the stand-up time is limited before failure occurs. These techniques include the use of smaller headings and benching or the use of multiple drifts to form a reinforced ring inside which the bulk of the tunnel can be excavated. These techniques are applicable in soft rocks such as shales, phyllites and mudstones in which the squeezing and swelling problems, described by Terzaghi (see previous section), are likely to occur. The techniques are also applicable when tunnelling in excessively broken rock, but great care should be taken in attempting to apply these techniques to excavations in hard rocks in which different failure mechanisms occur.

In designing support for hard rock excavations it is prudent to assume that the stability of the rock mass surrounding the excavation is not time-dependent. Hence, if a structurally defined wedge is exposed in the roof of an excavation, it will fall as soon as the rock supporting it is removed. This can occur at the time of the blast or during the subsequent scaling operation. If it is required to keep such a wedge in place, or to enhance the margin of safety, it is essential that the support be installed as early as possible, preferably before the rock supporting the full wedge is removed. On the other hand, in a highly stressed rock, failure will generally be induced by some change in the stress field surrounding the excavation. The failure may occur gradually and manifest itself as spalling or slabbing or it may occur suddenly in the form of a rock burst. In either case, the support design must take into account the change in the stress field rather than the 'stand-up' time of the excavation.

#### 4.2.3 Rock quality designation index (RQD)

The Rock Quality Designation index (*RQD*) was developed by Deere (Deere et al., 1967) to provide a quantitative estimate of rock mass quality from drill core logs. *RQD* is defined as the percentage of intact core pieces longer than 100 mm (4 inches) in the total length of core. The core should be at least NX size (54.7 mm or 2.15 inches in diameter) and should be drilled with a double-tube core barrel. The correct procedures for measurement of the length of core pieces and the calculation of *RQD* are summarised in Figure 4.1.

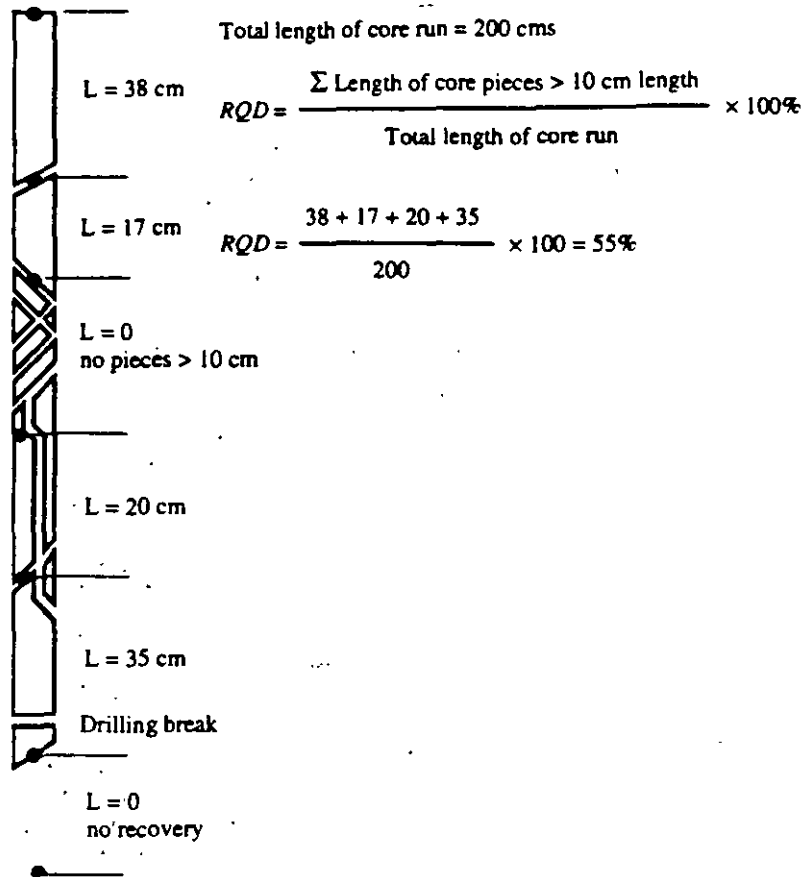


Figure 4.1: Procedure for measurement and calculation of *RQD* (After Deere, 1989).

Palmström (1982) suggested that, when no core is available but discontinuity traces are visible in surface exposures or exploration adits, the *RQD* may be estimated from the number of discontinuities per unit volume. The suggested relationship for clay-free rock masses is:

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \quad (4.1)$$

where  $J_v$  is the sum of the number of joints per unit length for all joint (discontinuity) sets known as the volumetric joint count.

*RQD* is a directionally dependent parameter and its value may change significantly, depending upon the borehole orientation. The use of the volumetric joint count can be quite useful in reducing this directional dependence.

*RQD* is intended to represent the rock mass quality in situ. When using diamond drill core, care must be taken to ensure that fractures, which have been caused by handling or the drilling process, are identified and ignored when determining the value of *RQD*. When using Palmström's relationship for exposure mapping, blast induced fractures should not be included when estimating  $J_v$ .

Deere's *RQD* has been widely used, particularly in North America, for the past 25 years. Cording and Deere (1972), Merritt (1972) and Deere and Deere (1988) have attempted to relate *RQD* to Terzaghi's rock load factors and to rockbolt requirements in tunnels. In

the context of this discussion, the most important use of *RQD* is as a component of the *RMR* and *Q* rock mass classifications covered later in this chapter.

#### 4.2.4 Rock Structure Rating (*RSR*)

Wickham et al. (1972) described a quantitative method for describing the quality of a rock mass and for selecting appropriate support on the basis of their Rock Structure Rating (*RSR*) classification. Most of the case histories, used in the development of this system, were for relatively small tunnels supported by means of steel sets, although historically this system was the first to make reference to shotcrete support. In spite of this limitation, it is worth examining the *RSR* system in some detail since it demonstrates the logic involved in developing a quasi-quantitative rock mass classification system and the utilisation of the resulting index for support estimation.

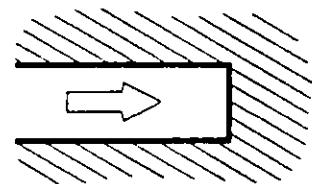
The significance of the *RSR* system, in the context of this discussion, is that it introduced the concept of rating each of the components listed below to arrive at a numerical value of  $RSR = A + B + C$ .

1. *Parameter A, Geology*: General appraisal of geological structure on the basis of:
  - a. Rock type origin (igneous, metamorphic, sedimentary).
  - b. Rock hardness (hard, medium, soft, decomposed).
  - c. Geologic structure (massive, slightly faulted/folded, moderately faulted/folded, intensely faulted/folded).
2. *Parameter B, Geometry*: Effect of discontinuity pattern with respect to the direction of the tunnel drive on the basis of:
  - a. Joint spacing.
  - b. Joint orientation (strike and dip).
  - c. Direction of tunnel drive.
3. *Parameter C*: Effect of groundwater inflow and joint condition on the basis of:
  - a. Overall rock mass quality on the basis of A and B combined.
  - b. Joint condition (good, fair, poor).
  - c. Amount of water inflow (in gallons per minute per 1000 feet of tunnel).

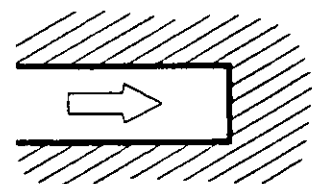
Note that the *RSR* classification used Imperial units and that these units have been retained in this discussion.

Three tables from Wickham et al.'s 1972 paper are reproduced in Tables 4.1, 4.2 and 4.3. These tables can be used to evaluate the rating of each of these parameters to arrive at the *RSR* value (maximum  $RSR = 100$ ).

For example, a hard metamorphic rock which is slightly folded or faulted has a rating of  $A = 22$  (from Table 4.1). The rock mass is moderately jointed, with joints striking perpendicular to the tunnel axis which is being driven east-west, and dipping at between  $20^\circ$  and  $50^\circ$ . Table 4.2 gives the rating for  $B = 24$  for driving with dip (defined in the margin sketch). The value of  $A + B = 46$  and this means that, for joints of fair condition (slightly weathered and altered) and a moderate water inflow of between 200 and 1,000 gallons per minute, Table 4.3 gives the rating for  $C = 16$ . Hence, the final value of the rock structure rating  $RSR = A + B + C = 62$ .



Drive with dip



Drive against dip

Table 4.1: Rock Structure Rating: Parameter A: General area geology.

	Basic Rock Type				Geological Structure			
	Hard	Medium	Soft	Decomposed	Massive	Faulted	Faulted	Faulted
Igneous	1	2	3	4	Slightly	Moderately	Intensively	
Metamorphi	1	2	3	4	Folded or	Folded or	Folded or	
Sedimentary	2	3	4	4	Massive	Faulted	Faulted	Faulted
Type 1					30	22	15	9
Type 2					27	20	13	8
Type 3					24	18	12	7
Type 4					19	15	10	6

Table 4.2: Rock Structure Raung: Parameter B: Joint pattern, direction of drive.

	Strike ⊥ to Axis					Strike    to Axis		
	Direction of Drive					Direction of Drive		
	Both	With Dip		Against Dip		Either direction		
	Dip of Prominent Joints <sup>a</sup>					Dip of Prominent Joints		
Average joint spacing	Flat	Dipping	Vertical	Dipping	Vertical	Flat	Dipping	Vertical
1. Very closely jointed, < 2	9	11	13	10	12	9	9	7
2. Closely jointed, 2-6 in	13	16	19	15	17	14	14	11
3. Moderately jointed, 6-12	23	24	28	19	22	23	23	19
4. Moderate to blocky, 1-2 ft	30	32	36	25	28	30	28	24
5. Blocky to massive, 2-4 ft	36	38	40	33	35	36	24	28
6. Massive, > 4 ft	40	43	45	37	40	40	38	34

Table 4.3: Rock Structure Rating: Parameter C: Groundwater, joint condition.

Anticipated water inflow gpm/1000 ft of tunnel	Sum of Parameters A + B					
	13-44			45-75		
	Joint Condition <sup>b</sup>					
	Good	Fair	Poor	Good	Fair	Poor
None	22	18	12	25	22	18
Slight, < 200 gpm	19	15	9	23	19	14
Moderate, 200-1000 gpm	15	22	7	21	16	12
Heavy, > 1000 gpm	10	8	6	18	14	10

<sup>a</sup> Dip: flat: 0-20°; dipping: 20-50°; and vertical: 50-90°.

<sup>b</sup> Joint condition: good = tight or cemented; fair = slightly weathered or altered; poor = severely weathered, altered or open.



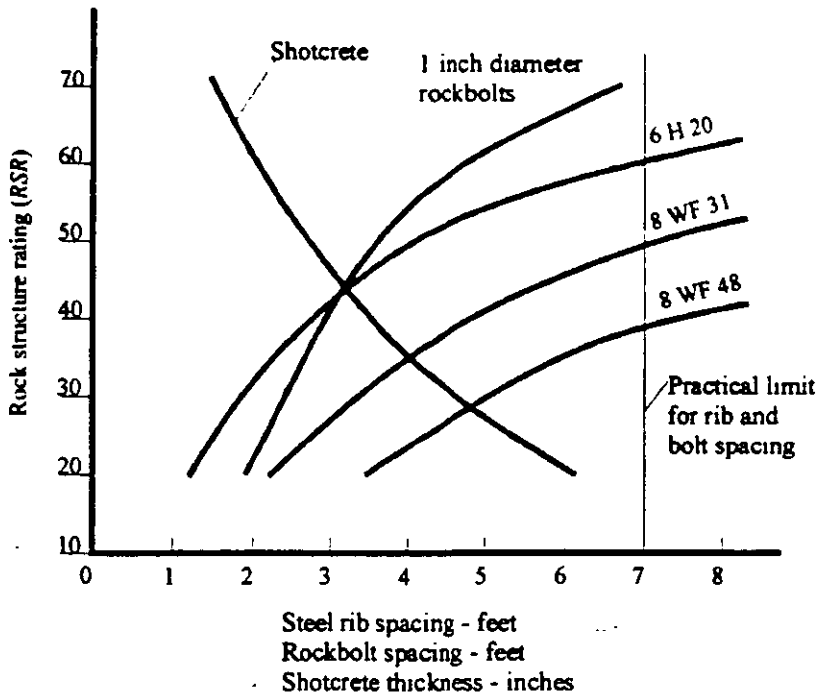


Figure 4.2: *RSR* support estimates for a 24 ft. (7.3 m) diameter circular tunnel. Note that rockbolts and shotcrete are generally used together. (After Wickham et al., 1972).

A typical set of prediction curves for a 24 foot diameter tunnel are given in Figure 4.2 which shows that, for the *RSR* value of 62 derived above, the predicted support would be 2 inches of shotcrete and 1 inch diameter rockbolts spaced at 5 foot centres. As indicated in the figure, steel sets would be spaced at more than 7 feet apart and would not be considered a practical solution for the support of this tunnel.

For the same size tunnel in a rock mass with  $RSR = 30$ , the support could be provided by 8 WF 31 steel sets (8 inch deep wide flange I section weighing 31 lb per foot) spaced 3 feet apart, or by 5 inches of shotcrete and 1 inch diameter rockbolts spaced at 2.5 feet centres. In this case it is probable that the steel set solution would be cheaper and more effective than the use of rockbolts and shotcrete.

The reader should be aware that these estimates are very crude, particularly for rockbolts and shotcrete, since they are based upon a relatively small number of case histories and very simplistic theoretical arguments. Consequently, they should be applied with great caution.

Although the *RSR* classification system is not widely used, particularly in mining, Wickham et al.'s work played a significant role in the development of the classification schemes discussed in the remaining sections of this chapter.

### 4.3 Geomechanics Classification

Bieniawski (1976) published the details of a rock mass classification called the Geomechanics Classification or the Rock Mass Rating

(*RMR*) system. Over the years, this system has been successively refined as more case records have been examined and the reader should be aware that Bieniawski has made significant changes in the ratings assigned to different parameters. The discussion which follows is based upon the 1989 version of the classification (Bieniawski, 1989). Both this version and the 1976 version will be used in Chapter 8 which deals with estimating the strength of rock masses. The following six parameters are used to classify a rock mass using the *RMR* system:

1. Uniaxial compressive strength of rock material.
2. Rock Quality Designation (*RQD*).
3. Spacing of discontinuities.
4. Condition of discontinuities.
5. Groundwater conditions.
6. Orientation of discontinuities.

In applying this classification system, the rock mass is divided into a number of structural regions and each region is classified separately. The boundaries of the structural regions usually coincide with a major structural feature such as a fault or with a change in rock type. In some cases, significant changes in discontinuity spacing or characteristics, within the same rock type, may necessitate the division of the rock mass into a number of small structural regions or domains.

The Rock Mass Rating system is presented in Table 4.4, giving the ratings for each of the six parameters listed above. These ratings are summed to give a value of *RMR*. The following example illustrates the use of these tables to arrive at an *RMR* value.

A tunnel is to be driven through a slightly weathered granite with a dominant joint set dipping at  $60^\circ$  against the direction of the drive. Index testing and logging of diamond drilled core give typical Point-load strength index values of 8 MPa and average *RQD* values of 70%. The joints, which are slightly rough and slightly weathered with a separation of  $< 1$  mm, are spaced at 300 mm. Tunnelling conditions are anticipated to be wet.

The *RMR* value is determined as follows:

Table	Item	Value	Rating
4.1: A.1	Point load index	8 MPa	12
4.1: A.2	<i>RQD</i>	70%	13
4.1: A.3	Spacing of discontinuities	300 mm	10
4.1: E.4	Condition of discontinuities	Note 1	22
4.1: A.5	Groundwater	Wet	7
4.1: B	Adjustment for joint orientation	Note 2	-5
Total:			59

*Note 1.* For slightly rough and altered discontinuity surfaces with a separation of  $< 1$  mm, Table 4.4.A.4 gives a rating of 25. When more detailed information is available, Table 4.4.E can be used to obtain a more refined rating. Hence, in this case, the rating is the sum of: 4 (1-3 m discontinuity length), 4 (separation 0.1-1.0 mm), 3 (slightly rough), 6 (no infilling) and 5 (slightly weathered) = 22.

*Note 2.* Table 4.4.F gives a description of 'Fair' for the conditions assumed where the tunnel is to be driven against the dip of a set of joints dipping at  $60^\circ$ . Using this description for 'Tunnels and Mines' in Table 4.4.B gives an adjustment rating of -5.

Table 4.4: Rock Mass Rating System (After Bieniawski, 1989).

A CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS								
Parameter			Range of values					
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	For this low range uniaxial compressive test is preferred	
		Uniaxial comp strength	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1
2	Drill core Quality RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%	
	Rating		20	17	13	8	3	
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm	
	Rating		20	15	10	8	5	
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slack-sided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous	
	Rating		30	25	20	10	0	
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10-25	25-125	> 125	
		(Joint water pressy / Major principal $\sigma$ )	0	< 0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5	
	General conditions		Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing	
	Rating		15	10	7	4	0	
B RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)								
Strike and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable		
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12		
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25		
	Slopes	0	-5	-25	-50			
C ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS								
Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21			
Class number	I	II	III	IV	V			
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock			
D MEANING OF ROCK CLASSES								
Class number	I	II	III	IV	V			
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span			
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	< 100			
Friction angle of rock mass (deg)	> 45	35-45	25-35	15-25	< 15			
E GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions								
Discontinuity length (persistence)	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m			
Rating	6	4	2	1	0			
Separation (aperture)	None	< 0.1 mm	0.1-1.0 mm	1-5 mm	> 5 mm			
Rating	6	5	4	1	0			
Roughness	Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slack-sided			
Rating	6	5	3	1	0			
Infilling (gouge)	None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm			
Rating	6	4	2	2	0			
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed			
Rating	6	5	3	1	0			
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**								
Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis				
Drive with dip-Dip 45-90°		Drive with dip-Dip 20-45°		Dip 45-90°		Dip 20-45°		
Very favourable		Favourable		Very favourable		Fair		
Drive against dip-Dip 45-90°		Drive against dip-Dip 20-45°		Dip 0-20-irrespective of strike°				
Fair		Unfavourable		Fair				

\*Some conditions are mutually exclusive. For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.

\*\*Modified after Wickham et al. (1972).

Bieniawski (1989) published a set of guidelines for the selection of support in tunnels in rock for which the value of *RMR* has been determined. These guidelines are reproduced in Table 4.5. Note that these guidelines have been published for a 10 m span horseshoe shaped tunnel, constructed using drill and blast methods, in a rock mass subjected to a vertical stress < 25 MPa (equivalent to a depth below surface of <900 m).

For the case considered earlier, with *RMR* = 59, Table 4.5 suggests that a tunnel could be excavated by top heading and bench, with a 1.5 to 3 m advance in the top heading. Support should be installed after each blast and the support should be placed at a maximum distance of 10 m from the face. Systematic rock bolting, using 4 m long 20 mm diameter fully grouted bolts spaced at 1.5 to 2 m in the crown and walls, is recommended. Wire mesh, with 50 to 100 mm of shotcrete for the crown and 30 mm of shotcrete for the walls, is recommended.

The value of *RMR* of 59 indicates that the rock mass is on the boundary between the 'Fair rock' and 'Good rock' categories. In the initial stages of design and construction, it is advisable to utilise the support suggested for fair rock. If the construction is progressing well with no stability problems, and the support is performing very well, then it should be possible to gradually reduce the support requirements to those indicated for a good rock mass. In addition, if the excavation is required to be stable for a short amount of time, then it is advisable to try the less expensive and extensive support suggested for good rock. However, if the rock mass surrounding the excavation is expected to undergo large mining induced stress

Table 4.5: Guidelines for excavation and support of 10 m span rock tunnels in accordance with the *RMR* system (After Bieniawski, 1989).

Rock mass class	Excavation	Rock bolts (20 mm diameter, fully grouted)	Shotcrete	Steel sets
I – Very good rock <i>RMR</i> : 81-100	Full face, 3 m advance	Generally no support required except spot bolting		
II – Good rock <i>RMR</i> : 61-80	Full face, 1-1.5 m advance. Complete support 20 m from face	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh	50 mm in crown where required	None
III – Fair rock <i>RMR</i> : 41-60	Top heading and bench 1.5-3 m advance in top heading. Commence support after each blast. Complete support 10 m from face	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5-2 m in crown and walls with wire mesh in crown	50-100 mm in crown and 30 mm in sides	None
IV – Poor rock <i>RMR</i> : 21-40	Top heading and bench 1.0-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation, 10 m from face	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh	100-150 mm in crown and 100 mm in sides	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required
V – Very poor rock <i>RMR</i> : < 20	Multiple drifts 0.5-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert	150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close in- vert

changes, then more substantial support appropriate for fair rock should be installed. This example indicates that a great deal of judgement is needed in the application of rock mass classification to support design.

It should be noted that Table 4.5 has not had a major revision since 1973. In many mining and civil engineering applications, steel fibre reinforced shotcrete may be considered in place of wire mesh and shotcrete.

#### 4.4 Modifications to *RMR* for mining

Bieniawski's Rock Mass Rating (*RMR*) system was originally based upon case histories drawn largely from civil engineering. Consequently, the mining industry tended to regard the classification as somewhat conservative and several modifications have been proposed in order to make the classification more relevant to mining applications.

A full discussion of all of these modifications would exceed the scope of this volume and the interested reader is referred to the comprehensive summary compiled by Bieniawski (1989).

Laubscher (1977, 1984), Laubscher and Taylor (1976) and Laubscher and Page (1990) have described a Modified Rock Mass Rating system for mining. This *MRMR* system takes the basic *RMR* value, as defined by Bieniawski, and adjusts it to account for in situ and induced stresses, stress changes and the effects of blasting and weathering. A set of support recommendations is associated with the resulting *MRMR* value. In using Laubscher's *MRMR* system it should be borne in mind that many of the case histories upon which it is based are derived from caving operations. Originally, block caving in asbestos mines in Africa formed the basis for the modifications but, subsequently, other case histories from around the world have been added to the database.

Cummings et al. (1982) and Kendorski et al. (1983) have also modified Bieniawski's *RMR* classification to produce the *MBR* (modified basic *RMR*) system for mining. This system was developed for block caving operations in the USA. It involves the use of different ratings for the original parameters used to determine the value of *RMR* and the subsequent adjustment of the resulting *MBR* value to allow for blast damage, induced stresses, structural features, distance from the cave front and size of the caving block. Support recommendations are presented for isolated or development drifts as well as for the final support of intersections and drifts.

#### 4.5 Rock Tunnelling Quality Index, *Q*

On the basis of an evaluation of a large number of case histories of underground excavations, Barton et al. (1974) of the Norwegian Geotechnical Institute proposed a Tunnelling Quality Index (*Q*) for the determination of rock mass characteristics and tunnel support requirements. The numerical value of the index *Q* varies on a logarithmic scale from 0.001 to a maximum of 1,000 and is defined by:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (4.2)$$

where

$RQD$  is the Rock Quality Designation  
 $J_n$  is the joint set number  
 $J_r$  is the joint roughness number  
 $J_a$  is the joint alteration number  
 $J_w$  is the joint water reduction factor  
 $SRF$  is the stress reduction factor

In explaining the meaning of the parameters used to determine the value of  $Q$ , Barton et al. (1974) offer the following comments:

The first quotient ( $RQD/J_n$ ), representing the structure of the rock mass, is a crude measure of the block or particle size, with the two extreme values (100/0.5 and 10/20) differing by a factor of 400. If the quotient is interpreted in units of centimetres, the extreme 'particle sizes' of 200 to 0.5 cm are seen to be crude but fairly realistic approximations. Probably the largest blocks should be several times this size and the smallest fragments less than half the size. (Clay particles are of course excluded).

The second quotient ( $J_r/J_a$ ) represents the roughness and frictional characteristics of the joint walls or filling materials. This quotient is weighted in favour of rough, unaltered joints in direct contact. It is to be expected that such surfaces will be close to peak strength, that they will dilate strongly when sheared, and they will therefore be especially favourable to tunnel stability.

When rock joints have thin clay mineral coatings and fillings, the strength is reduced significantly. Nevertheless, rock wall contact after small shear displacements have occurred may be a very important factor for preserving the excavation from ultimate failure.

Where no rock wall contact exists, the conditions are extremely unfavourable to tunnel stability. The 'friction angles' (given in Table 4.6) are a little below the residual strength values for most clays, and are possibly down-graded by the fact that these clay bands or fillings may tend to consolidate during shear, at least if normal consolidation or if softening and swelling has occurred. The swelling pressure of montmorillonite may also be a factor here.

The third quotient ( $J_w/SRF$ ) consists of two stress parameters.  $SRF$  is a measure of: 1) loosening load in the case of an excavation through shear zones and clay bearing rock, 2) rock stress in competent rock, and 3) squeezing loads in plastic incompetent rocks. It can be regarded as a total stress parameter. The parameter  $J_w$  is a measure of water pressure, which has an adverse effect on the shear strength of joints due to a reduction in effective normal stress. Water may, in addition, cause softening and possible out-wash in the case of clay-filled joints. It has proved impossible to combine these two parameters in terms of inter-block effective stress, because paradoxically a high value of effective normal stress may sometimes signify less stable conditions than a low value, despite the higher shear strength. The quotient ( $J_w/SRF$ ) is a complicated empirical factor describing the 'active stress'.

It appears that the rock tunnelling quality  $Q$  can now be considered to be a function of only three parameters which are crude measures of:

1. Block size  $(RQD/J_n)$
2. Inter-block shear strength  $(J_r/J_a)$
3. Active stress  $(J_w/SRF)$

Undoubtedly, there are several other parameters which could be added to improve the accuracy of the classification system. One of these would be the joint orientation. Although many case records include the necessary information on structural orientation in relation to excavation axis, it was not found to be the important general parameter that might be expected. Part of the reason for this may be that the orientations of many types of excavations can be, and normally are, adjusted to avoid the maximum effect of unfavourably oriented major joints. However, this choice is not available in the case of tunnels, and more than half the case records were in this category. The parameters  $J_w$ ,  $J_r$ , and  $J_a$  appear to play a more important

role than orientation, because the number of joint sets determines the degree of freedom for block movement (if any), and the frictional and dilational characteristics can vary more than the down-dip gravitational component of unfavourably oriented joints. If joint orientations had been included the classification would have been less general, and its essential simplicity lost.

Table 4.6 gives the classification of individual parameters used to obtain the Tunnelling Quality Index  $Q$  for a rock mass. The use of this table is illustrated in the following example.

A 15 m span crusher chamber for an underground mine is to be excavated in a norite at a depth of 2,100 m below surface. The rock mass contains two sets of joints controlling stability. These joints are undulating, rough and unweathered with very minor surface staining.  $RQD$  values range from 85% to 95% and laboratory tests on core samples of intact rock give an average uniaxial compressive strength of 170 MPa. The principal stress directions are approximately vertical and horizontal and the magnitude of the horizontal principal stress is approximately 1.5 times that of the vertical principal stress. The rock mass is locally damp but there is no evidence of flowing water.

The numerical value of  $RQD$  is used directly in the calculation of  $Q$  and, for this rock mass, an average value of 90 will be used. Table 4.6.2 shows that, for two joint sets, the joint set number,  $J_n = 4$ . For rough or irregular joints which are undulating, Table 4.6.3 gives a joint roughness number of  $J_r = 3$ . Table 4.6.4 gives the joint alteration number,  $J_a = 1.0$ , for unaltered joint walls with surface staining only. Table 4.6.5 shows that, for an excavation with minor inflow, the joint water reduction factor,  $J_w = 1.0$ . For a depth below surface of 2,100 m the overburden stress will be approximately 57 MPa and, in this case, the major principal stress  $\sigma_1 = 85$  MPa. Since the uniaxial compressive strength of the norite is approximately 170 MPa, this gives a ratio of  $\sigma_c / \sigma_1 = 2$ . Table 4.6.6 shows that, for competent rock with rock stress problems, this value of  $\sigma_c / \sigma_1$  can be expected to produce heavy rock burst conditions and that the value of  $SRF$  should lie between 10 and 20. A value of  $SRF = 15$  will be assumed for this calculation. Using these values gives:

$$Q = \frac{90}{4} \times \frac{3}{1} \times \frac{1}{15} = 4.5$$

In relating the value of the index  $Q$  to the stability and support requirements of underground excavations, Barton et al. (1974) defined an additional parameter which they called the *Equivalent Dimension*,  $D_e$ , of the excavation. This dimension is obtained by dividing the span, diameter or wall height of the excavation by a quantity called the *Excavation Support Ratio*,  $ESR$ . Hence:

$$D_e = \frac{\text{Excavation span, diameter or height (m)}}{\text{Excavation Support Ratio } ESR}$$

The value of  $ESR$  is related to the intended use of the excavation and to the degree of security which is demanded of the support system installed to maintain the stability of the excavation. Barton et al. (1974) suggest the following values:

Excavation category	ESR
A Temporary mine openings	3-5
B Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (excluding high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations	1.6
C Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels	1.3
D Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portal intersections	1.0
E Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories	0.8

The crusher station discussed above falls into the category of permanent mine openings and is assigned an excavation support ratio  $ESR = 1.6$ . Hence, for an excavation span of 15 m, the equivalent dimension,  $D_e = 15/1.6 = 9.4$ .

The equivalent dimension,  $D_e$ , plotted against the value of  $Q$ , is used to define a number of support categories in a chart published in the original paper by Barton et al. (1974). This chart has recently been updated by Grimstad and Barton (1993) to reflect the increasing use of steel fibre reinforced shotcrete in underground excavation support. Figure 4.3 is reproduced from this updated chart.

From Figure 4.3, a value of  $D_e$  of 9.4 and a value of  $Q$  of 4.5 places this crusher excavation in category (4) which requires a pattern of rockbolts (spaced at 2.3 m) and 40 to 50 mm of unreinforced shotcrete.

Because of the mild to heavy rock burst conditions which are anticipated, it may be prudent to destress the rock in the walls of this crusher chamber. This is achieved by using relatively heavy production blasting to excavate the chamber and omitting the smooth blasting usually used to trim the final walls of an excavation such as an underground powerhouse at shallower depth. Caution is recommended in the use of destress blasting and, for critical applications, it may be advisable to seek the advice of a blasting specialist before embarking on this course of action.

Løset (1992) suggests that, for rocks with  $4 < Q < 30$ , blasting damage will result in the creation of new 'joints' with a consequent local reduction in the value of  $Q$  for the rock surrounding the excavation. He suggests that this can be accounted for by reducing the  $RQD$  value for the blast damaged zone.

Assuming that the  $RQD$  value for the destressed rock around the crusher chamber drops to 50%, the resulting value of  $Q = 2.9$ . From Figure 4.3, this value of  $Q$ , for an equivalent dimension,  $D_e$  of 9.4, places the excavation just inside category (5) which requires rockbolts, at approximately 2 m spacing, and a 50 mm thick layer of steel fibre reinforced shotcrete.

Barton et al. (1980) provide additional information on rockbolt length, maximum unsupported spans and roof support pressures to supplement the support recommendations published in the original 1974 paper.

The length  $L$  of rockbolts can be estimated from the excavation width  $B$  and the Excavation Support Ratio  $ESR$ :

$$L = \frac{2 + 0.15B}{ESR} \quad (4.3)$$



Table 4.6: Classification of individual parameters used in the Tunnelling Quality Index  $Q$  (After Barton et al., 1974).

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
<b>1. ROCK QUALITY DESIGNATION</b>	$RQD$	
A. Very poor	0-25	1. Where $RQD$ is reported or measured as $\leq 10$ (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate $Q$ .
B. Poor	25-50	
C. Fair	50-75	
D. Good	75-90	2. $RQD$ intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.
E. Excellent	90-100	
<b>2. JOINT SET NUMBER</b>	$J_n$	
A. Massive, no or few joints	0.5-1.0	
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$ .
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15	2. For portals use $(2.0 \times J_n)$ .
J. Crushed rock, earthlike	20	
<b>3. JOINT ROUGHNESS NUMBER</b>	$J_r$	
a. Rock wall contact		
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough and irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D. Slickensided undulating	1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.
c. No rock wall contact when sheared		
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
J. Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
<b>4. JOINT ALTERATION NUMBER</b>	$J_a$	$\phi_r$ degrees (approx.)
a. Rock wall contact		
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75	1. Values of $\phi_r$ , the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	25-35
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0	25-30
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	20-25
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1-2 mm or less in thickness)	4.0	8-16

## 42 Support of underground excavations in hard rock

Table 4.6: (continued).

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
<b>4. JOINT ALTERATION NUMBER</b>	$J_n$	° degrees (approx.)
<i>b</i> Rock wall contact before 10 cm shear		
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25-30
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16-24
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12-16
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of $J_n$ depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0-12.0	6-12
<i>c</i> . No rock wall contact when sheared		
K. Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0	
L. rock and clay (see G, H and J for clay	8.0	
M. conditions)	8.0-12.0	6-24
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0	
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0-13.0	
P. & R. (see G H and J for clay conditions)	6.0-24.0	
<b>5. JOINT WATER REDUCTION</b>	$J_w$	approx. water pressure (kg/cm <sup>2</sup> )
A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1.0	< 1.0
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0-2.5
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5-10.0
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5-10.0
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2-0.1	> 10
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1-0.05	> 10
		1. Factors C to F are crude estimates; increase $J_w$ if drainage installed.
		2. Special problems caused by ice formation are not considered.
<b>6. STRESS REDUCTION FACTOR</b>		SRF
<i>a</i> . Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated		
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)		10.0
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)		5.0
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)		2.5
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)		7.5
E. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation < 50 m)		5.0
F. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation > 50 m)		2.5
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube'. (any depth)		5.0
		1. Reduce these values of SRF by 25-50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation.

Table 4.6: (continued).

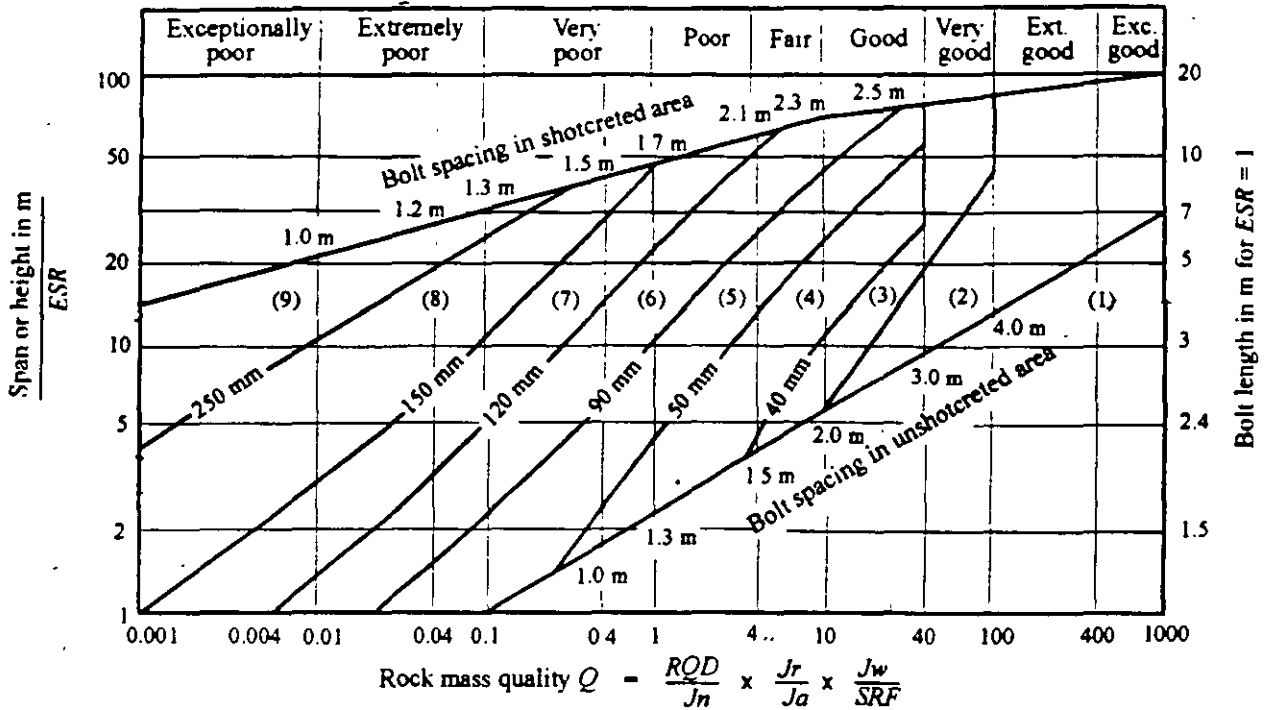
DESCRIPTION			VALUE	NOTES
<b>6. STRESS REDUCTION FACTOR</b>			<b>SRF</b>	
<i>b. Competent rock, rock stress problems</i>				
	$\sigma_2/\sigma_1$	$\sigma_2/\sigma_3$		2. For strongly anisotropic virgin stress field
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5	(if measured): when $5S\sigma_2/\sigma_1 \leq 10$ , reduce $\sigma_2$
J. Medium stress	200-10	13-0.66	1.0	to $0.8\sigma_2$ , and $\sigma_3$ to $0.8\sigma_3$ . When $\sigma_2/\sigma_1 > 10$ ,
K. High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10-5	0.66-0.33	0.5-2	reduce $\sigma_2$ , and $\sigma_3$ to $0.6\sigma_2$ , and $0.6\sigma_3$ , where $\sigma_c$ = unconfined compressive strength, and $\sigma_t$ = tensile strength (point load) and $\sigma_2$ and $\sigma_3$ are the major and minor principal stresses.
L. Mild rockburst (massive rock)	5-2.5	0.33-0.16	5-10	
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10-20	3. Few case records available where depth of crown below surface is less than span width Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H)
<i>c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure</i>				
N. Mild squeezing rock pressure			5-10	
O. Heavy squeezing rock pressure			10-20	
<i>d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water</i>				
P. Mild swelling rock pressure			5-10	
R. Heavy swelling rock pressure			10-15	
<b>ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES</b>				
When making estimates of the rock mass Quality ( $Q$ ), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:				
1. When borehole core is unavailable, $RQD$ can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to $RQD$ for the case of clay free rock masses: $RQD = 115 - 3.3 J_v$ (approx.), where $J_v$ = total number of joints per $m^3$ ( $0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$ ).				
2. The parameter $J_v$ representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating $J_v$ .				
3. The parameters $J_s$ and $J_a$ (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of $J_s/J_a$ is favourably orientated for stability, then a second, less favourably orientated joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of $J_s/J_a$ should be used when evaluating $Q$ . The value of $J_s/J_a$ should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.				
4. When a rock mass contains clay, the factor $SRF$ appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.				
5. The compressive and tensile strengths ( $\sigma_c$ and $\sigma_t$ ) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.				

The maximum unsupported span can be estimated from:

$$\text{Maximum span (unsupported)} = 2 ESR Q^{0.4} \quad (4.4)$$

Based upon analyses of case records, Grimstad and Barton (1993) suggest that the relationship between the value of  $Q$  and the permanent roof support pressure  $P_{\text{roof}}$  is estimated from:

$$P_{\text{roof}} = \frac{2 \sqrt{J_n} Q^{\frac{1}{3}}}{3 J_r} \quad (4.5)$$



**REINFORCEMENT CATEGORIES**

- 1) Unsupported
- 2) Spot bolting
- 3) Systematic bolting
- 4) Systematic bolting with 40-100 mm unreinforced shotcrete
- 5) Fibre reinforced shotcrete, 50 - 90 mm, and bolting
- 6) Fibre reinforced shotcrete, 90 - 120 mm, and bolting
- 7) Fibre reinforced shotcrete, 120 - 150 mm, and bolting
- 8) Fibre reinforced shotcrete, > 150 mm, with reinforced ribs of shotcrete and bolting
- 9) Cast concrete lining

Figure 4.3: Estimated support categories based on the tunnelling quality index *Q* (After Grimstad and Barton, 1993).

**4.6 Using rock mass classification systems**

The two most widely used rock mass classifications are Bieniawski's *RMR* (1976, 1989) and Barton et al.'s *Q* (1974). Both methods incorporate geological, geometric and design/engineering parameters in arriving at a quantitative value of their rock mass quality. The similarities between *RMR* and *Q* stem from the use of identical, or very similar, parameters in calculating the final rock mass quality rating. The differences between the systems lie in the different weightings given to similar parameters and in the use of distinct parameters in one or the other scheme.

*RMR* uses compressive strength directly while *Q* only considers strength as it relates to in situ stress in competent rock. Both schemes deal with the geology and geometry of the rock mass, but in slightly different ways. Both consider groundwater, and both include some component of rock material strength. Some estimate of orientation can be incorporated into *Q* using a guideline presented by Barton et al. (1974): 'the parameters *J<sub>v</sub>* and *J<sub>a</sub>* should .. relate to the surface

most likely to allow failure to initiate.' The greatest difference between the two systems is the lack of a stress parameter in the *RMR* system.

When using either of these methods, two approaches can be taken. One is to evaluate the rock mass specifically for the parameters included in the classification methods; the other is to accurately characterise the rock mass and then attribute parameter ratings at a later time. The latter method is recommended since it gives a full and complete description of the rock mass which can easily be translated into either classification index. If rating values alone had been recorded during mapping, it would be almost impossible to carry out verification studies.

In many cases, it is appropriate to give a range of values to each parameter in a rock mass classification and to evaluate the significance of the final result. An example of this approach is given in Figure 4.4 which is reproduced from field notes prepared by Dr. N. Barton on a project. In this particular case, the rock mass is dry and is subjected to 'medium' stress conditions (Table 4.6.6.K) and hence  $J_w = 1.0$  and  $SRF = 1.0$ . Histograms showing the variations in *RQD*,  $J_n$ ,  $J_r$  and  $J_a$ , along the exploration adit mapped, are presented in this figure. The average value of  $Q = 8.9$  and the approximate range of  $Q$  is  $1.7 < Q < 20$ . The average value of  $Q$  can be used in choosing a basic support system while the range gives an indication of the possible adjustments which will be required to meet different conditions encountered during construction.

A further example of this approach is given in a paper by Barton et al. (1992) concerned with the design of a 62 m span underground sports hall in jointed gneiss. Histograms of all the input parameters for the  $Q$  system are presented and analysed in order to determine the weighted average value of  $Q$ .

Carter (1992) has adopted a similar approach, but extended his analysis to include the derivation of a probability distribution function and the calculation of a probability of failure in a discussion on the stability of surface crown pillars in abandoned metal mines.

Throughout this chapter it has been suggested that the user of a rock mass classification scheme should check that the latest version is being used. An exception is the use of Bieniawski's *RMR* classification for rock mass strength estimates (discussed in Chapter 8) where the 1976 version as well as the 1989 version are used. It is also worth repeating that the use of two rock mass classification schemes is advisable.

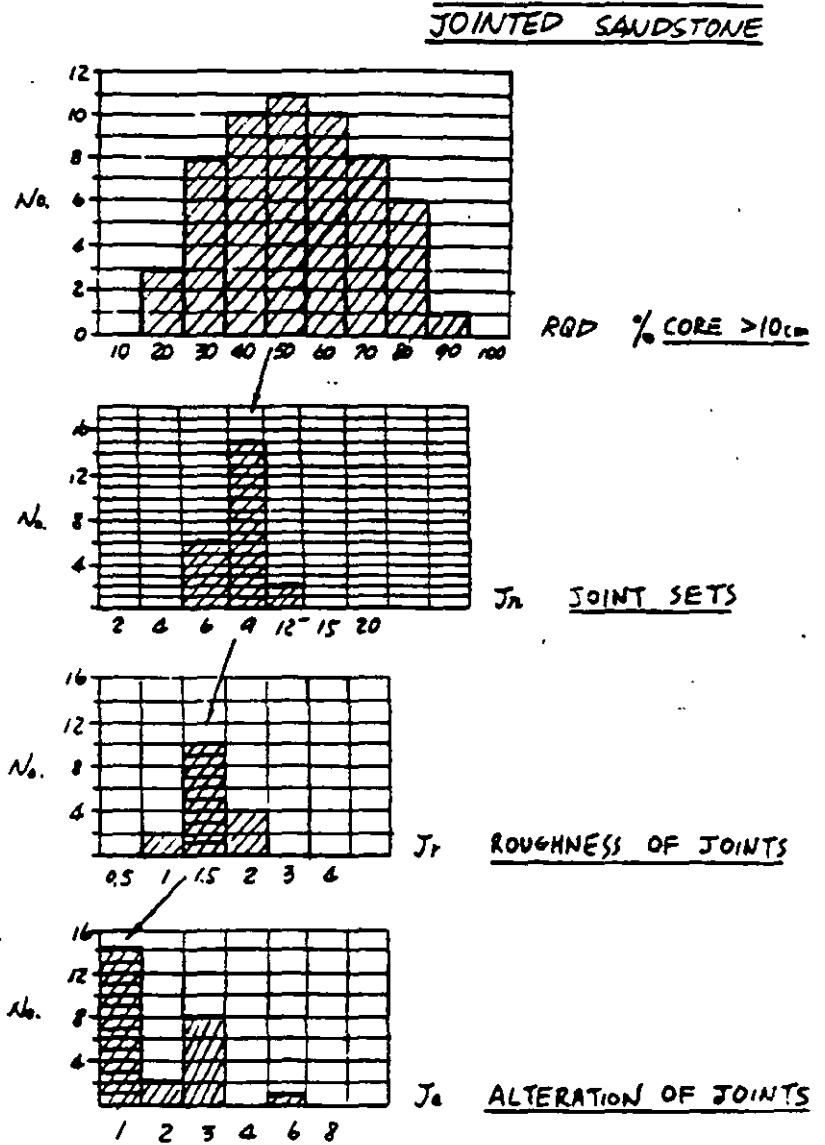
#### 4.7 Estimation of in situ deformation modulus

The in situ deformation modulus of a rock mass is an important parameter in any form of numerical analysis and in the interpretation of monitored deformation around underground openings. Since this parameter is very difficult and expensive to determine in the field, several attempts have been made to develop methods for estimating its value, based upon rock mass classifications.

In the 1960s several attempts were made to use Deere's *RQD* for estimating in situ deformation modulus, but this approach is seldom used today (Deere and Deere, 1988).

Bieniawski (1978) analysed a number of case histories and proposed the following relationship for estimating the in situ deformation modulus,  $E_m$ , from RMR:

$$E_m = 2 RMR - 100 \quad (4.6)$$



$J_w = 1.0, \quad SRF = 1.0$

Typical  $\bar{Q} = \frac{50}{9} \times \frac{1.5}{1} \times \frac{1}{1} = \boxed{8.3}$

Approx. Range  $\frac{30-80}{6-9} \times \frac{1.5}{1-3} \times \frac{1}{1} = \boxed{1.7 \sim 20}$

Figure 4.4: Histograms showing variations in RQD,  $J_n$ ,  $J_r$ , and  $J_a$  for a dry jointed sandstone under 'medium' stress conditions, reproduced from field notes prepared by Dr. N. Barton.

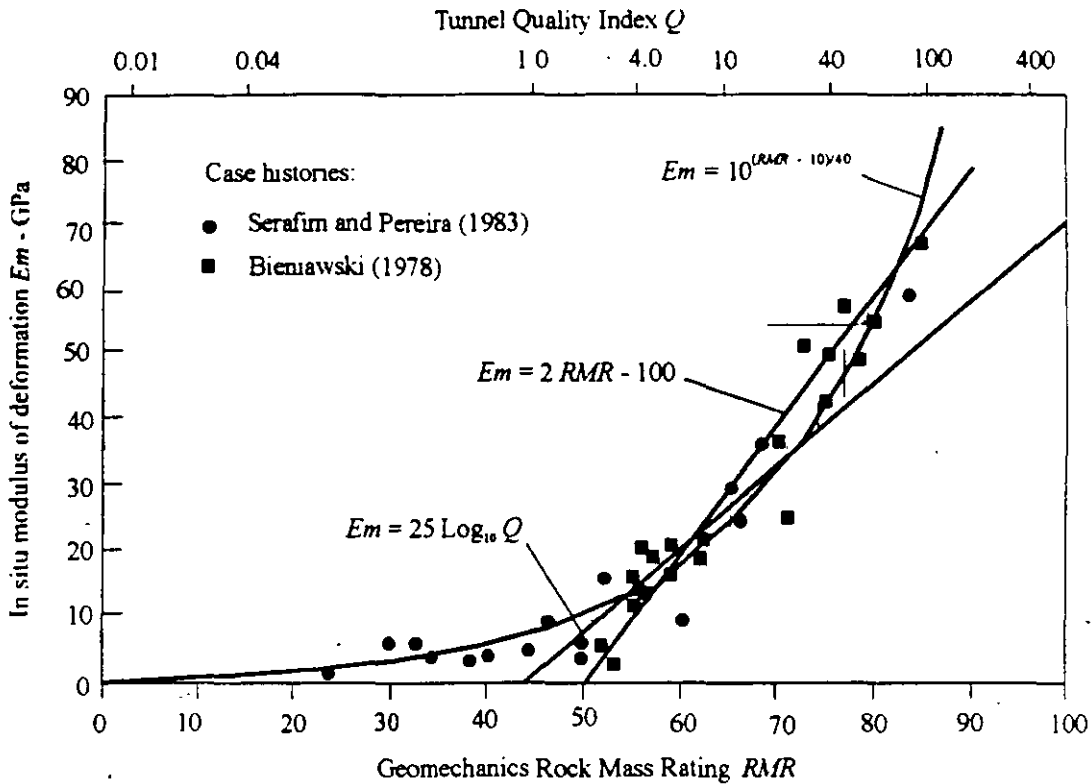


Figure 4.5: Prediction of in situ deformation modulus  $E_m$  from rock mass classifications.

Based on the analyses of a number of case histories, many of which involved dam foundations for which the deformation moduli were evaluated by back analysis of measured deformations, Serafim and Pereira (1983) proposed the following relationship between  $E_m$  and  $RMR$ :

$$E_m = 10^{\frac{(RMR-10)}{40}} \quad (4.7)$$

More recently Barton et al. (1980), Barton et al. (1992) and Grimstad and Barton (1993) have found good agreement between measured displacements and predictions from numerical analyses using in situ deformation modulus values estimated from:

$$E_m = 25 \text{Log}_{10} Q \quad (4.8)$$

Curves defined by equations 4.6, 4.7 and 4.8, together with the case history observations of Bieniawski (1978) and Serafim and Pereira (1983) are plotted in Figure 4.5. This figure suggests that equation 4.7 provides a reasonable fit for all of the observations plotted and it has the advantage of covering a wider range of  $RMR$  values than either of the other two equations.

## **EL USO Y LA NATURALEZA DE LOS ESQUEMAS DE CLASIFICACIÓN DE LOS MACIZOS ROCOSOS**

*B. H. G. BRADY  
E. T. BROWN*

En la medida de lo posible, siempre es deseable que los problemas de mecánica de rocas en ingeniería se solucionen utilizando los métodos analíticos con los avances más recientes, sin embargo, los procesos e interrelaciones involucrados en la determinación del comportamiento de la roca que circunda una excavación o grupo de excavaciones subterráneas, son muchas veces tan complejas que los análisis ingenieriles con las técnicas actuales no tienen solución.

En estos casos, las decisiones de diseño se deben realizar tomando en cuenta la experiencia que se ha tenido en la minería o en el campo de la ingeniería práctica.

En un intento por cuantificar esta experiencia se han desarrollado varios esquemas de clasificación para macizos rocosos.

Estos sistemas, intentan asignar valores numéricos a aquellas propiedades o rasgos del macizo rocoso considerados como probables para influenciar su comportamiento y combinar esos valores individuales dentro de un rango de clasificación.

La forma en que se determinaron estos sistemas fue asignando valores de clasificación a los macizos rocosos, asociados a un número de proyectos de ingeniería civil así como mineros y se correlacionaron con el comportamiento observado.

Aspectos del comportamiento del macizo rocoso que se han estudiado de esta forma incluyen los claros estables de excavaciones sin soportes, el tiempo de sostenimiento, requerimientos de soporte, métodos mineros de subniveles, recomendaciones de ángulos de talud de minas a cielo abierto, ángulos y fragmentación de las paredes de sostenimiento de los subniveles.

Estos sistemas de valoración de los macizos rocosos realizados a través de la recolección de datos geotécnicos durante la exploración de un proyecto, pueden proveer guías útiles para la selección de un apropiado método de soporte y de construcción.



# **SISTEMAS DE CLASIFICACION DE ROCAS**

# **CLASIFICACIÓN DE CARGA DE ROCA**

## **Rock Load Classification**

*TERZAGHI, 1946*

***SE HA USADO EXTENSIVAMENTE EN LOS ESTADOS UNIDOS POR MÁS DE 40 AÑOS. PRIMERAMENTE PARA SELECCIONAR SOPORTES DE ACERO PARA TÚNELES EN ROCA.***

***NO ES APLICABLE PARA MÉTODOS DE TUNELEO EN LOS CUALES SE UTILIZAN ANCLAJES Y CONCRETO LANZADO.***

***DESCRIBIÓ CON DETALLE LAS CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS QUE DOMINAN EN EL COMPORTAMIENTO DEL MACIZO ROCOSO.***

# ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCA

## Rock Quality Designation, R.Q.D.

*DEERE, 1967*

**ES DEFINIDO COMO EL PORCENTAJE QUE RESULTA DE LA SUMA DE PIEZAS DE ROCA INTACTA MAYORES DE 100 mm (4 pulgadas) CON RELACIÓN A LA LONGITUD TOTAL DEL NÚCLEO. EL PROCEDIMIENTO DE MEDICIÓN DE LAS LONGITUDES DE NÚCLEO Y EL CÁLCULO DEL RQD SE MUESTRAN EN LA FIGURA ANEXA.**

**HA SIDO ADOPTADO COMO PARTE DE LAS CLASIFICACIONES SUBSECUENTES. UNA DE SUS DESVENTAJAS ES QUE PUEDE RESULTAR MUY SENSITIVO A LOS EFECTOS DE ORIENTACIÓN. DEERE ET AL., (1970) UTILIZÓ EL RQD PARA DESARROLLAR RECOMENDACIONES DE SOPORTE PARA TÚNELES CON CLAROS DE 6 A 12 METROS.**

**PALMSTRÖN (1982) SUGIRIÓ QUE EL RQD SE PUEDE ESTIMAR EN AFLORAMIENTOS DE ROCA O SOCAVONES EXPLORATORIOS (CUANDO NO HAY DISPONIBILIDAD DE NÚCLEOS), MEDIANTE EL NÚMERO DE DISCONTINUIDADES POR UNIDAD DE VOLUMEN:**

$$RQD = 115 - 3.3J_v$$

**CONOCIDO COMO EL CONCEPTO DE FRACTURAMIENTO VOLUMÉTRICO ( $J_v$ ).**

# **CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ROCA**

## **Rock Structure Rating, R.S.R.**

***WICKHAM, TIEDEMANN AND SKINNER, 1972***

***ESTE CONCEPTO INTRODUJO VALORES NUMÉRICOS Y SU IMPORTANCIA RELATIVA A LA CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO, DIMENSIONES DE EXCAVACIÓN Y REQUERIMIENTOS DE SOPORTES DE ACERO. LO SIGNIFICATIVO DEL SISTEMA RSR ES QUE INTRODUJO EL CONCEPTO DE CALIFICACIÓN DE CADA UNO DE LOS COMPONENTES QUE LO INTEGRAN PARA LLEGAR A UN VALOR NUMÉRICO:  $RSR = A+B+C$ , VALOR MÁXIMO = 100.***

- 1. PARÁMETRO A = GEOLOGÍA***
- 2. PARÁMETRO B = GEOMETRÍA***
- 3. PARÁMETRO C = EFECTO DEL AGUA***

# **CLASIFICACION DEL TIEMPO DE SOSTENIMIENTO**

**Stand - Up Time Classification**

***LAUFFER, 1958***

***ESTE SISTEMA INTRODUJO EL CONCEPTO DE UN "CLARO" SIN SOPORTE Y SU CORRESPONDIENTE TIEMPO DE SOSTENIMIENTO, EL CUAL ES UNA FUNCIÓN DE LA CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO. ESTE MÉTODO SE CONSIDERA EXCESIVAMENTE CONSERVADOR CUANDO SE COMPARA CON LOS MÉTODOS DE TUNELEO DE HOY EN DÍA.***

# **CLASIFICACION GEOMECANICA**

**Rock Mass Rating, R.M.R.**

***BIENIAWSKI, 1973***

***ESTE SISTEMA SE DESARROLLÓ A PARTIR DE VARIOS DE LOS PRIMEROS SISTEMAS Y HA SUFRIDO VARIOS CAMBIOS DESDE SU PRIMERA INTRODUCCIÓN. ESTE MÉTODO SE BASÓ SOBRE 49 CASOS HISTÓRICOS, CUYOS DETALLES NO SE PUBLICARON. EN LA MINERÍA SE HAN REALIZADO APLICACIONES RECIENTES DEL SISTEMA RMR, LO CUAL HA EXTENDIDO LA BASE DE DATOS CONSIDERABLEMENTE.***

# **SISTEMA "Q"**

**System "Q"**

***BARTON, LIEN AND LUNDE, 1974***

***ESTE SISTEMA DE CLASIFICACIÓN SE DESARROLLO INDEPENDIENTEMENTE DE LOS MÉTODOS DE WICKHAM ET AL. (1972) Y BIENIAWSKI (1973), PERO SE ESTRUCTURÓ EXTENSIVAMENTE SOBRE EL MÉTODO DEL RQD DE DEERE ET. AL. 1967), INTRODUCIENDO 5 PARÁMETROS ADICIONALES PARA MODIFICAR EL VALOR DEL RQD: NÚMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDAD, CANTIDAD DE AGUA Y VARIOS RASGOS ADVERSOS ASOCIADOS CON ESFUERZOS GRANDES, EXPANSIBILIDAD, CAÍDOS ETC.***

# Consideraciones geológicas \*

D. U. Deere

Rock Mechanics in Engineering Practice  
Edits. K.G. Stagg y O.C. Zienkiewcs  
J. Wiley & Sons., 1968

## 1.1 Introducción

La mecánica de Rocas es la ciencia teórica y aplicada que trata del comportamiento mecánico de las rocas; es la rama de la Mecánica que estudia la reacción de las rocas a los campos de fuerza de su entorno físico †.

Esta definición, dada recientemente por un grupo de investigadores en Mecánica de Rocas, puede parecer a primera vista que realza el papel de la mecánica, ignorando el de la geología. En realidad esta definición es de miras muy amplias. La frase «reacción de las rocas a los campos de fuerza de su entorno físico» es suficientemente general para que sea aplicable a problemas a cualquier escala. Por ejemplo, comprende los estudios del mecanismo de deformación de los cristales minerales sometidos a elevadas presiones y temperaturas, el comportamiento triaxial de una muestra de roca ensayada en laboratorio, la estabilidad del revestimiento de un túnel e incluso el mecanismo de los movimientos de la corteza terrestre.

El papel de la geología es evidente; todos los materiales estudiados son masas rocosas situadas en un entorno geológico o extraídas de él. Los materiales poseen ciertas características físicas que son función de su origen y de los procesos geológicos posteriores que han actuado sobre ellos. El conjunto de estos fenómenos en la historia geológica de una cierta zona conduce a una *litología* particular, a una determinada serie de *estructuras geológicas* y a un *estado tensional in situ* característico. Regionalmente se producen variaciones de estas condiciones y pueden también producirse localmente, aún con mayor importancia, dentro del emplazamiento de una obra determinada. Al realizar programas de reconocimiento, y al extrapolar los resultados de ensayo en un punto a las zonas adyacentes, es totalmente necesario considerar la distribución en el lugar de los diferentes elementos geológicos. La experiencia ha demostrado que quien mejor puede realizar este trabajo es un ingeniero geólogo que no sólo tenga base suficiente en ciencias geológicas para apreciar los detalles de la geología del lugar, sino que también esté bien enterado de los métodos modernos de reconocimiento de las rocas y esté familiarizado con las exigencias de los técnicos en Mecánica de Rocas.

\* De una próxima publicación en dos volúmenes original de Donald U. Deere, titulados provisionalmente, *Engineering Geology* (Geología aplicada a la Ingeniería) y *Rock Mechanics* (Mecánica de las Rocas). Cita reproducida con la autorización de Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, EE. UU.

† Definición del Comité de Mecánica de Rocas de la Academia Nacional de Ciencias en «Rock-Mechanics Research», *Natl. Acad. Sci.-Natl. Res. Council*, Washington, D. C., 1966.



En la Mecánica de Rocas aplicada, en especial en los campos de ingeniería civil y minería, el método de proyecto supone la selección de un anteproyecto y la predicción del comportamiento esperado. Se emplean para ello ecuaciones de la mecánica teórica y aplicada. Sin embargo, en la mayoría de los casos, deben introducirse en las ecuaciones algunas propiedades mecánicas de la roca. La validez de la solución obtenida no es mayor que la validez de la propiedad mecánica empleada. Las propiedades mecánicas de una muestra inalterada ensayada en laboratorio pueden ser muy diferentes de las propiedades del macizo rocoso del que se ha extraído la muestra. El reconocimiento de este hecho ha motivado en estos últimos años una gran atención hacia los ensayos *in situ*.

El comportamiento de un macizo rocoso sometido a una variación de tensiones viene determinado por las propiedades mecánicas del material rocoso y por el número y naturaleza de las discontinuidades geológicas existentes en el mismo. La importancia relativa de cada uno de estos factores sobre el comportamiento de la roca depende principalmente de la relación entre las dimensiones de la obra de ingeniería a realizar y la separación entre las discontinuidades. Cuando la variación introducida en el estado tensional afecta a una zona grande respecto a la distancia entre diaclasas \*, por ejemplo, como es el caso de la cimentación de presas o grandes excavaciones subterráneas, la influencia de las diaclasas puede ser muy pronunciada. Sin embargo, en aquellos casos en que la separación entre las mismas es muy grande respecto a las dimensiones de la obra, como en la perforación de un barreno o la construcción de un túnel a través de una roca masiva con una perforación mecánica, el comportamiento de la roca depende más de las propiedades inherentes al material rocoso.

En muchos problemas de Mecánica de Rocas aplicada también se requiere conocer el estado tensional a una cierta profundidad en la zona estudiada. Como se señala en una sección posterior de este capítulo, el estado tensional es consecuencia directa de la historia geológica pasada de la zona. Sin embargo, el conocimiento de la historia geológica no basta por sí mismo para permitir una estimación razonable del estado de tensiones.

## 1.2 Importancia de la litología o tipo de roca

La litología de una roca hace referencia a su mineralogía, textura y fábrica, junto con un nombre o término descriptivo de algún sistema de clasificación reconocido, por ejemplo; caliza oolítica, pizarra bituminosa, granito, clorita-biotita, esquistos, etc. Los nombres y la clasificación son geológicos. Los técnicos en Mecánica de Rocas han reconocido frecuentemente lo inadecuado de un sistema de clasificación de este tipo, advirtiendo al menos que rocas de la misma litología pueden presentar una gama extraordinariamente amplia de propiedades mecánicas. Se ha propuesto incluso abandonar tales nombres geológicos y adoptar un nuevo sistema de clasificación basado únicamente en propiedades mecánicas.

Esta propuesta puede resultar excesiva, ya que hay diversas razones para conservar los términos litológicos. En primer lugar, existe como mínimo una

61

\* Para unificar hemos traducido, en todo el texto, *joints* por diaclasas, aunque cabría establecer diferencias entre éstas, las litoclasas y algunos otros tipos de discontinuidades y fracturas (*N. del T.*).

gama de valores para cualquier tipo de roca donde queda comprendido el valor de una cierta propiedad mecánica. Para algunas propiedades mecánicas y para algunos tipos de rocas este intervalo de variación puede ser desalentadoramente grande; para otras bastante más pequeño. Por ejemplo, la resistencia a compresión simple de una caliza puede variar de 350 a 2.500 kg/cm<sup>2</sup>; sin embargo, para la sal gema la variación es solamente de 200 a 350 kg/cm<sup>2</sup>, aproximadamente. La dureza de una cuarcita será elevada y prácticamente constante, mientras que la de una arenisca será muy baja o muy alta según el tipo y grado de cementación.

Otra razón importante para el empleo del nombre litológico es la relación entre la textura, fábrica y anisotropía estructural de las rocas de un determinado origen. Por ejemplo, la mayoría de las rocas ígneas tienen una estructura densa, bien encajada, con muy pequeñas diferencias de dirección en las propiedades mecánicas (con la excepción, por supuesto, de muchas rocas volcánicas superficiales, rocas intrusivas subsuperficiales, y algunas intrusivas profundas, como los granitos gneísicos, que presentan una estructura riolítica en la periferia de la intrusión). Las rocas sedimentarias, como las pizarras arcillosas, las areniscas y algunas calizas, están estratificadas y por tanto muestran una anisotropía considerable en las propiedades mecánicas. Otras rocas sedimentarias, como la sal gema, el yeso y muchas calizas y dolomías, han recristalizado en una textura compacta, presentando únicamente una ligera anisotropía. Las rocas metamórficas son quizá las más sorprendentes respecto a la anisotropía. La clorita, el talco y el micasquisto tienen superficies de exfoliación bien desarrolladas y se componen de minerales de estructura hojosa que dan lugar a grandes diferencias en la resistencia y el módulo de deformación según la dirección de ensayo. Los gneis \* muestran alguna anisotropía pero en menor grado. La pizarra es también muy anisotropa debido a su pronunciada estratificación. Otras rocas metamórficas, como el mármol y la cuarcita, han recristalizado en una textura compacta, siendo bastante homogéneas.

Otra razón para conservar el nombre geológico es la asociación que puede hacerse entre ciertos tipos de rocas y otras características *in situ* que pueden presentarse. Por ejemplo, la presencia en el terreno de caliza, yeso y sal gema puede inclinar al investigador a la búsqueda de fenómenos de disolución como cavidades, torcas y fisuras agrandadas por la disolución. En otro caso, la presencia de una colada de lava basáltica puede indicar la posible presencia de un diaclasado columnar y llamar la atención sobre los problemas con él relacionados. Análogamente, algunos tipos de rocas presentan un comportamiento característico o problemas específicos. La existencia de sal gema u otras evaporitas puede dar lugar a problemas con deformaciones de fluencia. Debido a su contenido de arcilla, las pizarras arcillosas presentan frecuentemente hinchamiento y disgregación al aire por variaciones de presión y humedad. Resulta evidente que se da una información mucho más variosa sobre las propiedades y el comportamiento de una roca cuando se indica su nombre geológico. Sin embargo, a efectos ingenieriles, el nombre geológico es insuficiente por sí solo y debe acompañarse de una clasificación de tipo mecánico según se indica en la sección siguiente.

\* Aunque últimamente se tiende a escribir *gneis* hemos preferido conservar la grafía tradicional (*N. del T.*).

### 1.3 Clasificación de las rocas en ingeniería

Se entiende por roca «intacta» aquella de la cual pueden tomarse muestras para su ensayo en laboratorio, no presentando características estructurales de gran escala, como diaclasas, planos, de estratificación, fracturas y zonas milonitizadas. Coates<sup>1</sup> ha empleado el término *sustancia rocosa*. Coates<sup>1</sup>, Coates y Parsons<sup>2</sup> y Miller<sup>3</sup> han realizado un trabajo acerca de la clasificación de la roca intacta a partir de las propiedades mecánicas determinadas en laboratorio. Deere y Miller<sup>4</sup> han dado una versión modificada del primer trabajo de Miller, siendo esta clasificación la que se describe a continuación.

La clasificación se basa en dos propiedades importantes de la roca: la resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad. El módulo empleado es el módulo tangente correspondiente a un nivel tensional igual a la mitad de la resistencia de la roca. La resistencia a compresión simple se determina con muestras de relación longitud/diámetro igual o superior a 2. La roca se clasifica en una de las cinco categorías de resistencia indicadas en la tabla 1.1.

Tabla 1.1 Clasificación de la roca intacta<sup>a</sup>

I. Basada en la resistencia ( $\sigma_c$ )

Clase	Descripción	Resistencia a compresión simple (kg/cm <sup>2</sup> )
A	Resistencia muy alta	> 2.250
B	Resistencia alta	1.120-2.250
C	Resistencia media	560-1.120
D	Resistencia baja	280-560
E	Resistencia muy baja	< 280

Se advierte que las categorías de resistencia siguen una progresión geométrica. La línea divisoria entre las categorías A y B se ha fijado en 2.250 kg/cm<sup>2</sup> ya que éste constituye el límite superior de resistencia de las rocas más comunes.

Tabla 1.2 Clasificación<sup>a</sup> de la roca intacta<sup>a</sup>

II. Basada en el módulo relativo ( $E_t/\sigma_c$ )

Clase	Descripción	Módulo relativo <sup>b</sup>
H	Elevado módulo relativo	> 500
M	Módulo relativo medio	200-500
L	Módulo relativo bajo	< 200

<sup>a</sup> Las rocas se clasifican según su resistencia y módulo relativo en AM, BL, BH, CM, etc.

<sup>b</sup> Módulo relativo =  $E_t/\sigma_c$ .

siendo  $E_t$  = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura,  
 $\sigma_c$  = resistencia a compresión simple.

Únicamente unos pocos tipos de rocas entran en la categoría A, la cuarcita, la diabasa y los basaltos densos, entre ellas. La categoría B, 1.120-2.250 kg/cm<sup>2</sup>, comprende la mayoría de las rocas ígneas, las rocas metamórficas más duras y las areniscas bien cementadas, las pizarras arcillosas duras y la mayoría de las calizas y dolomías. En la categoría C, rocas de resistencia media en el intervalo 560-1.120 kg/cm<sup>2</sup>, se encuentran muchas pizarras arcillosas, areniscas y

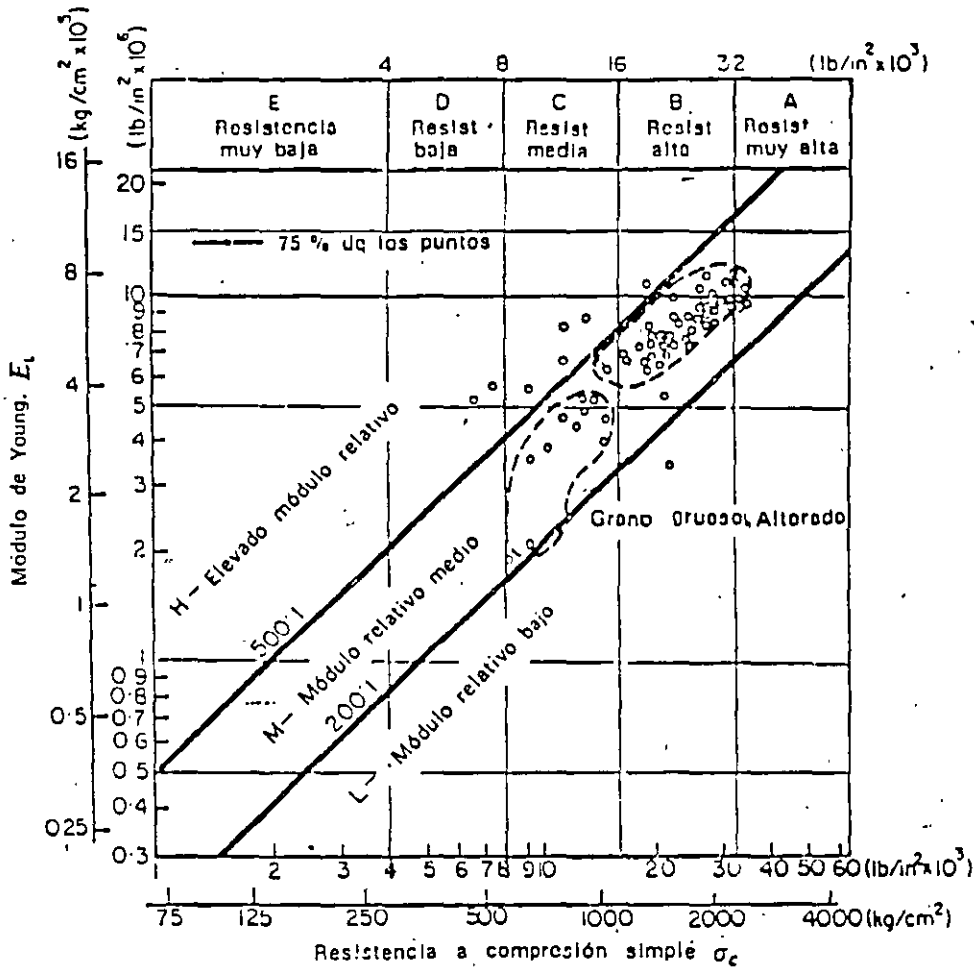


Figura 1.1 Clasificación de rocas íntactas de la familia del granito (80 muestras, 16 emplazamientos, varios investigadores) \*

$E_t$  = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.  
La roca se clasifica como AM, BFI, BL, etc.

calizas porosas, las variedades más esquisitas de las rocas metamórficas (por ejemplo la clorita, y los mica y talcoesquistos). Las categorías D y E, de resistencia baja a muy baja, comprenden rocas porosas o de baja densidad como la arenisca friable, la toba porosa, las pizarras muy arcillosas, la sal gema y las rocas meteorizadas o alteradas químicamente de cualquier litología.

El segundo elemento del sistema de clasificación es el módulo de elasticidad ( $E_t$ ). Sin embargo, en lugar de emplear el módulo propiamente dicho,

se utiliza la relación entre este módulo y la resistencia a compresión simple, el *módulo relativo*\*, según se indica en la tabla 1.2.

Puede emplearse un diagrama de clasificación como el de la figura 1.1. Los valores de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad se han representado en escala logarítmica para abarcar una amplia gama de valores. Las categorías de resistencia se indican en la parte superior de la figura. El mó-

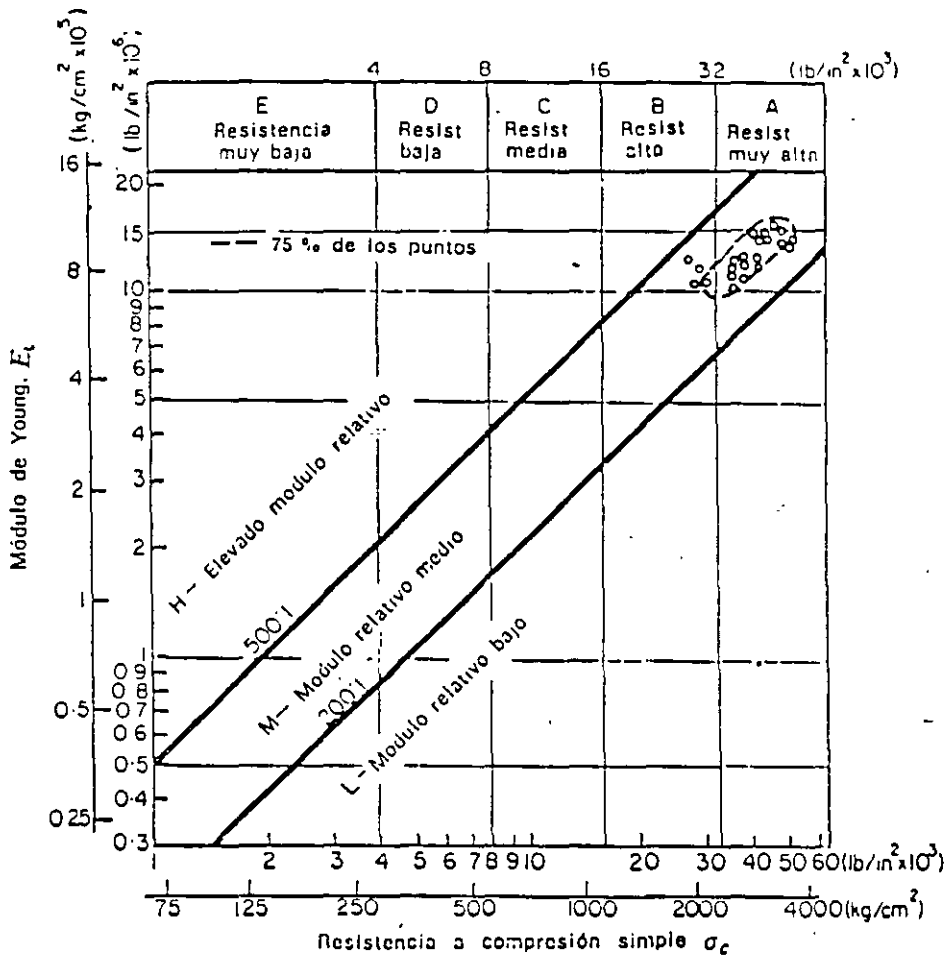


Figura 1.2 Clasificación de rocas intactas-Diabasas (26 muestras, 8 emplazamientos, varios investigadores) <sup>4</sup>

$E_t$  = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.  
 La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

dulo relativo se deduce de la posición respecto a las diagonales. La zona central viene limitada por una línea superior con un módulo relativo de 500:1 y una línea inferior correspondiente a un módulo de 200:1. Esta zona se designa con la letra M, o zona de módulo relativo *medio*. Las rocas que poseen una estructura compacta y poca o ninguna anisotropía suelen entrar dentro de esta categoría. En ella están comprendidas la mayoría de las rocas ígneas. Los puntos marcados en la figura 1.1 representan 80 muestras de granito corres-

\* Traducción arbitraria que proponemos para la *modulus ratio* del texto original (N. del T.).

pendientes a 16 localidades. La figura 1.2 muestra los resultados de 26 probetas de diabasa, roca ígnea densa y uniforme de grano fino a medio. Se advierte que los resultados son más uniformes y que la roca entra principalmente en la clasificación AM, roca de muy alta resistencia con un módulo relativo medio. En la figura 1.3 aparecen los resultados de 70 muestras de basalto y otras rocas volcánicas de grano fino. Como era de esperar, los resultados abarcan una

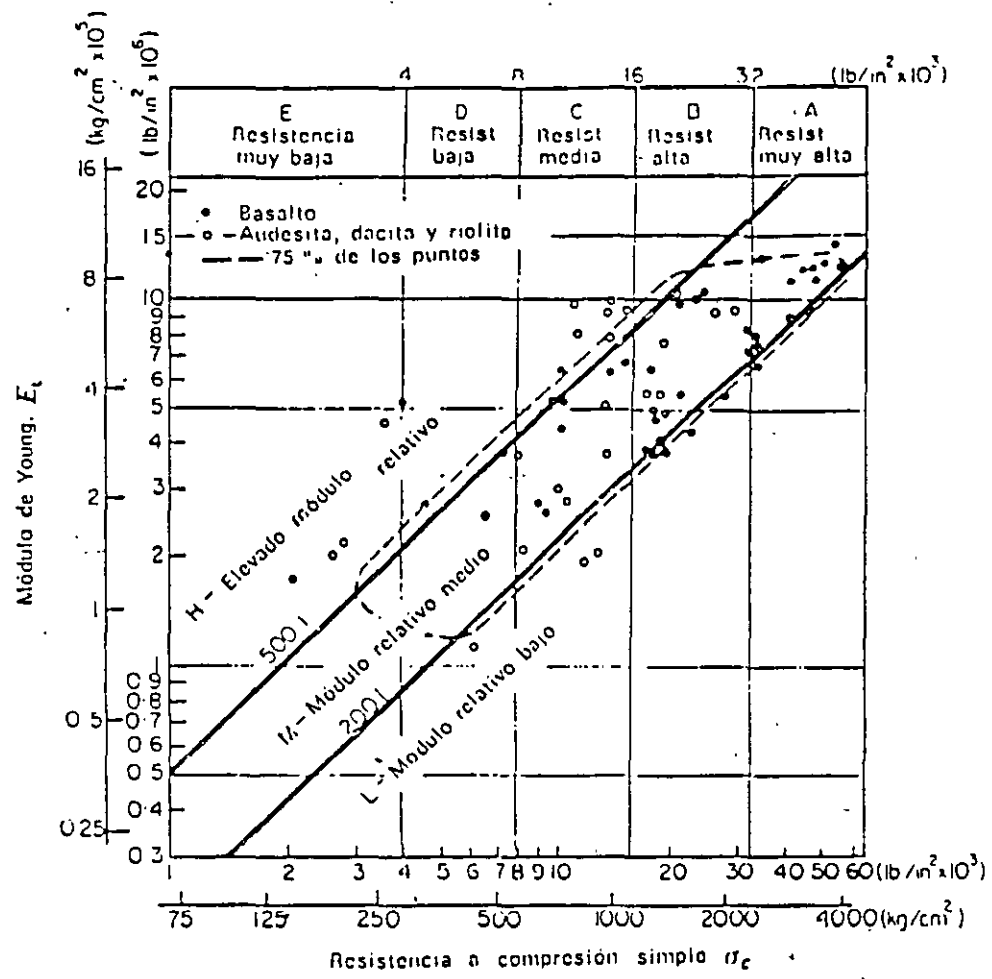


Figura 1.3 Clasificación de rocas intactas-Basalto y otras rocas volcánicas (70 muestras, 20 emplazamientos, varios investigadores)<sup>4</sup>  
 $E_t$  = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.  
 La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

amplia gama de valores debido a la variación en la mineralogía, porosidad, tamaño del grano y estructura de cristalización. El diagrama resumen de las rocas ígneas se indica en la figura 1.4.

En la figura 1.5 aparece el diagrama resumen de las rocas sedimentarias. Se advierte que las calizas y dolomías entran principalmente en las categorías de resistencia B y C aunque algunas muestras son del tipo A, de muy elevada resistencia, o D, rocas muy débiles. Los detalles de estas calizas y dolomías se indican en la figura 1.6. Puede verse que muchos de los puntos caen próximos a la línea superior (módulo relativo 500:1) o por encima de ella. Esta situación

parece deberse a su particular estructura (compacta) y mineralogía (calcita y dolomía). Los diagramas correspondientes a la arenisca y pizarra arcillosa, en la figura 1.5 aparecen abiertos por su extremo inferior debido a que diversas probetas se rompieron con presiones inferiores a 75 kg/cm<sup>2</sup>. Se aprecia que tanto la envolvente de las areniscas como la de las pizarras entran en la zona de módulo relativo bajo. Esta situación es el resultado de la anisotropía creada

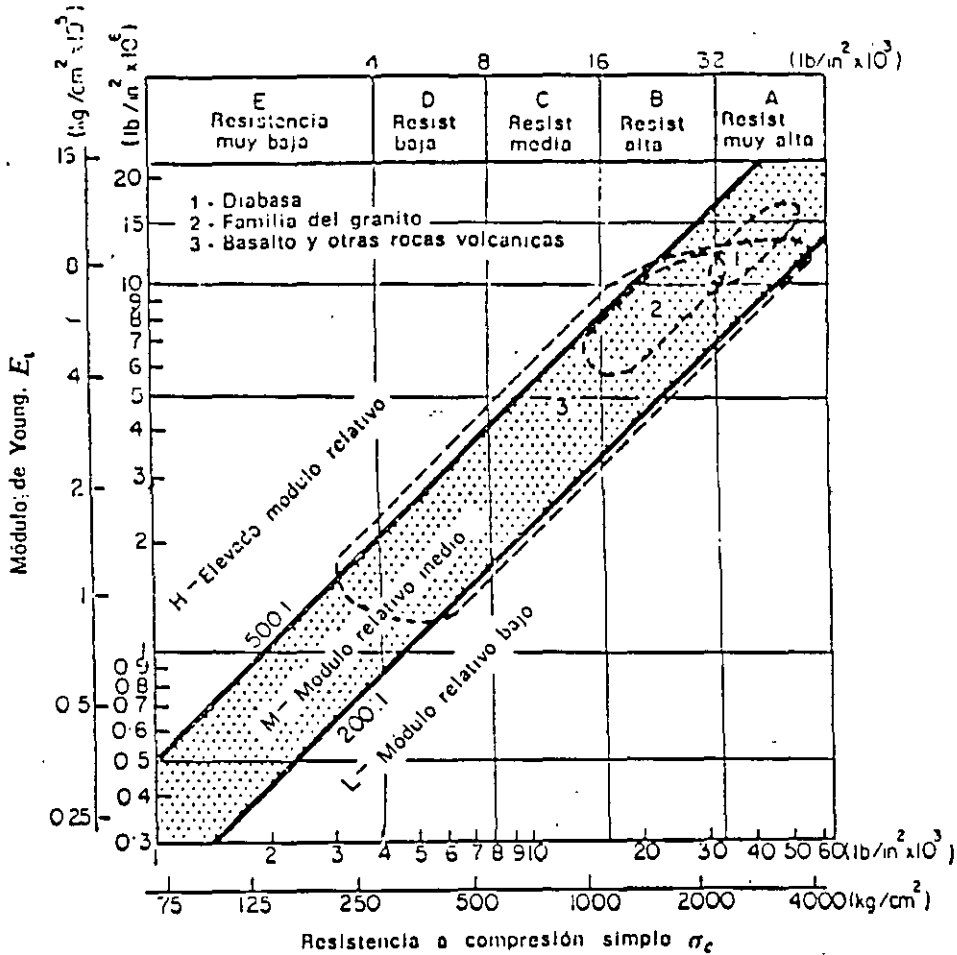


Figura 1.4 Clasificación de rocas ígneas-Resumen de rocas ígneas (176 muestras, 75 % de los puntos)<sup>4</sup>

$E_t$  = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.  
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

por la estratificación o esquistosidad. Los módulos relativos son bajos ya que casi todas las muestras se ensayaron con el eje de carga normal al plano de estratificación. Esta orientación no modifica la resistencia pero da lugar a módulos bajos por efecto de la deformación originada por el cierre de los planos de estratificación incipientes y la alineación de los minerales, la mayoría de los cuales son aplanados, especialmente en las pizarras.

El diagrama resumen de las rocas metamórficas aparece en la figura 1.7. La dispersión de los resultados es superior a la de los otros tipos de rocas por la gran variación de mineralogía y grado de anisotropía. La mayoría de las

rocas cuarcíticas aparecen clasificadas como AM, en la misma posición que otros tipos de rocas densas, de granos iguales y estructura compacta, como la diabasa y los basaltos densos. Los gneis vienen representados de forma semejante a los granitos pero con una resistencia media algo menor y una mayor dispersión en el módulo relativo. La dispersión adicional proviene de la mayor variación de mineralogía respecto al granito y a la anisotropía por efecto de

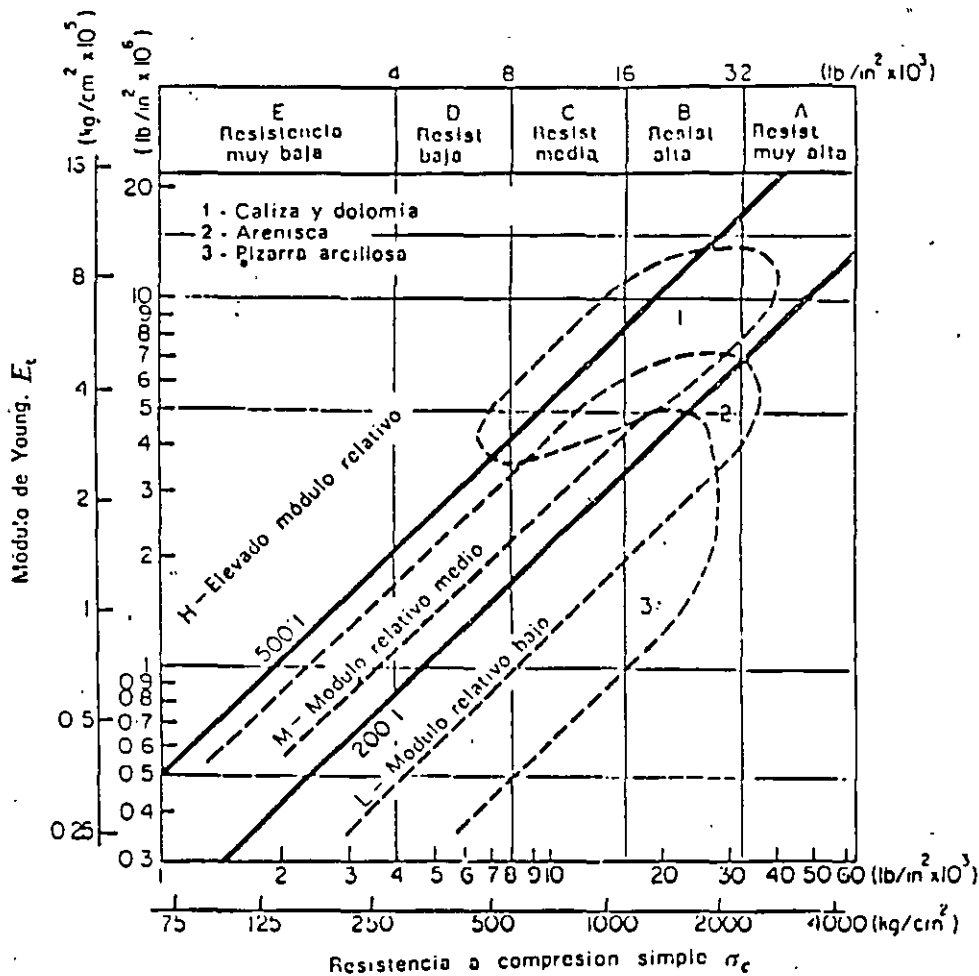


Figura 1.5 Clasificación de rocas intactas-Resumen de rocas sedimentarias (193 muestras, 75 % de los puntos)<sup>4</sup>

$E_t$  = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.  
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

la esquistosidad. Muchos de los puntos que caen en la zona de elevado módulo relativo representan roturas según bandas esquistosas de muestras con una fuerte foliación.

Quizá el diagrama más interesante es el de los esquistos. La envolvente 4a (fig. 1.7) corresponde a muestras con una esquistosidad orientada hacia la vertical, es decir con un ángulo elevado ( $45^\circ$  o superior) entre el plano de esquistosidad y la horizontal (testigos ensayados con el eje en posición vertical). El elevado módulo de la mayoría de las muestras no corresponde tanto a un valor inherentemente alto sino más bien a un caso de baja resis-



tencia por efecto de roturas prematuras según los planos de esquistosidad con fuerte buzamiento. Por otro lado, la envolvente de las muestras con un pequeño ángulo de esquistosidad ( $45^\circ$  o menos respecto a la horizontal) cae en la zona de módulos relativos bajos. En este caso, la resistencia no resulta muy afectada por la esquistosidad pero el módulo de elasticidad es bajo por efecto del cierre de las microfisuras paralelas a los planos de esquistosidad. La envolvente del

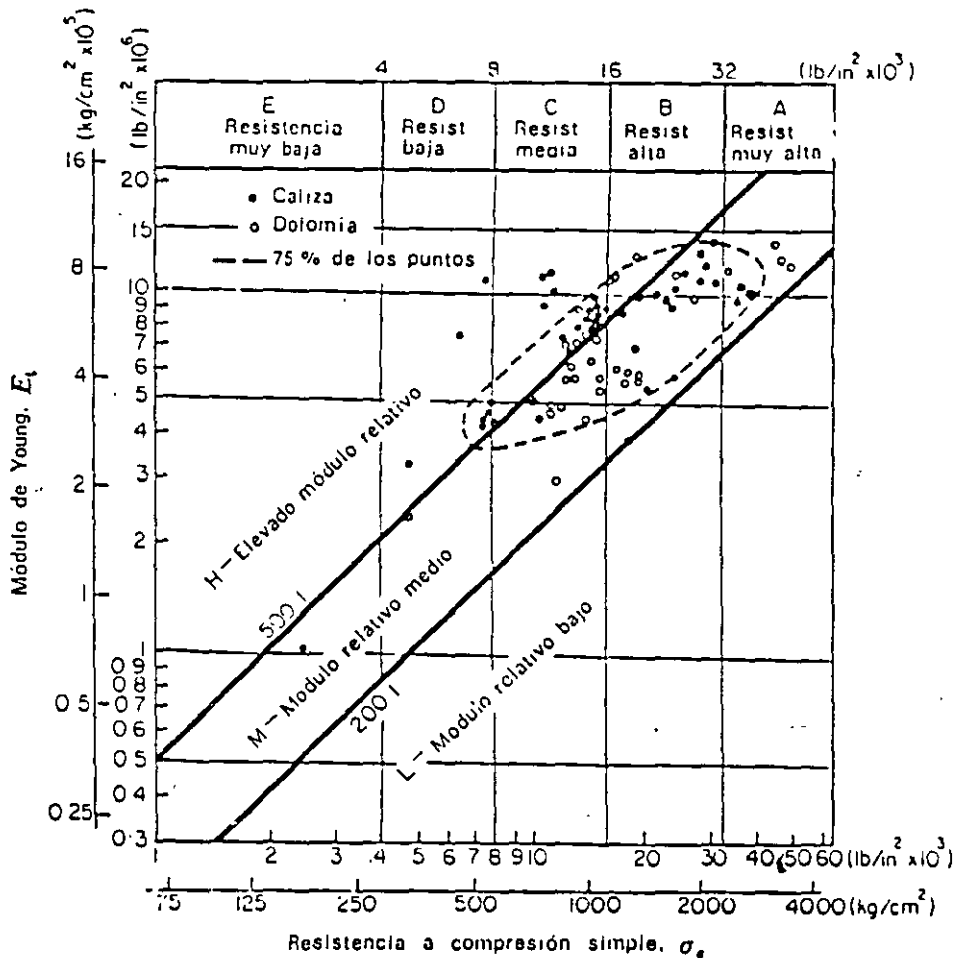


Figura 1.6 Clasificación de rocas intactas-Caliza y dolomía (77 muestras, 22 emplazamientos, varios investigadores) <sup>4</sup>

$E_t$  = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.  
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

mármol (fig. 1.7) corresponde a un pequeño número de muestras y, aunque 15 de las 22 muestras ensayadas quedaron comprendidas en esa envolvente, se necesitan más resultados para poder generalizar. De hecho parece que el elevado módulo relativo se corresponde con la tendencia de las calizas y dolomías que contienen los mismos minerales.

En el diagrama resumen de las rocas metamórficas es significativo que la envolvente de los gneis se superponga con la de las cuarcitas y con las dos envolventes de los esquistos. Esta posición de transición indica una complejidad creciente de mineralogía y estructura, pasando de las cuarcitas a los gneis y

de éstos a los esquistos. Los diagramas resumen de las rocas ígneas y de las rocas sedimentarias muestran características semejantes en cuanto a las diferencias de mineralogía y estructura.

La clasificación propuesta se considera útil y manejable. Está basada en la resistencia a compresión simple y en el módulo de elasticidad —dos propiedades físicas importantes de la roca que intervienen en la mayoría de los

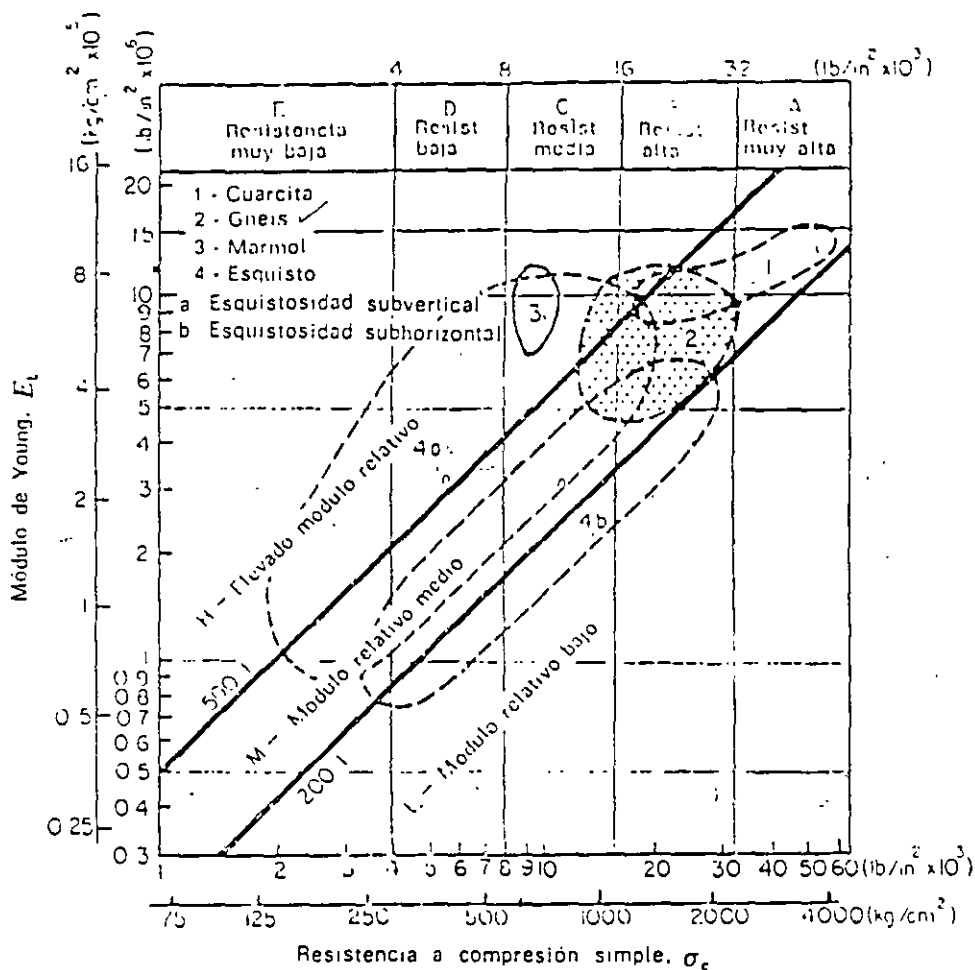


Figura 1.7 Clasificación de rocas intactas-Resumen de rocas metamórficas (167 muestras, 75 % de los puntos)<sup>1</sup>

$E_t$  = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.  
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

problemas de ingeniería. La clasificación también considera la mineralogía, textura, estructura y dirección de anisotropía de la roca, de forma que tipos específicos de roca caen dentro de áreas determinadas del diagrama de clasificación. La clasificación completa debería incluir también la descripción litológica, por ejemplo, Caliza: *alta resistencia, elevado módulo relativo (BH): grano fino, densa, uniforme.*

## 1.4 Características estructurales de los macizos rocosos

Desde el punto de vista de la Mecánica de Rocas tiene una gran importancia cualquier estructura geológica que pueda influir sobre las propiedades de la roca *in situ*, como la resistencia, el módulo de deformación o la permeabilidad. Las singularidades estructurales más comunes son las diaclasas, los planos de estratificación y esquistosidad y las fallas. Debido a que constituyen discontinuidades planas o quasi-planas tienen un importante efecto anisótropo sobre las propiedades del macizo rocoso.

### 1.4.1 Representación de las discontinuidades geológicas

Es importante representar cuidadosamente todas estas estructuras geológicas indicando su emplazamiento, orientación (dirección y buzamiento) y separación. Deben también describirse las características físicas. Se ha advertido que, incluso en los testigos rocosos obtenidos por perforación con diamante, puede observarse la abertura e irregularidad de las superficies de discontinuidad así como el tipo de material de relleno entre o a lo largo de superficies adyacentes, siendo conveniente registrar estos datos. Los términos *abierto* o *cerrado* pueden aplicarse para describir el grado de abertura; *plano*, *curvo* o *irregular* para señalar la homogeneidad del perfil; y *pulida*, *lisa* o *rugosa* para indicar la textura superficial. También deberían obtenerse valores numéricos siempre que fuera posible medirlos.

Los reconocimientos de campo pueden dar resultados muy útiles respecto a las características citadas. Sin embargo, debe tenerse cuidado en no sacar conclusiones erróneas de las medidas, por las razones siguientes: en primer lugar, los afloramientos pueden no ser lo suficientemente numerosos para proporcionar una muestra representativa estadísticamente; en segundo lugar, las discontinuidades principales, como fallas o zonas de fallas múltiples, pueden no ser visibles por efecto de la erosión o una meteorización profunda que las haya enmascarado; en tercer lugar, los afloramientos pueden no tener una exposición tridimensional suficiente para permitir determinar el número real y la separación de todas las discontinuidades (ver, por ejemplo, Terzaghi <sup>6</sup>); y, por último, las discontinuidades profundas pueden diferir considerablemente de las que aparecen superficialmente. Por estas razones, suele ser conveniente realizar los levantamientos no sólo en la superficie sino en pozos de reconocimiento, galerías y sondeos.

Se emplean dos métodos principales para realizar representaciones gráficas a partir de sondeos. Un método utiliza el testigo orientado <sup>7</sup>; el otro parte de la fotografía, bien por medio de la televisión <sup>8</sup> o con película en color <sup>9</sup>. La ventaja de los métodos fotográficos es que puede obtenerse cierta información sobre el ancho de las singularidades estructurales, permitiendo saber si están abiertas o rellenas de otro material.

### 1.4.2 Presentación de los resultados

Los datos obtenidos por observación directa de las discontinuidades geológicas pueden representarse de dos formas básicamente diferentes: 1) como un plano de situación real, con las distintas singularidades estructurales identificadas en lo referente a su tipo, características físicas, orientación y emplaza-

**Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas**

**Ingenieros Civiles Asociados**

**División de Educación Continua, UNAM**

**CURSO:**

**GEOLOGÍA APLICADA A LA INGENIERÍA CIVIL**

**27, 28 y 29 de noviembre de 1997**

**TEMA**

**GEOLOGÍA ESTRUCTURAL**

**Expositor:**

**GILBERTO SILVA ROMO**

# GEOLOGIA ESTRUCTURAL

Por M en C. Gilberto Silva Romo  
e Ing. Javier Arellano Gil  
Facultad de Ingeniería, UNAM.

En estas breves notas revisaremos algunos de los conceptos más relevantes acerca de la Teoría de la Tectónica de Placas y de las estructuras geológicas que se deben considerar en un estudio geológico aplicado a la Ingeniería Civil.

**GEOLOGÍA ESTRUCTURAL** es una rama de la Geología que se encarga del estudio de las características estructurales de las rocas, de la distribución geográfica de tales características y de las causas que la originaron.

**TECTÓNICA** Es la disciplina que estudia de los rasgos estructurales mayores de la Tierra, de su distribución y de las causas que la originaron. (Para algunos autores es sinónima de Geología Estructural).

## TECTÓNICA GLOBAL

La Tectónica de Placas es una teoría unificadora que explica los procesos geológicos a partir de la dinámica que ocurre entre sectores del casquete rocoso más exterior de la Tierra (de la Litosfera), estos sectores rígidos, denominados Placas Litosféricas, se desplazan aproximándose o alejándose entre sí, como enormes bandas que transportan a las masas continentales.

El Planeta Tierra es un cuerpo celeste relativamente denso que ocupa la tercera órbita alrededor de una modesta estrella de la Galaxia Vía Láctea: que llamamos Sol. A nivel planetario la materia que conforma a la Tierra tiene una distribución concéntrica:

Atendiendo a su composición química se han propuesto 5 capas que son de la más interna a la más externa. 1) Núcleo. 2) Manto 3) Corteza 4) Hidrosfera y 5) Atmósfera (Ver Figura 1)

Si se atiende el comportamiento mecánico del interior de la Tierra, también se definen las siguientes geocapas concéntricas: Núcleo Interno, Núcleo Externo, Mesosfera, Astenosfera y Litosfera (Ver Figura 1). La Litosfera es una geocapa de comportamiento rígido en lo general: que incluye a la corteza y la parte superior del manto. La corteza puede tener naturaleza oceánica, de composición basáltica y un espesor promedio de 7 km; a diferencia de la Corteza Continental con una composición heterogénea y con un espesor entre los 25 y los 70 km.

Por lo general, las áreas ocupadas por Corteza Oceánica se encuentran cubiertas por la hidrosfera, debido a que están compuestas por materiales más densos, en contraste las áreas ocupadas por corteza continental sobresalen sobre el nivel medio de mar, en atención a su menor densidad. Así se puede bosquejar burdamente las áreas de Corteza Continental con base en las áreas continentales actuales, con la salvedad que su límite se localiza más allá de la línea de costa, al pie del talud continental.

Para referirse a las geocapas reológicas de la Tierra se utilizan los términos Litosfera Continental o Litosfera Oceánica de acuerdo al carácter de la Corteza que incluyen. La primera compuesta por corteza continental y la parte superior del Manto y la segunda compuesta por Corteza Oceánica y un espesor menor del manto superior.

La Litosfera Terrestre se encuentra fragmentada conforme a sectores rígidos que incluyen tanto Litosfera Continental como Oceánica denominados Placas. En los límites de las Placas ocurren procesos petrogenéticos y de disipación de energía que se explican en el marco de la Teoría de la Tectónica de Placas; la cual propone cuatro tipos de límites entre placas

# INTERNAL STRUCTURE OF THE EARTH

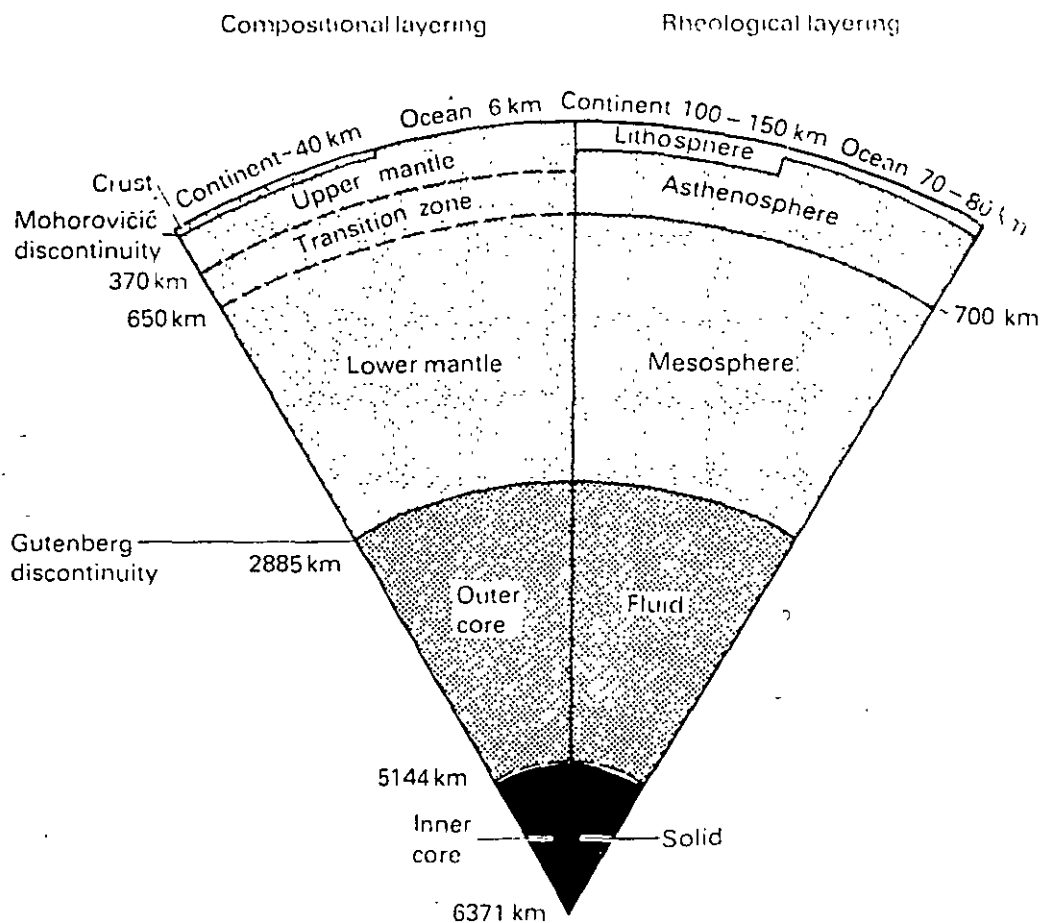


FIGURA 1

- A) **Límite Convergente.** Las placas se aproximan entre sí, movimiento que se resuelve en el deslizamiento de una de ellas bajo la otra, proceso que se denomina **Subducción**. Este proceso propicia el vulcanismo, como ocurre en la Cadena Montañosa de los Andes.
- B) **Límite de Colisión.** En este tipo de límite también las placas se aproximan entre sí; sin embargo, como las placas involucradas son ambas continentales (poco densas) la aproximación se resuelve en la duplicación del espesor de la corteza continental. Por ejemplo la Edificación de los Cadena Montañosa de los Himalaya como resultado de la Colisión de la masa continental de la India contra Eurasia.
- C) **Límite Divergente.** Las placas se separan una de la otra, proceso que puede iniciar con la fragmentación continental y derivar a la generación de Corteza Océánica nueva. Proceso que se reconoce en su estado inicial en la zona de los Grandes Lagos de África oriental.
- D) **Límite Transformante.** Las placas se mueven en dirección paralela al límite entre ellas, sin aproximarse ni alejarse; como se observa entre el Golfo de California y San Francisco, Cal., en donde la masa continental de la Península de Baja California se desplaza hacia el noroeste conforme a la traza del límite transformante conocido como "Falla de San Andrés".

Los límites entre las placas se bosquejan en diferentes rasgos del relieve terrestre tales como las trincheras y las dorsales submarinas. El relieve terrestre tanto continental como submarino, resulta un indicador de los procesos tectónicos que ocurren en la litosfera. En la Figura 2A se presentan los rasgos orográficos mayores de la Tierra. Por una parte se observa los rasgos emergidos como son las cadenas montañosas, los escudos y las áreas con rocas fanerozoicas sin deformar, por otra, los rasgos submarinos: Las trincheras y las dorsales mid-oceánicas.

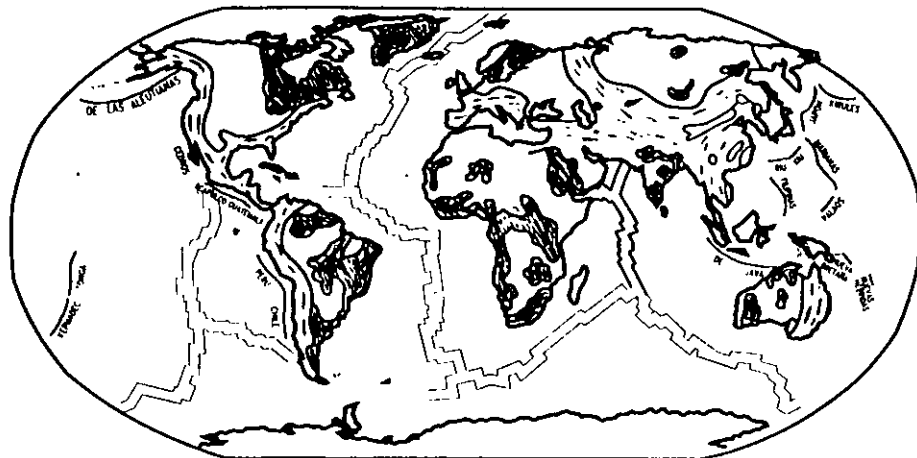
Por otra parte la sismicidad terrestre permite identificar los límites y la dinámica que existe entre las Placas. Los sismos someros ocurren en los límites divergentes y en los transformantes, en tanto que los sismos intermedios y los profundos se asocian al igual que el vulcanismo y el metamorfismo regional, a los límites convergentes. En la Figura 2B se presentan los lugares de ocurrencia de los sismos someros (Profundidad de menos de 60 km) los sismos intermedios (Con profundidades entre 60 y 300 km) y los sismos profundos (Ocurren a profundidades mayores a los 300 km).




En la Figura 2C Se muestra la distribución de los volcanes activos, los cuales se presentan en la periferia del Océano Pacífico. Mientras que la Figura 2D corresponde con la división de las Placas Tectónicas.

## **MECANISMO DE LA TECTONICA DE PLACAS**

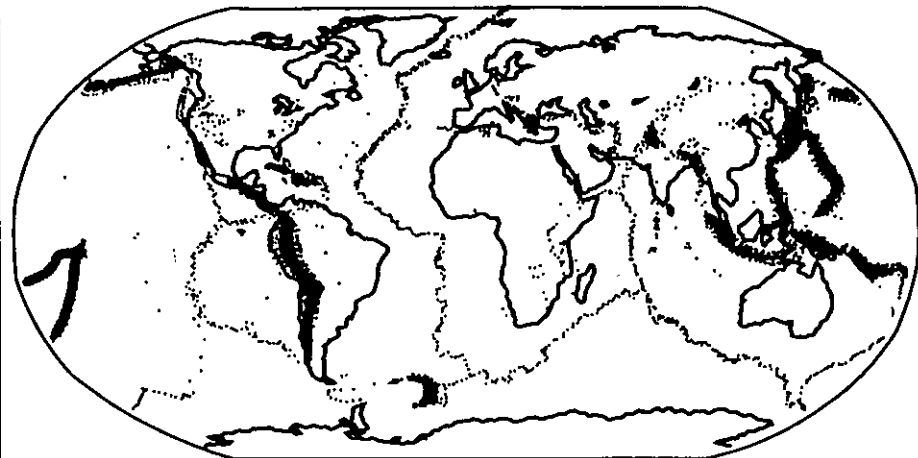
Desde que los cartógrafos del siglo XVI representaron todas las masas continentales del planeta. Algunos observadores agudos identificaron las similitudes entre las líneas de costa Occidental de África con la Oriental de Sudamérica. Coincidencia que los invitó a postular la idea de que dichas masas continentales en algún tiempo hayan estado unidas. En 1912 Alfred Wegener postuló la Teoría de Deriva Continental, con base en similitudes tanto en el registro fósil, como en las características geológicas de África, Sudamérica, la Antártida y la India. Su teoría tuvo poca aceptación por falta de un mecanismo explicara la movilidad propuesta.

Con el reconocimiento de las anomalías en el registro magnético presente en las rocas de la Corteza Océánica, las cuales tienen un arreglo simétrico con respecto a las cordilleras submarinas. Le Pichon, McKenzie, Morgan, Parker y Sykes entre 1967 y 1968, propusieron un mecanismo similar a una celda convectiva: El lugar de ascenso corresponde con los límites divergentes, en los cuales ocurren rasgos como los Valles "Rift", tanto en las áreas continentales, como en las Cordilleras Submarinas, ocurren sismos someros y se genera litosfera oceánica. Dicha litosfera se desplaza lateralmente, hacia los límites convergentes, mismos que se caracterizan por la presencia de fosas oceánicas, las cuales expresan la flexión de la litosfera oceánica en su viaje debajo de la otra placa. El lugar de ocurrencia de los sismos someros, intermedios y profundos definen una superficie inclinada que corresponde con la geometría de la Placa litosférica que se subduce en los límites convergentes, ello explica la sismicidad que se observa por ejemplo en la costa pacífica de México. Durante este proceso de generación y destrucción de la litosfera, y de desplazamiento de las Placas Tectónicas, los materiales rocosos son sometidos a campos de esfuerzos con diferentes orientaciones relativas, y como respuesta a tales esfuerzos las rocas se deforman, experimentan metamorfismo, fusión y se edifican las cadenas montañosas.



-  Afloramientos Precámbricos
-  Cadenas montañosas Fanerozoicas
-  Afloramientos Fanerozoicos sin deformar

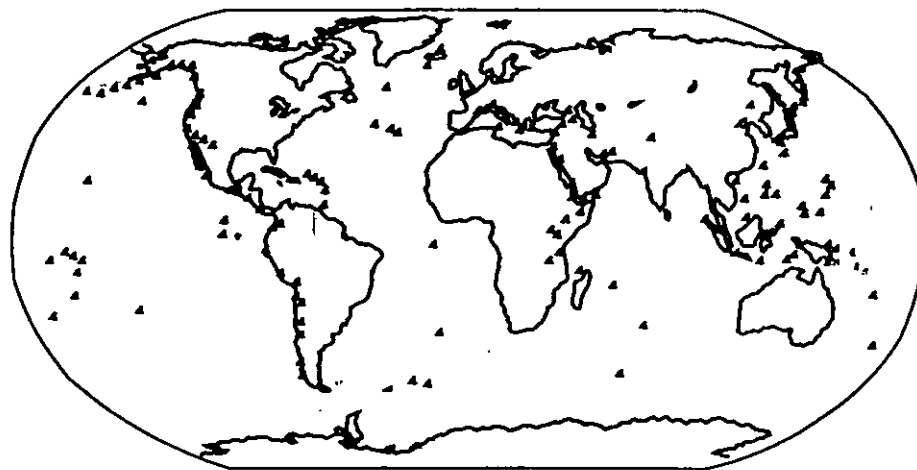
a



- Epicentro de sismo somero
- Epicentro de sismo intermedio
- Epicentro de sismo profundo

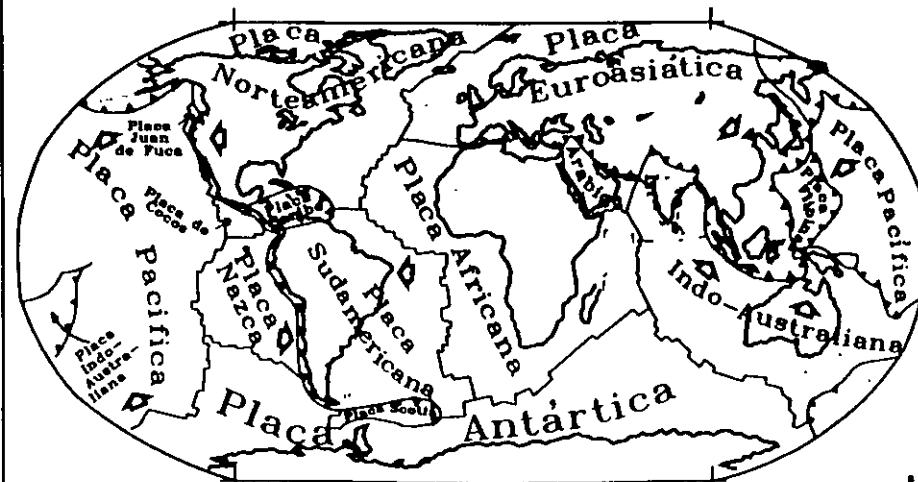
b

Fig. 2



▲ Volcán activo

c



d



## GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

Ahora pasemos de la visión global de las modificaciones que experimenta nuestro planeta, a la observación de los rasgos que presentan las rocas con las cuales nos topamos cotidianamente cuando viajamos. Desde un punto de vista geológico, la superficie terrestre consiste en materiales rocosos en diferentes estadios: a) Pueden ser materiales rocosos "in situ" a los cuales se les denomina **AFLORAMIENTO ROCOSO**. b) Pueden ser materiales fragmentados y removidos de su lugar original por la acción de la gravedad y otros agentes, a dichos materiales los denominamos **REGOLITA** c) Otra posibilidad es de que se trate de **MATERIAL INTEMPERIZADO**, esto es rocas afectadas por la acción factores que paulatinamente las desintegran y las descomponen; d) Otra opción es que el material que observamos sea un **SUELO**, esto es material rocoso transformado por la acción bioquímica.

**DISCONTINUIDADES** Analicemos cualquier **afloramiento rocoso**, descubriremos que los materiales a diferentes escalas de observación **no son homogéneos**, que presentan discontinuidades y otros rasgos que permiten reconocer su naturaleza, sus relaciones estratigráficas y estructurales. Las discontinuidades en las rocas pueden ser **estratigráficas** o **estructurales**. La discontinuidad estratigráfica mas común es la estratificación la cual se comentará mas adelante. Otra discontinuidad estratigráfica notable es una **DISCORDANCIA**, la cual se manifiesta generalmente como una superficie de erosión entre dos cuerpos rocosos, esto es que entre la acumulación de ambos, transcurrió un cierto tiempo durante el cual no hubo depósito. Por lo general no existe paralelismo entre los cuerpos tabulares separados por una discordancia.

## ESTRUCTURAS GEOLÓGICAS

**ESTRUCTURA GEOLÓGICA**. Es el arreglo espacial y temporal particular que guardan los componentes rocosos o un conjunto rocoso. Las estructuras geológicas se caracterizan con base en aspectos geométricos como su: Forma, Distribución, Tamaño, Relaciones, Orientación, Tipo de material, etc. Las estructuras geológicas se dividen en **Primarias** y en **Secundarias**, como se observa en la Tabla 1.

### ESTRUCTURAS PRIMARIAS

**ESTRUCTURAS PRIMARIAS** son aquellas que se originan en las rocas como resultado de su depósito o de su emplazamiento. Son características sinérgicas de las rocas. Las estructuras primarias pueden ocurrir en rocas sedimentarias y en rocas ígneas.

### ESTRUCTURAS SEDIMENTARIAS

La estructura primaria por excelencia es el **ESTRATO**. El estrato es un volumen de roca por lo general sedimentaria, con forma tabular que se distingue de los estratos adyacentes por la presencia de una discontinuidad física (**SUPERFICIE DE ESTRATIFICACIÓN**).

**ESTRATIFICACIÓN CRUZADA**. Es una estructura sedimentaria de arreglo interno que se expresa por la presencia de capas delgadas o laminares diagonales a las superficies de estratificación.

**ESTRATIFICACIÓN GRADADA**. Es una estructura sedimentaria de arreglo interno en las rocas clásticas que se caracteriza por la presencia de granos de diferentes tamaños, en la base gruesos y conforme se asciende en el estrato, el tamaño de grano es cada vez menor.

Tabla 1. ESTRUCTURAS GEOLÓGICAS		
PRIMARIAS		SECUNDARIAS
EN ROCAS ÍGNEAS		EN ROCAS SEDIMENTARIAS
INTRUSIVAS	EXTRUSIVAS	CUALQUIER TIPO DE ROCA
DIQUES	DERRAMES COLADAS:	ESTRATIFICACIÓN:
MANTOS (SILLS)	- Pahoehoe	- Tabular
LACOLITO	- Acordelada	- Gradada
FACOLITO	- En bloque	- Cruzada
LOPOLITO	- Pillow lava	- Lenticular
TRONCO (STOCK)	- AA	- Flaser
BATOLITO	VOLCANES	- Convoluta
	- Escudo	IMBRICACIÓN
	- Estratovolcán	MARCAS DE CARGA
	- Cinerítico	GRIETAS DE DESECACIÓN
	CALDERA	HUELLAS DE LLUVIA
	DOMO	MARCAS DE BASE
	DIACLASAS	RIZADURAS :
		- Oscilación
		- Corriente
		ESTRUCTURAS ORGÁNICAS
		- Estromatolitos
		- Galerías
		- Arrecifes
		FALLAS:
		- NORMAL
		*Horst
		*Graben
		- INVERSA
		*Cabalgadura
		*Sobrecorrimiento
		*Thapa
		*Clippa
		*Ventana tectónica
		- LATERAL
		*Izquierda
		*Derecha
		FRACTURAS
		FOLIACIÓN

## ESTRUCTURAS IGNEAS

### INTRUSIVAS

Las rocas ígneas intrusivas al emplazarse en un volumen rocoso preexistente definen estructuras primarias con base en su forma y en las relaciones geométricas que guardan con los rasgos planares previos

Si los cuerpos intrusivos son de geometría tabular, se pueden presentar los siguientes casos:

- 1 El cuerpo es paralelo a los planos previos (por ejemplo de estratificación) entonces la estructura se denomina **MANTO** o "sill".
2. El cuerpo tabular no es paralelo a los superficies preexistentes, entonces se trata de un **DIQUE**. La disposición de varios diques puede definir un arreglo **RADIAL** o **ANULAR**.
3. Si las rocas encajonantes se encuentran plegadas, si corresponden con un pliegue anticlinal, el Intrusivo tabular se denomina **FACOLITO**, si con un sinclinal: **LOPOLITO**. Si el plegamiento se debe al emplazamiento del magma, entonces la estructura se denomina **LACOLITO**.

Si la unidad intrusiva tiene una área de afloramiento grande y una forma mas o menos equidimensional se denomina **TRONCO** o "stock" si su área es menor a los 100 km<sup>2</sup> y si el área es mayor a los 100 km<sup>2</sup> entonces se considera a la estructura como un **BATOLITO**. En la figura 3 se ilustran las estructuras intrusivas mencionadas.

## **ESTRUCTURAS VOLCÁNICAS**

Las rocas volcánicas definen estructuras peculiares a su modo de emplazamiento. Los productos volcánicos pueden ser roca fundida (lava) o fragmentos de roca (piroclásticos). la producción de unos o de otros depende principalmente de la composición del magma y de su contenido de gases

Una **COLADA O DERRAME** es una estructura básica en la clasificación estructural de las rocas ígneas extrusivas. Se refiere a una loza de roca que se solidificó en la superficie a partir de la efusión de lava

**VOLCAN ESCUDO**. Estructura volcánica cónica conformada por numerosos derrames que en conjunto presentan un arreglo radial y que se caracterizan por su poca pendiente.

**ESTRATOVOLCÁN**. Estructura volcánica de forma cónica conformada por numerosos derrames que aparecen intercalados con productos piroclásticos. Un estratovolcán es una estructura poligenética, esto es que se ha edificado por la reiterada actividad volcánica que ocurre por un mismo conducto durante un lapso que puede ser de decenas de miles de años.

**CONO CINERÍTICO**. Estructura volcánica de forma cónica conformada principalmente por productos piroclásticos; se trata de una estructura monogenética, esto es que se edifica en una sola fase de actividad volcánica que dura unos cuantos años.

**CALDERA**. Aparato volcánico caracterizado por un cráter (Depresión central) de grandes dimensiones, debido al colapso de la estructura.

**DOMO**. Estructura volcánica producto de la solidificación de magmas muy viscosos (De carácter silícico). La lava se enfría rápidamente en el punto de emisión y se edifica una estructura con forma de cúpula

**DIACLASAS**. Son discontinuidades desarrolladas en las rocas ígneas por contracción durante el enfriamiento de la lava.

## **ESTRUCTURAS SECUNDARIAS**

**ESTRUCTURAS SECUNDARIAS** son aquellas estructuras geológicas que adquieren las rocas posteriormente a su litificación como respuesta a cambios en las condiciones de esfuerzo y temperatura. los cambios que experimentan las rocas se expresan como deformación o metamorfismo. Las estructuras secundarias se pueden desarrollar tanto en las rocas ígneas, como en las sedimentarias o metamórficas, sus características dependen de diversos factores entre otros la propia naturaleza de las rocas sujetas al proceso de deformación.

**DEFORMACIÓN** Es la expresión geométrica de la cantidad de cambios causada por la acción de un sistema de esfuerzos sobre un cuerpo.

La deformación puede expresarse de alguna o con una combinación de los siguientes parámetros.

- a) **Traslación**.- Transporte relativo a algún sistema de coordenadas o marco de referencia.
- b) **Rotación**.- que el sistema gire con respecto a algún eje del sistema de coordenadas o marco de referencia.
- c) **Distorsión** - ocurre un cambio de forma
- d) **Dilación** - ocurre un cambio de volumen.

La deformación puede ocurrir en condiciones de bajas temperatura y presión (Campo de la **DEFORMACIÓN FRÁGIL**), o en condiciones de relativamente altas presión y temperatura (Campo de la **DEFORMACIÓN DÚCTIL**).

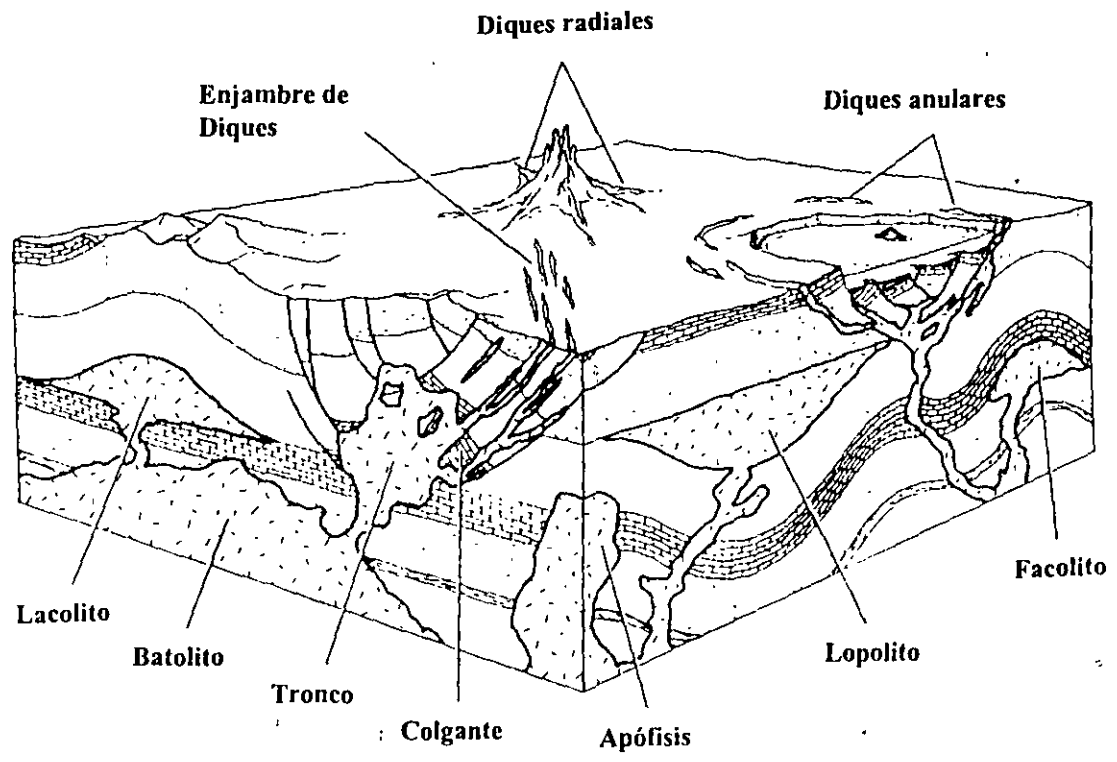


FIGURA 3

## FRACTURAS Y FALLAS

Con el fin de describir las estructuras definiremos algunos conceptos:

Cada uno de los ámbitos que resultan de una superficie de ruptura se denominan **BLOQUE**, si la superficie de ruptura es horizontal o inclinada, al volumen que queda arriba de la superficie se denomina **BLOQUE DE TECHO** y al volumen inferior se le llama **BLOQUE DE PISO**. Ver figura 4-A.

**RUMBO y ECHADO**. En las disciplinas geológicas las superficies se caracterizan mediante dos líneas que se intersectan. Una línea siempre es horizontal y se denomina **RUMBO** su orientación se refiere al ángulo que dicha línea horizontal forma con la dirección del norte. La segunda línea es perpendicular al rumbo, se le llama **ECHADO** y resulta ser la línea de máxima pendiente, esta línea se expresa como su inclinación con respecto a una superficie horizontal.

Bajo el campo de la deformación frágil las rocas se rompen conforme a superficies más o menos planas. Las superficies de ruptura se denominan **FRACTURAS** cuando no se aprecia desplazamiento entre los dos ámbitos definidos por la superficie de fractura, en sentido paralelo a la propia superficie.

Cuando ocurre desplazamiento en algún sentido paralelo a la superficie de ruptura, esta se denomina como **FALLA**. Si el movimiento ocurre conforme a la línea de máxima pendiente, la falla será **NORMAL** cuando el deslizamiento es tal que el bloque de techo se desliza hacia abajo (Figura 4-B), y será **INVERSA** cuando el bloque de techo se desliza hacia arriba (Figura 4-C). El movimiento entre los bloques puede ser **ROTACIONAL** (Figura 4-D); si el movimiento es paralelo al rumbo de la superficie la falla es **LATERAL** la cual puede ser **izquierda** (Figura 4-E) o **derecha** (Figura 4-F). En todos los casos, la dirección y el sentido del movimiento puede estar expresado por rasgos de abrasión (**ESTRÍAS DE FALLA**) en la superficie de la falla, como se bosqueja en las figuras 4-A,B,C,D,E,F. Otro rasgo de las superficies de falla es la presencia de materiales triturados asociados al plano de falla (Brecha de falla, microbrechas, etc.)

### ALGUNAS DEFINICIONES RELATIVAS AL TEMA;

**FRACTURAS**. Son discontinuidades aproximadamente planares que separan bloques de roca con desplazamiento perpendicular al plano de discontinuidad.

**FALLAS**. Son superficies de discontinuidad que separan bloques de roca donde ha ocurrido desplazamiento de bloques con movimiento paralelo al plano de discontinuidad.

**HORST**. Estructura positiva semejante a un pilar delimitada por dos fallas normales.

**GRABEN**. Estructura negativa semejante a una cuenca delimitada por dos fallas normales.

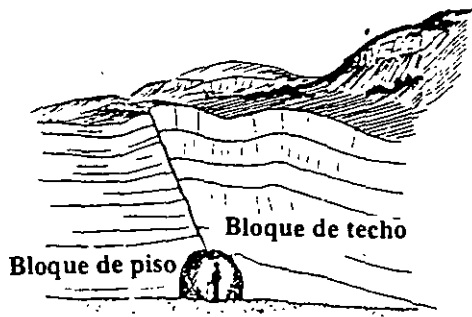
**CABALGADURA**. Falla inversa en la cual el desplazamiento fue entre 1 y 10 km.

**SOBRECORRIMIENTO**. Falla inversa en la cual el desplazamiento fue entre 10 y 40 km.

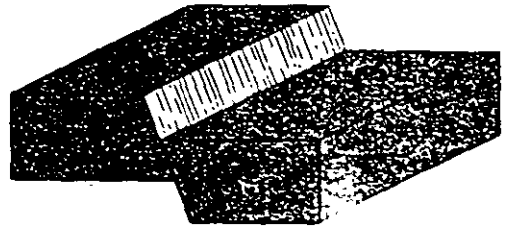
**NAPPA**. Falla inversa en la cual el desplazamiento fue mayor a los 40 km.

**DECOLLEMENT**. Falla inversa en la cual el desplazamiento se debe a un proceso gravitatorio.

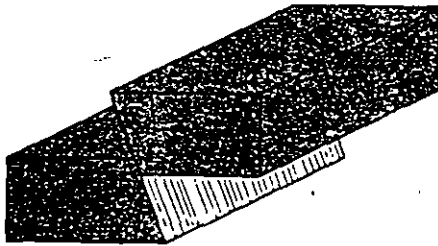
**CLIPPA**. Afloramiento del bloque de techo en una falla inversa rodeado por un afloramiento continuo del bloque de piso.



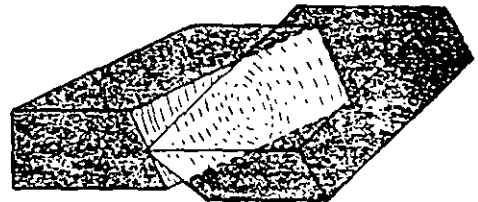
A



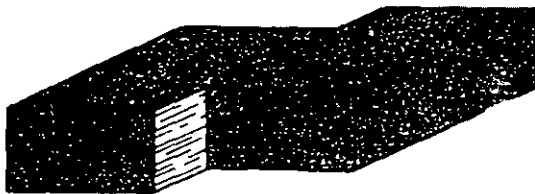
B FALLA NORMAL



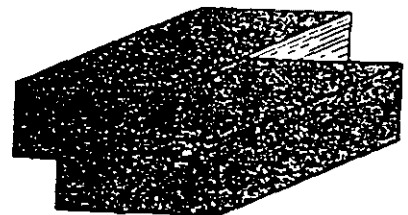
C FALLA INVERSA



D FALLA ROTACIONAL



E FALLA LATERAL  
IZQUIERDA



F FALLA LATERAL  
DERECHA

**VENTANA TECTÓNICA** Afloramiento del bloque de piso en una falla inversa rodeado por un afloramiento continuo del bloque de techo.

## PLIEGUES

Si la deformación ocurre en el campo dúctil, las rocas experimentan una modificación en su geometría, modificación que se será posible reconocer cuando los cuerpos rocosos presentaran algún rasgo planar antes de la deformación: por ejemplo, la estratificación.

Una superficie inicialmente plana se observará flexionada. La flexión de un plano se denomina **PLIEGUE**. Los pliegues son estructuras geológicas que involucran tanto aspectos geométricos como estratigráficos (cronológicos). El pliegue se denomina **ANTICLINAL** cuando las rocas más viejas se observan hacia el lado cóncavo del arqueamiento (núcleo del pliegue). Mientras que en un **SINCLINAL** las rocas más jóvenes se presentan en el lado cóncavo de la flexión. Si se considera únicamente la morfología del pliegue se pueden reconocer **antiformas** y **sinformas**. En la Figura las claves que presentan las unidades involucradas en los pliegues se refieren a la edad de los cuerpos de más antigua a más joven: **T<sub>R</sub>** Triásico, **J** Jurásico y **K** Cretácico. Tomando en cuenta morfología y secuencia estratigráfica en los pliegues, la Figura 5-A corresponde con un **Anticlinal antiforme**, la Figura 5-B con un **Anticlinal sinforme**; la Figura 5-C con un **Sinclinal sinforme** y 5-D con un **Sinclinal antiforme**.

### PARTES DE UN PLIEGUE (Ver Figura 6).

**Flanco.** - Cada uno de los lados del pliegue

**Cresta.** - Es el punto más alto en un anticlinal.

**Valle.** - Es el punto más bajo en un sinclinal

**Línea de Charnela.** - línea que pasa por los puntos de máxima curvatura de una misma superficie estructural.

**Superficie axial.** - Superficie que contiene a las líneas de charnela de un pliegue

**Eje.** - En un mapa se define como eje de la Estructura como la intersección de la superficie axial con el relieve topográfico.)

**Punto de Inflexión.** - Punto donde una superficie plegada pasa de cóncava a convexa.

**Longitud de onda** - Distancia horizontal entre cresta y cresta o valle y valle de pliegues contiguos.

**Amplitud de onda.** - Distancia vertical entre el punto de inflexión y la cresta o el valle

### MÉTODOS MÁS UTILIZADOS PARA CLASIFICAR PLIEGUES

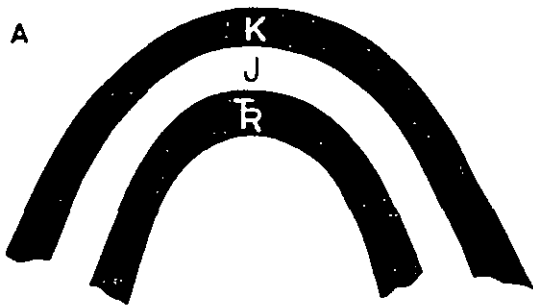
a) **Por el ángulo entre sus flancos.** Clasificación que incluye como elemento descriptivo el ángulo entre los flancos de un pliegue para describir lo "apretado" o lo abierto de la estructura:

ANGULO ENTRE LOS FLANCOS	TIPO DE PLIEGUE
180° - 120°	SUAVE
120° - 70°	ABIERTO
70° - 30°	CERRADO
30° - 0°	APRETADO
0°	ISOCLINAL
Angulos negativos	DE HONGO

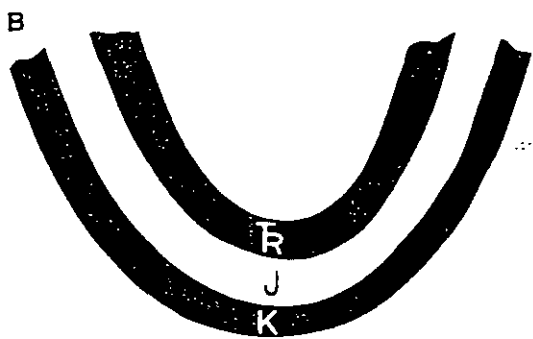
b) **Por la geometría de sus crestas** Clasificación descriptiva de los pliegues que se basa en la geometría de sus crestas y/o sus valles, bien sean angulares o redondeadas:

- **Pliegues Kink.** - pliegues con flancos planos con crestas y valles completamente angulares, los flancos de un pliegue kink son de diferente longitud.

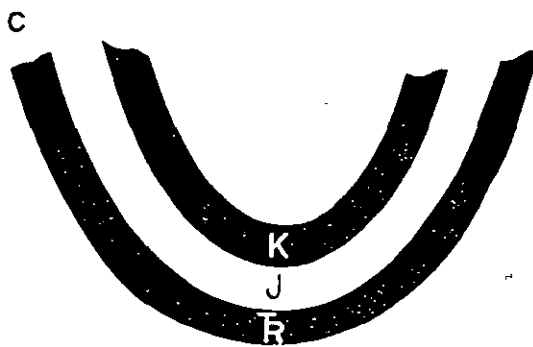
- **Pliegues Chevron.** - pliegues con flancos planos con crestas y valles completamente angulares, con flancos simétricos



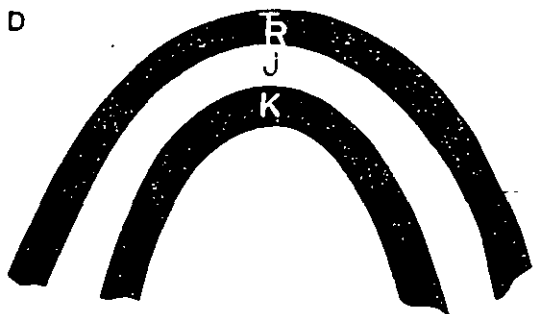
ANTICLINAL ANTIFORME



SINCLINAL ANTIFORME



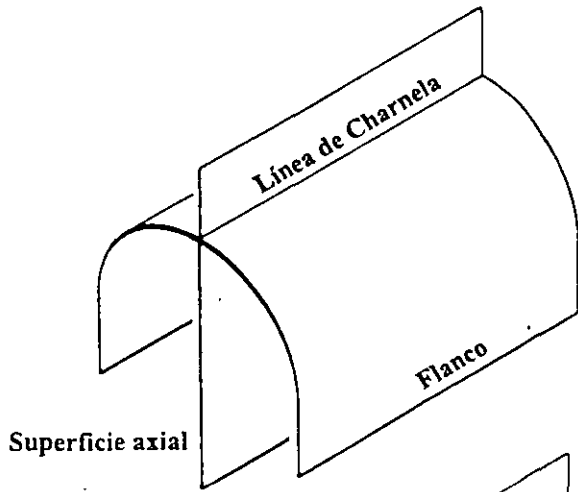
SINCLINAL SINFORME



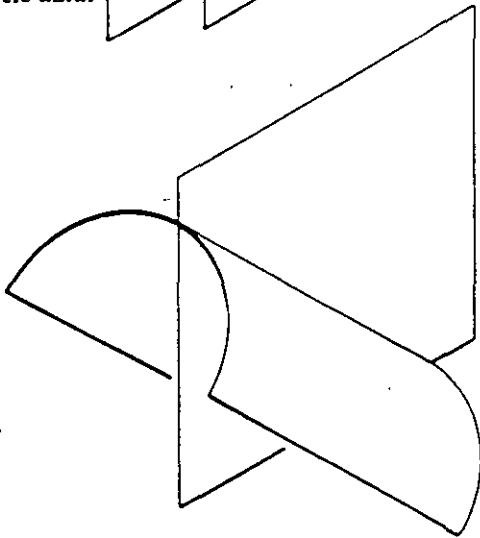
ANTICLINAL SINFORME

FIGURA 5

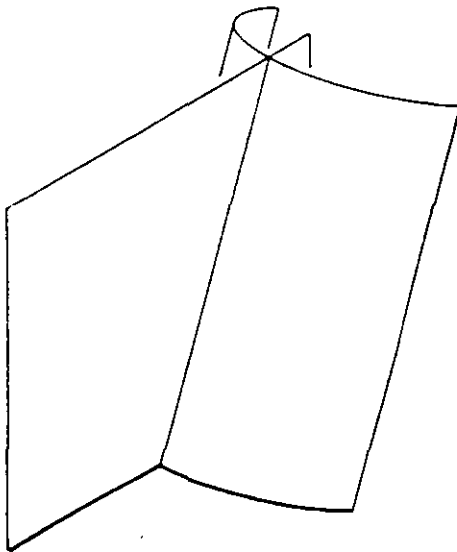




**PLIEGUE HORIZONTAL NORMAL**



**PLIEGUE BUZANTE NORMAL**



**PLIEGUE VERTICAL**

- **Pliegues de caja.** - son pliegues con crestas y valles angulares, en forma de grecas (Ángulos de aproximadamente 90°).
- **Pliegues cilíndricos.** - son pliegues con crestas y valles redondeados, semejando una superficie cilíndrica.

c) Por la forma y el espesor de las capas que constituyen un pliegue, estos pueden ser:

- **Pliegues paralelos.** - son aquellos en los que el espesor de sus capas no varía a lo largo del pliegue
- **Pliegues similares.** - son aquellos en los que la curvatura de los diferentes estratos es constante
- **Pliegues armónicos.** - son aquellos en donde todas las capas tienen la misma forma.
- **Pliegues disarmónicos.** - son aquellos cuyas capas adquieren diferente forma.

d) **Clasificación basada en la posición y orientación que presenta la línea de charnela y el plano axial:**  
(Ver Figura 6).

		ORIENTACIÓN DE LA LÍNEA DE CHARNELA		
		HORIZONTAL	INCLINADO	VERTICAL
ORIENTACIÓN DEL PLANO	VERTICAL	Horizontal normal	Buzante normal	Vertical
	INCLINADO	Horizontal inclinado	Buzante inclinado Recostado	
AXIAL	HORIZONTAL	Recumbente		

#### OTRAS DEFINICIONES RELATIVAS AL TEMA

**ANTICLINORIO** Estructura regional con forma de anticlinal, definida por un conjunto de pliegues anticlinales y sinclinales.

**SINCLINORIO** Estructura regional con forma de sinclinal, definida por un conjunto de pliegues anticlinales y sinclinales.

**MONOCLINAL.** Flexión estructural semejante a un escalón.

#### ESTRUCTURAS METAMORFICAS

**FOLIACION** Estructura metamórfica planar definida por el arreglo de los minerales tabulares

#### LECTURAS SUGERIDAS:

- Davis, G. 1984 **Structural geology** of rocks and regions. John Wiley & Sons  
Kearey, Ph. And Vine, F., J. 1990. **Global Tectonics** Blackwell Scientific Publications.

SECCION	B.	GEOTECNIA
TEMA	1.	GEOLOGIA
CAPITULO	4.	OBTENCION DE DATOS GEOLOGICOS
TOMO	I.	RECOMENDACIONES

Han participado en este capítulo:

**ELABORACION**

Exyco, S.A.

*Ing. José Luis Rosas López*  
*Ing. Mariano Ruiz Vázquez*

**REVISION**

Instituto de Geofísica, UNAM

*Dr. Raymundo Martínez - S.*

# CAPITULO 4. OBTENCION DE DATOS GEOLOGICOS

## INDICE

<b>1.</b>	<b>INTRODUCCION</b>	<b>1</b>
1.1	OBJETTIVOS	1
1.2	METODOLOGIA	2
1.3	ETAPAS DE EXPLORACION	2
<b>2.</b>	<b>ESTUDIOS PRELIMINARES</b>	<b>8</b>
2.1	RECOPIACION DE INFORMACION	8
2.2	RECONOCIMIENTO PRELIMINAR DEL SITIO	10
<b>3.</b>	<b>ESTUDIOS DE DETALLE</b>	<b>12</b>
3.1	ESTUDIOS INDIRECTOS	12
3.1.1	<i>SENSORES REMOTOS</i>	<i>12</i>
3.1.1.1	<i>Principios fisicos</i>	<i>14</i>
3.1.1.2	<i>Bases para la interpretaci3n</i>	<i>16</i>
3.1.1.3	<i>Tipos de sensores remotos</i>	<i>21</i>
3.1.1.4	<i>Aplicaciones a la geolog3a y geot3cnica</i>	<i>26</i>
3.1.1.5	<i>Sistemas de informaci3n geogr3fica</i>	<i>27</i>
3.1.1.6	<i>Fotogeolog3a</i>	<i>27</i>
3.1.2	<i>GEOFISICA</i>	<i>44</i>

3.2	<b>METODOS DIRECTOS</b>	48
3.2.1	<b>LEVANTAMIENTOS GEOLOGICOS SUPERFICIALES</b>	48
3.2.1.1	<i>Aspectos a considerar en la toma de datos</i>	48
3.2.1.2	<i>Recolección de muestras</i>	51
3.2.1.3	<i>Observaciones y mediciones en los afloramientos</i>	53
3.2.1.3.1	<i>Descripción de la roca matriz</i>	54
3.2.1.3.2	<i>Descripción del macizo rocoso</i>	67
3.2.1.4	<i>Zonificación geotécnica</i>	102
3.2.2	<b>SONDEOS EN ROCA</b>	112
3.2.2.1	<i>Selección de equipos y herramientas de perforación</i>	112
3.2.2.2	<i>Manejo de muestras</i>	130
3.2.2.3	<i>Información que debe obtenerse de los sondeos</i>	133
3.2.2.4	<i>Localización, profundidad y orientación de los sondeos</i>	138
3.2.2.5	<i>Consideraciones para el desarrollo de un eficiente programa de exploración</i>	140
3.2.3	<b>POZOS A CIELO ABIERTO, TRINCHERAS Y SOCAVONES</b>	144
4.	<b>ESTUDIOS DURANTE LA CONSTRUCCION</b>	147
5.	<b>ESTUDIOS DURANTE LA OPERACION DE LA OBRA</b>	148

## **BIBLIOGRAFIA**

## ILUSTRACIONES

### FIGURAS

	Pág.
1.3.1 Relación costo-beneficio de las investigaciones "in situ".	7
3.1.1.1 Componentes de un sistema de registro (sensores remotos)	13
3.1.1.2 Componentes de una onda electromagnética	15
3.1.1.3 Espectro electro-magnético	17
3.1.1.4 Sistemas de registro (sensores remotos) mas comunes	18
3.1.1.5 Consideraciones previas a la adquisición de una imagen	19
3.1.1.6 Cuatro tipos de resolución en imágenes Landsat TM-BANDA 1.	23
3.1.1.7 Resolución espacial, espectral y temporal de varios sensores	24
3.1.1.8 Esquema de funcionamiento de un sistema de información Geográfica	28
3.1.1.9 Esquema de la toma de fotografías aéreas verticales con sobreposición.	31
3.1.1.10 Datos y marcas de apoyo de una fotografía aérea típica	33
3.1.1.11 Relación geométrica entre las superficies del terreno y la fotografía (positivo)	33
3.1.1.12 Corte vertical en dirección de la línea de vuelo con dos fotografías aéreas verticales estereográficas	35
3.1.1.13 Pasos en la colocación de un par estereocópico y obtención de la línea de vuelo	37
3.1.1.14 Colocación del estereoscopio de espejos de una marca Carl-Zeiss.	38

	Pág.	
3.1.1.15	Estereoscopio de bolsillo de la marca Carl-Zeiss.	38
3.1.1.16	Cartografiado de áreas homogéneas en función de su red de drenaje	40
3.1.1.17	Determinación del comportamiento del Relieve (R) y del Índice de Rugosidad o Aspereza (U), a partir de la densidad de drenaje (D).	41
3.2.1.1	Esfericidad y redondez	59
3.2.1.2	Espaciamiento de discontinuidades	75
3.2.1.3	Medición de ángulos de rugosidad	81
3.2.1.4	Interpretación de la rugosidad efectiva	83
3.2.1.5	Determinación de la rugosidad a lo largo de la dirección potencial de deslizamiento	84
3.2.1.6	Diferentes escalas de rugosidad en discontinuidad. La ondularidad puede ser caracterizada por el ángulo (i).	84
3.2.1.7	Perfiles de rugosidad típicos y nomenclatura rígida	85
3.2.1.8	Ejemplos que demuestran el efecto del número de familias de discontinuidades en el comportamiento mecánico y apariencia del macizo rocoso.	99
3.2.1.9	Descripción geotécnica básica	103 y 104
3.2.1.10	Determinación de la frecuencia de discontinuidades	110
3.2.2.1	Partes de una máquina perforadora	115
3.2.2.2	Perforadora para interiores	117
3.2.2.3	Perforadora sin recuperación de núcleos	118
3.2.2.4	Recomendaciones para la selección de los diamantes y matriz de una broca	121
3.2.2.5	Algunos tipos comunes de brocas	123
3.2.2.6	Barril simple	127
3.2.2.7	Barril doble rígido	127

	Pag.	
3.2.2.8	Barril doble giratorio	127
3.2.2.9	Barriles del grupo "M"	129
3.2.2.10	Barriles de gran diámetro	129
3.2.2.11	Sistema "WIRE LINE"	131
3.2.2.12	Profundidad mínima de exploración para cimentaciones	141
3.2.2.13	Profundidad mínima de exploración para cortes, rellenos y presas de tierra	141
3.2.2.14	Profundidad mínima de exploración para excavaciones profundas	142
3.2.2.15	Profundidad mínima de exploración en tuneles	142

#### TABLAS

1.2.1	Objetivos de la exploración y métodos aplicables	3
1.3.1	Desarrollo de las etapas de exploración para una obra civil.	5
2.1	Elementos de un estudio geológico de reconocimiento	9
3.1.1.1	Características de los diversos tipos de sensores remotos	22
3.1.1.2	Características de las plataformas de los sistemas de teledetección.	25
3.1.1.3	Usos de sensores remotos para el mapeo geológico	26
3.1.1.4	Comparación de calidad entre los distintos métodos de recepción remota con fines Geológico-ingenieriles (1)	29
3.1.1.5	Aplicabilidad o utilidad de los diferentes tipos de topografías en las distintas etapas del proyecto.	43
3.1.2.1	Métodos de exploración Geofísica aplicados en la Geotécnica (Métodos Sísmicos)	45



	Pág.	
3.1.2.2	Métodos de exploración Geofísica en la Geotecnia (Métodos Eléctricos)	46
3.1.2.3	Métodos de exploración Geofísica aplicados en la Ingeniería Civil (Otros Métodos).	47
3.2.1.1	Indices de descripción de la roca matriz	55
3.2.1.2	Formato de descripción petrográfica	57
3.2.1.3	Descripción de colores	56
3.2.1.4	Tamaño de cristales en rocas ígneas y metamórficas	58
3.2.1.5	Tamaño de grano en rocas sedimentarias y piroclásticas	58
3.2.1.6	Descripciones de textura	60
3.2.1.7	Descripción cualitativa de la cimentación	61
3.2.1.8	Tipos de cementantes comunes	61
3.2.1.9	Descripción de estructuras	62
3.2.1.10	Determinación del grado de intemperismo en función de las velocidades	63
3.2.1.11	Determinación del grado de intemperismo en base a observaciones de campo	64
3.2.1.12	Descripción de la resistencia a la compresión no confinada	65
3.2.1.13	Estimación de la resistencia-dureza en campo	66
3.2.1.14	Descripción de la resistencia a la carga puntal	67
3.2.1.15	Indices de descripción de las discontinuidades	68
3.2.1.16	Tipos de discontinuidades	69
3.2.1.17	Número de sistemas de discontinuidades	71
3.2.1.18	Espaciamiento de las discontinuidades	76
3.2.1.19	Persistencia relativa	77
3.2.1.20	Longitud de la traza modal de la persistencia	78

	Pág.
3.2.1.21 Estimación de la resistencia-dureza en campo	87
3.2.1.22 Abertura o separación de la unidades	89
3.2.1.23 Factores a describir en discontinuidades con relleno	91
3.2.1.24 Plasticidad de suelos finos	92
3.2.1.25 Límites de Atterberg de suelos finos	93
3.2.1.26 Consistencia de suelos finos	93
3.2.1.27 Filtraciones en discontinuidades con relleno	96
3.2.1.28 Filtraciones en discontinuidades sin relleno	96
3.2.1.29 Filtraciones en el interior de una excavación subterránea	97
3.2.1.30 Tamaño de los bloques	101
3.2.1.31 Forma de los bloques	101
3.2.1.33 Interpretación de las fracturas	105
3.2.1.34 Resistencia a la compresión simple de la roca	107
3.2.1.35 Angulo de fricción de las fracturas	107
3.2.1.36 Índice de calidad de la roca	108
3.2.1.37 Descripción de velocidades sónicas	111
3.2.1.38 Clasificación de la calidad de la roca en relación con la incidencia de discontinuidades	111
3.2.2.1 Características de las máquinas perforadoras	114
3.2.2.2 Profundidad de perforación	119
3.2.2.3 Diámetros de perforación sin recuperación	119
3.2.2.4 Bombas de perforación	120
3.2.2.5 Diámetros comunes de brocas	124
3.2.2.6 Barriles muestreadores de roca	125

# **CAPITULO 4. OBTENCION DE DATOS GEOLOGICOS**

## **1 INTRODUCCION**

En este capítulo se presenta la metodología a seguir en la obtención de los datos geológicos que requiere un estudio geológico con enfoque geotécnico. La forma como se desarrollan los estudios de acuerdo a las diferentes etapas de exploración en que se realiza una obra civil, se inicia con una descripción de los objetivos y metodología de un programa de exploración, así como un breve análisis de las actividades que se desarrollan en las distintas etapas de exploración. Posteriormente, se presentan en forma detallada los diferentes métodos que existen para obtener los datos geológicos necesarios en cada una de las etapas de investigación de un sitio.

### **1.1 OBJETIVOS**

El objetivo general de un programa de exploración con fines geotécnicos es identificar las características del entorno geológico que pueden influir o impactar en la construcción de una obra civil.

Los objetivos específicos son:

- Definir la naturaleza, distribución lateral y el espesor de suelos y rocas dentro de la zona de influencia de la obra.
- Definir las condiciones geohidrológicas considerando los cambios estacionales, los efectos de la construcción y las consecuencias de la extracción de agua del subsuelo.
- Identificar los riesgos geológicos, incluyendo taludes inestables, fallas activas, subsidencia del terreno y colapsos, planicies de inundación, actividad volcánica y sismicidad local y regional.
- Obtener muestras de las distintas litologías para precisar y determinar sus propiedades ingenieriles y petrográficas, así como su posible utilización como materiales de construcción.
- Realizar pruebas "in situ" en la superficie del terreno y en el subsuelo para medir las propiedades ingenieriles de los materiales (suelos y rocas):

## 1.2 METODOLOGIA

Existen tres formas generales en que puede subdividirse la exploración a través de diversos métodos directos e indirectos para la obtención de datos geológicos; estas son:

- a) *Mapeo superficial* para precisar las condiciones geológicas; requiere de la revisión de informes y publicaciones, interpretación de mapas topográficos y geológicos, imágenes de satélite y fotografías aéreas, pero principalmente de reconocimientos y levantamientos geológicos detallados del sitio.
- b) *Seccionamiento del subsuelo*, cuyos datos son obtenidos de la información de la superficie del terreno, de la prospección geofísica, de los sondeos, pozos a cielo abierto, trincheras y socavones.
- c) *Muestreo de materiales*, obtenidos de los reconocimientos superficiales o de la utilización de sondeos con obtención de núcleo y ejecución de pruebas, o bien de excavaciones.

Un resumen general de los diferentes métodos de exploración y sus objetivos se presenta en la tabla 1.2.1.

## 1.3 ETAPAS DE EXPLORACION

En términos generales, la exploración de un sitio para el proyecto, diseño y construcción de una obra civil se desarrolla en cuatro etapas, las cuales quedan enmarcadas dentro de la ingeniería de diseño que, según Bieniawski, Z.T. (1989), es "una actividad socio económica para beneficio de la sociedad, en la cual, los principios científicos, los de ingeniería y los de conducta, aunados a información técnica y a la experiencia, se aplican con habilidad, imaginación y juicio, en la creación de proyectos, procesos o sistemas económicamente funcionales, estéticamente agradables y ambientalmente aceptables".

Las cuatro etapas en que se desarrolla la exploración son:

### a) *Estudios Preliminares*

Los estudios de un sitio se inician siempre con un reconocimiento preliminar, que incluye la recopilación y análisis de la información, así como un reconocimiento directo del sitio, que permita conocer las características generales del área de estudio y poder definir adecuadamente los datos adicionales que se requiere conocer, ampliar o detallar, y así programar las técnicas mas adecuadas para obtenerlos.



b) *Estudios de detalle*

Los estudios de detalle tendrán como finalidad el obtener el modelo geológico completo del área de estudio, utilizando para ello toda la variedad de métodos de exploración directos e indirectos, que deberán seleccionarse de acuerdo con el tipo de obra y su importancia, así como de las condiciones geológicas, topográficas y accesos al sitio. Esta información debe ser completa y suficiente, pues la falta de datos o su mala calidad pueden dar lugar a un diseño inadecuado de la obra que ocasione fallas, problemas constructivos y económicos, o bien un mal funcionamiento de la obra.

c) *Estudios durante la construcción*

Los estudios geológicos y geofísicos deben continuar durante la construcción de la obra, a fin de que se vaya completando en forma detallada y oportuna la información geológica al momento de abrirse los tajos, túneles, desmontes, trincheras, etc. Esta información permitirá precisar el modelo geológico y ajustar o modificar, en caso necesario, el diseño de las obras.

d) *Estudios durante la operación*

Durante la operación de algunas obras (¿ejemplos?) es conveniente continuar realizando estudios que aporten datos para evitar riesgos geológicos que pudieran afectar la operación y seguridad de las mismas.

Estas etapas de investigación deben desarrollarse bajo una adecuada planeación, coordinación y supervisión a fin de realizar un trabajo eficiente y a bajos costos. Esto puede lograrse estableciendo rutas críticas que se basen en las condiciones geológicas del sitio y en las técnicas de exploración adecuadas que permitan evaluar la información y predecir los problemas geotécnicos.

En la tabla 1.3.1 se resumen los tipos de estudio y métodos de exploración desarrollados en cada etapa de exploración para una obra civil.

En el capítulo B.1.1 del manual CFE (Datos Geológicos Requeridos), se presenta una tabla donde se indica con detalle los datos geológicos requeridos para cada etapa de exploración de acuerdo con el tipo particular de obra.

ETAPA ESTUDIO DESARROLLO

Reconocimiento Preliminar	Topografía	Recopilación de la información disponible Fotogrametría		
	Geotecnia	Recopilación bibliográfica y cartográfica Estudio de sensores remotos Fotogeología Otros Reconocidos de campo		
Exploración e Investigación detallada	Topografía	Fotogrametría Levantamientos topográficos		
	Geotecnia	Levantamientos Geológicos	<ul style="list-style-type: none"> <li>Litología, estratigrafía y estructuras</li> <li>Reconocimiento de discontinuidades                             <ul style="list-style-type: none"> <li>Fallas</li> <li>Fracturas y juntas</li> <li>Estratificación</li> <li>Discontinuidades</li> </ul> </li> <li>Fenómenos de Geodinámica                             <ul style="list-style-type: none"> <li>Externa                                     <ul style="list-style-type: none"> <li>Estabilidad de taludes</li> <li>Zonas de alteración y erosión</li> </ul> </li> <li>Interna                                     <ul style="list-style-type: none"> <li>Fallas activas</li> <li>Vulcanismo y sismicidad tectónica</li> </ul> </li> </ul> </li> </ul>	
		Geosísmica	<ul style="list-style-type: none"> <li>Localización de roca sana</li> <li>Localización del nivel freático</li> <li>Estratigrafía</li> <li>Dolencia de los materiales</li> </ul>	
		Ferforaciones	<ul style="list-style-type: none"> <li>Muestras de suelos alteradas e inalteradas</li> <li>Recuperación de núcleos de roca y muestreo integral</li> <li>Inspección de las paredes de los pozos (TV y Fotografía)</li> </ul>	
		Excavaciones	<ul style="list-style-type: none"> <li>Muestras cúbicas de suelos y rocas</li> <li>Estratigrafía</li> <li>Características estructurales de los macizos</li> <li>Observación de fallas y fracturas</li> </ul>	
		Pruebas de campo	<ul style="list-style-type: none"> <li>Resistencia y deformabilidad</li> <li>Fermeabilidad</li> <li>Estado de esfuerzos tectónicos</li> </ul>	
		Pruebas de Laboratorio	<ul style="list-style-type: none"> <li>Propiedades índice</li> <li>Propiedades mecánicas</li> <li>Mineralogía y petrografía</li> </ul>	
		Construcción	Geotecnia	Localización y ubicación de bancos y ensayos de materiales
	Instrumentación y Control			<ul style="list-style-type: none"> <li>Piezometría</li> <li>Instrumentación de fallas y taludes</li> <li>Pruebas de inyección</li> <li>Influencia de la obra en los procesos geológicos</li> </ul>
	Operación	Geotecnia	Instrumentación y Control	<ul style="list-style-type: none"> <li>Piezometría</li> <li>Instrumentación de fallas y taludes</li> <li>Pruebas de inyección</li> <li>Influencia de la obra en los procesos geológicos</li> </ul>

TABLA 1.3.1 DESARROLLO DE LAS ETAPAS DE EXPLORACION PARA UN OBRA CIVIL.

Es muy importante tomar en cuenta la relación de costo-beneficio de las diferentes técnicas de investigación "in situ" utilización. De Freitas (1985) publicó una interesante relación de una encuesta realizada en varios países europeos, que se ilustra en la gráfica de la Figura 1.3.1. Puede observarse de la gráfica que los métodos de investigación menos costosos son los que mayor beneficio reportan. Sin embargo, el máximo beneficio de un método costoso, como son los sondeos o excavaciones, se obtiene cuando se han utilizado previamente métodos de bajo costo. Estas consecuencias no solo se aplican a las relaciones costo-beneficio, sino a la eficacia y utilidad del método.



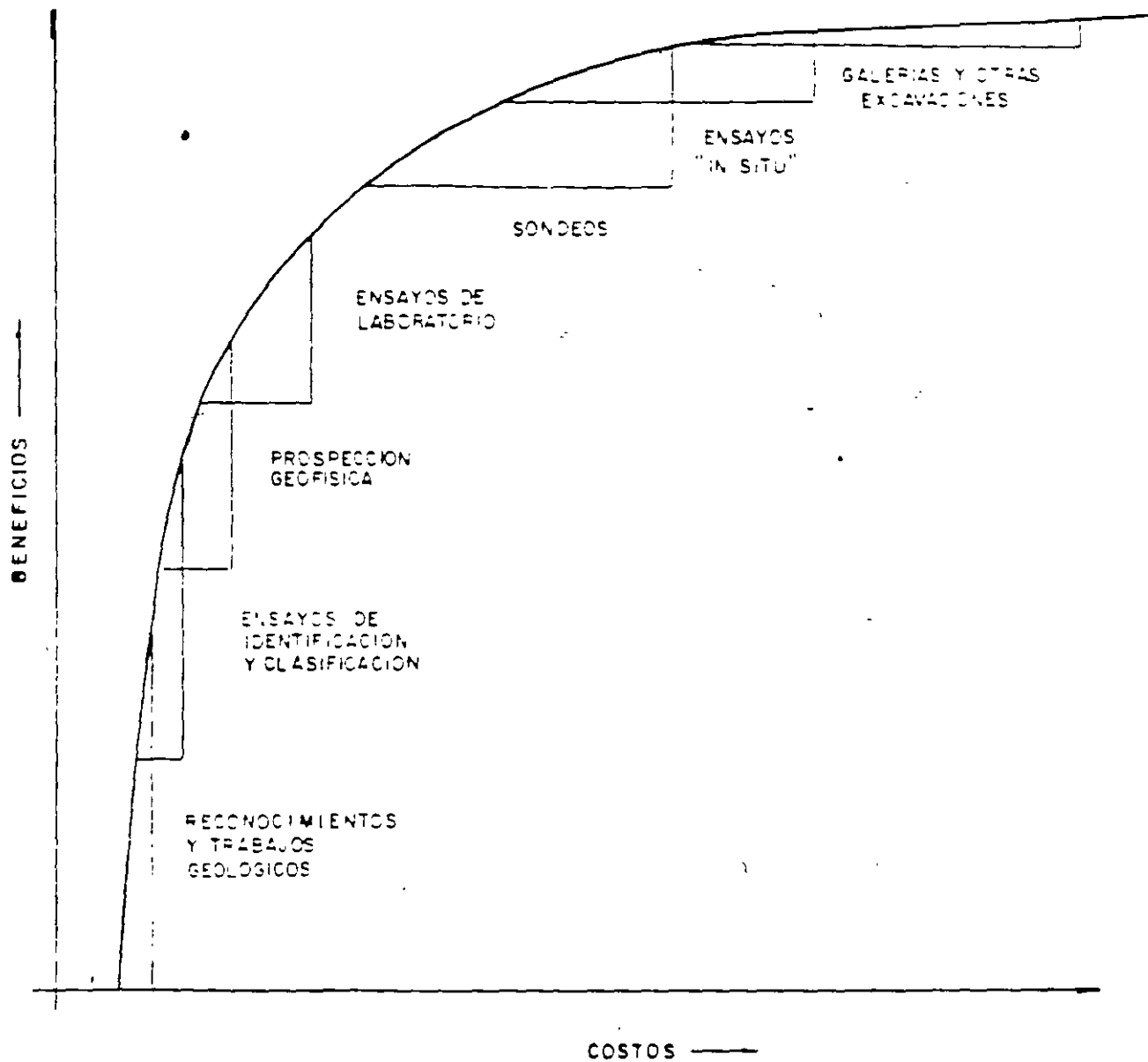


FIGURA 13.1 RELACION COSTO - BENEFICIO DE LAS INVESTIGACIONES "IN SITU"

(Según Freitas, 1985)

## 2. ESTUDIOS PRELIMINARES

Los estudios de evaluación preliminar para una obra deben realizarse siempre en la etapa de anteproyecto, y consisten esencialmente en la recopilación y análisis de la información existente y en visitas de reconocimiento del sitio, a fin de contar con las observaciones y datos que permitan definir los lugares más adecuados para la construcción de la obra con base a las condiciones geológicas y geotécnicas de la zona.

Los estudios preliminares deben de incluir ciertas etapas de trabajo con sus actividades respectivas, las cuales se describen ampliamente en la tabla 2.1, e incluyen:

- Recopilación y análisis de información de datos disponibles.
- Análisis del terreno basado en mapas topográficos y geológicos y en la interpretación de fotografías aéreas e imágenes de satélite.
- Preparación de mapas geológico-ingenieriles preliminares.
- Reconocimiento del sitio para confirmar y ampliar la información geológica, después del cual debe prepararse un informe técnico.
- Preparación de un programa de exploración detallada en la superficie del terreno y en el subsuelo, basado en toda la información previa obtenida en campo y gabinete.

### 2.1 RECOPIACION DE INFORMACION

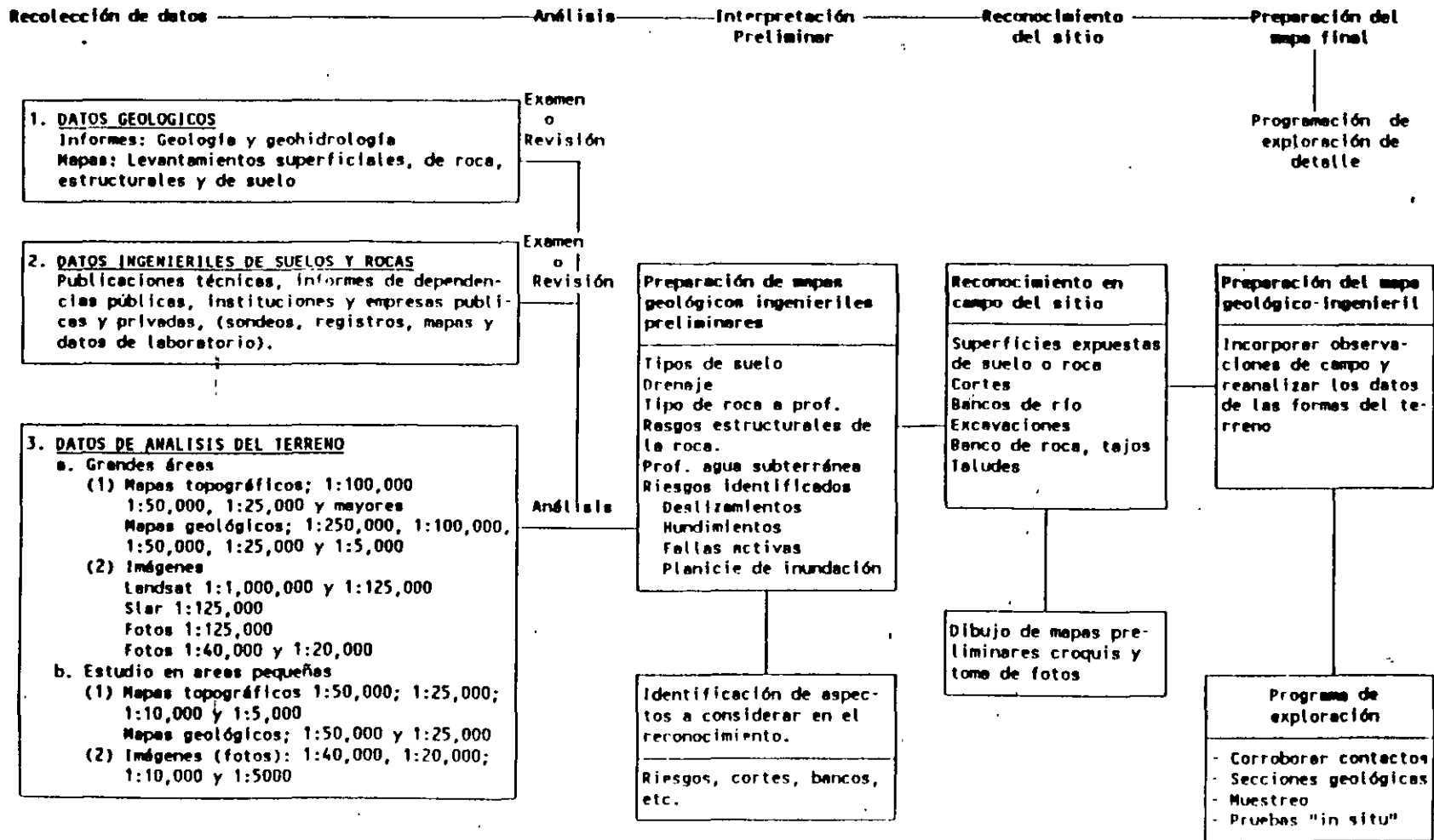
El estudio geológico-geotécnico se inicia con la recopilación de información existente derivada de estudios desarrollados en el área o cercana a ella, recurriendo a las dependencias, organismos, instituciones o empresas públicas o privadas que dispongan de la información. Deberá tratar de obtenerse la mayor cantidad posible de información, para que se analice y sintetice antes de iniciar cualquier trabajo de exploración, particularmente cuando vayan a estudiarse grandes áreas o el sitio esté localizado en una región no familiar al grupo de diseño.

La información que debe tratar de obtenerse es:

- Mapas topográficos a diferentes escalas
- Mapas edafológicos y de uso potencial del suelo
- Fotografías aéreas e imágenes de satélite de diferentes escalas, épocas y bandas, según lo requiera el proyecto.

**TABLA 2.1**

**ELEMENTOS DE UN ESTUDIO GEOLOGICO DE RECONOCIMIENTO**



- Mapas e informes geológicos que ilustren los tipos de roca de la región, sus rasgos estructurales y estratigrafía.
- Exploraciones del subsuelo realizadas en el sitio o en sus alrededores que puedan correlacionarse por sus condiciones geológicas similares.
- Comportamiento de las estructuras civiles o mineras construidas en predios o zonas cercanas al proyecto.
- Condiciones climáticas, accesos al sitio, ocurrencia de agua superficial y subterránea, erosión, etc.
- Sismicidad regional e histórica de temblores, y en general problemas relacionados con riesgos geológicos.
- Problemas geotécnicos característicos de la región.

## 2.2 RECONOCIMIENTO PRELIMINAR DEL SITIO

El reconocimiento preliminar es la inspección directa del sitio en estudio, que permite evaluar la información recopilada previamente y complementarla con observaciones de campo, para determinar la factibilidad de construcción de alguna obra civil y fundamentar el programa detallado de exploración.

El alcance de este primer contacto físico con la región dependerá de la importancia de la obra y de las características del subsuelo. Algunas veces basta este reconocimiento para desechar el sitio previamente elegido.

El reconocimiento debe proporcionar información acerca de la accesibilidad, recursos humanos y materiales del sitio, permitir conocer el ambiente geológico general, identificar las estructuras geológicas significativas, localizar fallas y fracturas, conocer la geomorfología, los procesos erosivos actuantes en el sitio, el tipo de drenaje superficial y subterráneo, y estimar el espesor de suelo.

Esta actividad debe ser realizada por uno o varios especialistas en geotecnia, mediante recorridos de campo o bien en vuelos de helicóptero o avionetas, aprovechando la información previa del sitio.

Durante los recorridos de campo deben tomarse muestras de las distintas unidades y realizar observaciones geológicas generales acerca del tipo de rocas y sus características litológicas y estructurales, valiéndose de los cortes y afloramientos naturales existentes en la región. De gran importancia es la toma de fotografías terrestres.

Del reconocimiento preliminar debe resultar un informe en el que se establezca un programa de exploración de detalle, mencionando la secuencia de los trabajos, tiempo de ejecución y costo aproximado de los mismos.

### 3. ESTUDIOS DE DETALLE

En esta etapa se pretende lograr un conocimiento completo del modelo geológico del área de estudio, para lo cual la investigación se realiza con el auxilio de métodos de exploración indirectos y directos.

#### 3.1 METODOS INDIRECTOS

Se designa como métodos indirectos a aquellos que permiten conocer la forma indirecta la geología y naturaleza de los materiales de un área o lugar determinado, tanto en superficie como en subsuelo. Estos métodos comprenden los sensores remotos y la geofísica.

##### 3.1.1 SENSORES REMOTOS

###### *Definición*

Por sensores remotos, percepción remota o teledetección, se entiende al conjunto de actividades que permiten obtener imágenes de la superficie terrestre desde plataformas espaciales, aviones, helicópteros, globos, etc., a partir del registro de la radiación electromagnética reflejada o emitida por la superficie de la tierra.

Dentro de estas actividades se considera la transmisión de la información desde el sensor a la superficie de la tierra y la interpretación de las imágenes resultantes (Fig. 3.1.1.1).

Esta última actividad, la interpretación, es la asignación de un significado a los datos, mediante una interpretación visual o con el auxilio de una computadora y un programa (software). Se torna más fácil si los datos se corrigen y realzan a través de técnicas digitales de computación.

###### *Ventajas y aplicaciones*

Dentro de las ventajas del uso de la percepción remota se incluyen el uso de radiaciones no perceptibles al ojo humano, la visión integral del paisaje, cobertura global y periódica de la superficie de la tierra, homogeneidad en la obtención de datos, el ahorro de tiempo y dinero en áreas muy grandes siempre con el requisito de la verificación de campo.

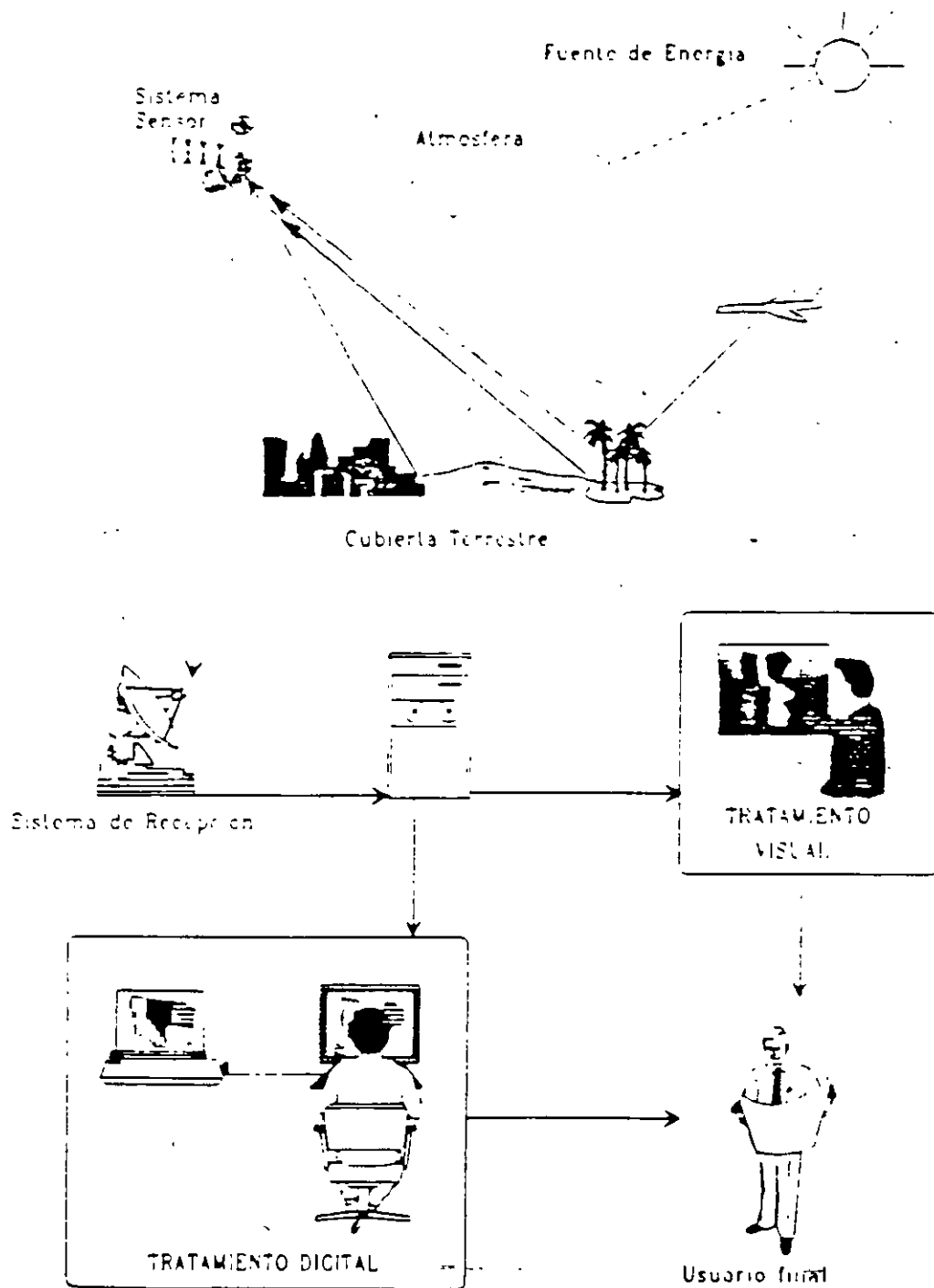


FIGURA 3.1.1.1 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE REGISTRO (SENSORES REMOTOS) (Según Chuvieco, 1990)

Existe una gran variedad de aplicaciones de esta técnica en los diversos campos de la ciencia.

- Cartografía geológica en sus aplicaciones a geotecnia, minería, petróleo, geohidrología, etc.
- Cartografía geotécnica (lineamientos, fenómenos geodinámicos, etc.)
- Cartografía de cuerpos volcánicos modernos
- Control de erosión y depósito de materiales diversos
- Cartografía geográfica (geomorfológica, edafológica, hídrica, etc.)
- Modelos de drenaje y erosión
- Inventario de cuerpos de agua
- Cartografía de la cobertura vegetal
- Cartografía de uso del suelo

### *3.1.1.1 Principios físicos*

#### *Fundamentos*

Para que la percepción remota (teledetección) sea posible es necesario que entre los objetos y el sensor exista una interacción, por lo cual los tres principales elementos de un sistema de percepción remota son:

- sensor
- objeto
- flujo energético (radiación electromagnética)

Este último puede registrarse en el sensor por reflexión, emisión o por una combinación de ambas.

La luz visible es una forma de energía electromagnética, así como las ondas de radio, el calor, la radiación ultravioleta, los rayos X y las microondas. Toda esta variedad de energía electromagnética tiene propiedades comunes.

La energía electromagnética viaja a la velocidad de la luz, es decir  $3 \times 10^8$  m/s y se considera que tiene propiedades eléctricas y magnéticas, es decir que puede comportarse como un haz ondulatorio o como una sucesión de unidades discretas de energía



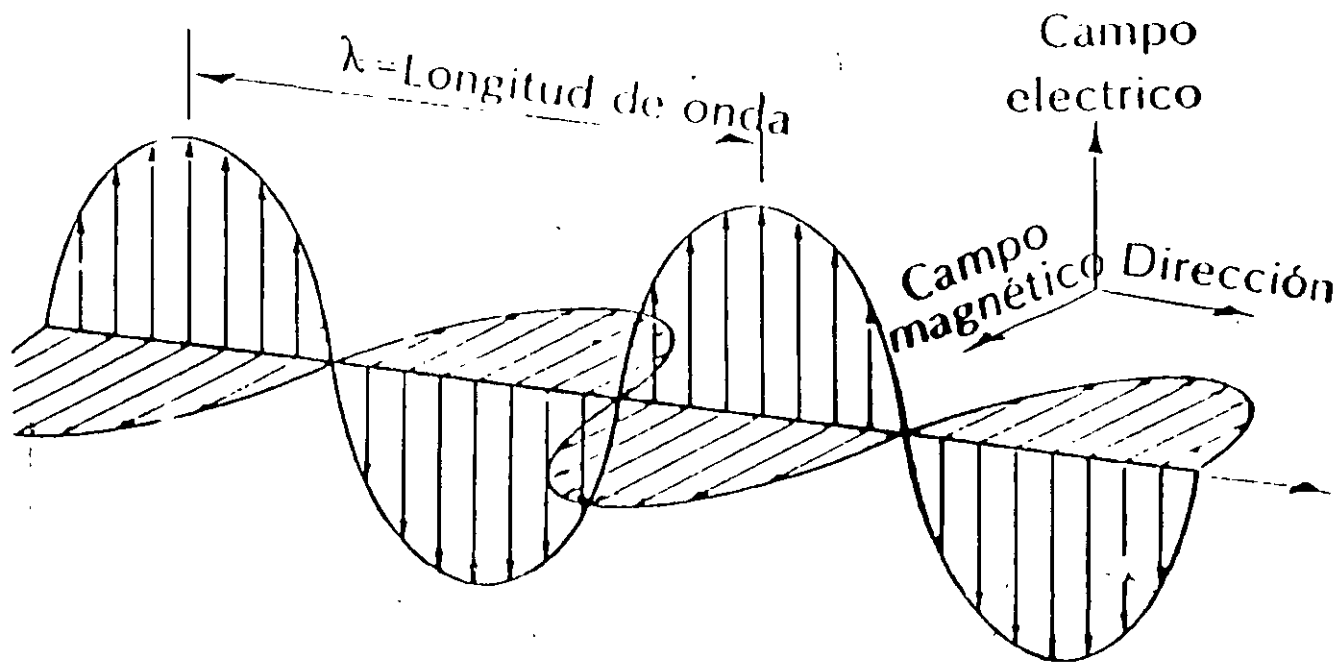


FIGURA 3.1.1.2 COMPONENTES DE UNA ONDA ELECTROMAGNETICA

con masa igual a cero (Fig. 3.1.1.2). Las características de este flujo energético pueden describirse en función de la longitud de onda ( $\lambda$ ) (distancia entre dos picos sucesivos de una onda) y la frecuencia (F) (número de picos que pasan por un punto fijo por unidad de tiempo). Estas dos propiedades se relacionan entre sí para los diferentes tipos de energía a través de la fórmula.

$$C = \lambda F$$

donde:

C = velocidad de la luz

$\lambda$  en  $\mu\text{m}$  y F en Hertzios (Hertz)

El Espectro Electromagnético (EEM) se puede describir como cualquier tipo de energía en relación a su longitud de onda y/o frecuencia, y aunque las longitudes de onda son continuas, el EEM comúnmente se divide en franjas de longitud de onda donde la energía electromagnética tiene un comportamiento similar. Tal división del EEM se muestra en la figura 3.1.1.3, donde a lo largo de un eje se marca la longitud de onda, generalmente en  $\mu\text{m}$  ( $1 \times 10^{-6}\text{m}$ ), y la frecuencia en GHz ( $10^9\text{Hz}$ ), con límites bien definidos para cada tipo de energía.

La porción visible del espectro sensible al ojo humano, va de 0.4  $\mu\text{m}$  a 0.7  $\mu\text{m}$  (azul 0.4 a 0.5  $\mu\text{m}$ , verde 0.5 a 0.6  $\mu\text{m}$  y rojo 0.6 a 0.7  $\mu\text{m}$ ); el infrarrojo cercano de 0.7 a 1.3  $\mu\text{m}$ ; las microondas a partir de  $10^5 \mu\text{m}$  (1mm), etc.

Los diversos materiales de la superficie terrestre tienen mayor o menor respuesta en cada una de las "bandas" del EEM, así como estas últimas se transmiten más o menos a través de la atmósfera.

En base a esto último, existen diversos sensores remotos (sistemas de teledetección) que registran ciertas porciones del EEM, tal como se ilustra en la Figura 3.1.1.4.

### *3.1.1.2 Bases para la interpretación*

Antes de adquirir una imagen de satélite debe definirse claramente el problema por resolver o el fenómeno por estudiar. De esa manera podrá seleccionarse la banda del espectro que mejor detecta el fenómeno, la resolución espacial requerida, la escala de trabajo y el detalle del estudio. Para ello es necesario definir claramente el objetivo del estudio y los recursos disponibles (Fig. 3.1.1.5), así como tomar en cuenta su inter-relación.

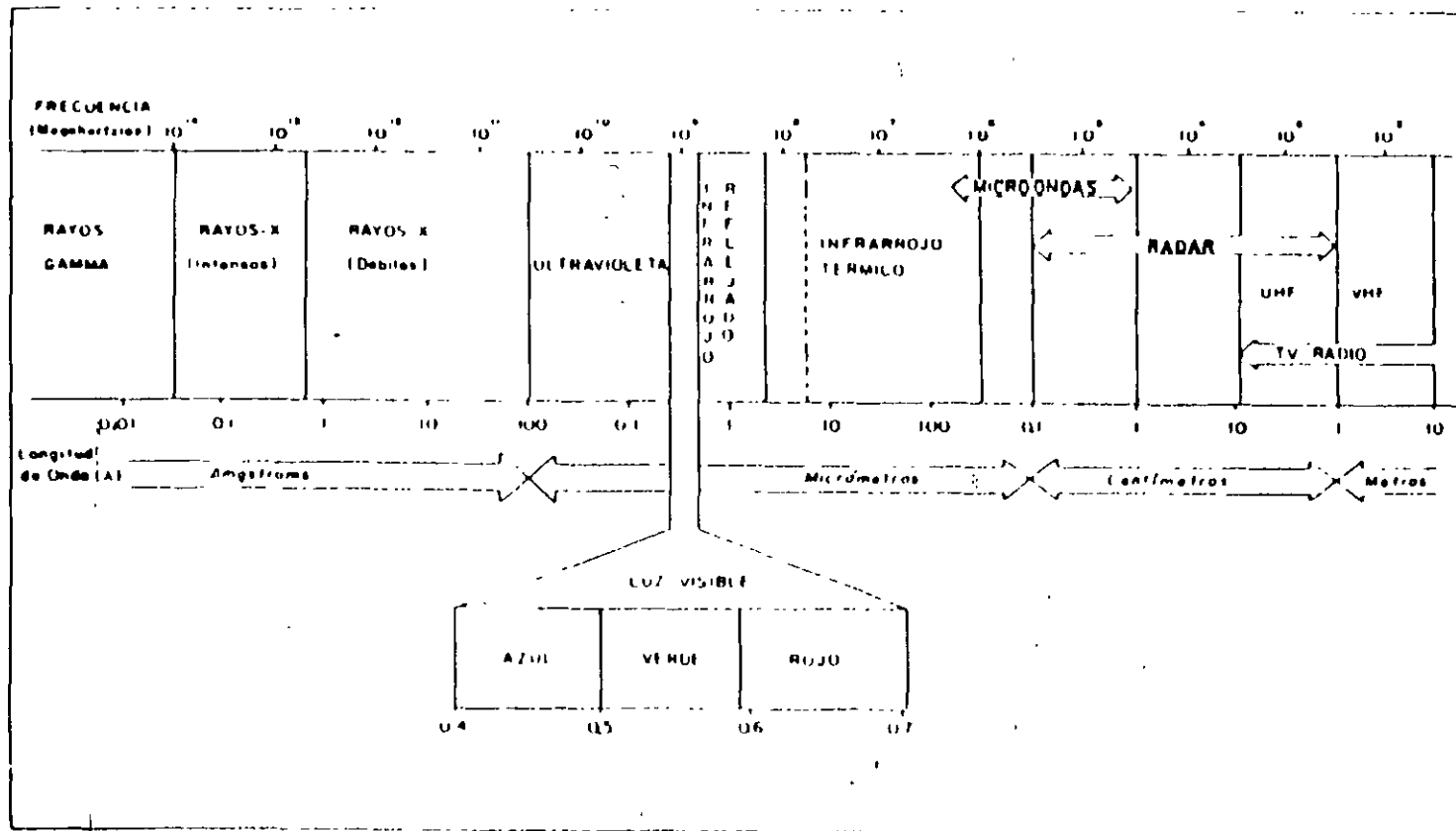


FIGURA 3113 ESPECTRO ELECTRO-MAGNETICO  
(Segun Chuvieco, 1977)

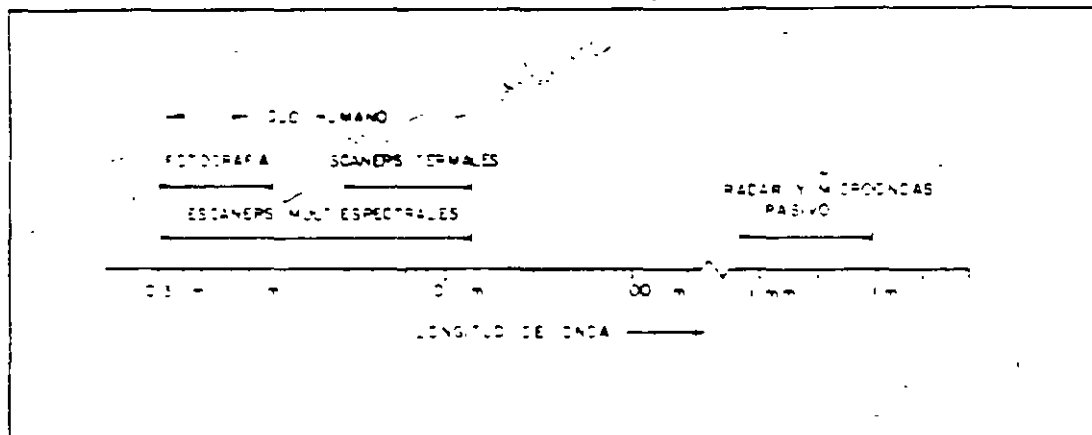


FIGURA 3.1.1 4 SISTEMAS DE REGISTRO (SENSORES REMOTOS) MAS COMUNES  
 (Segun Aronof, 1989)

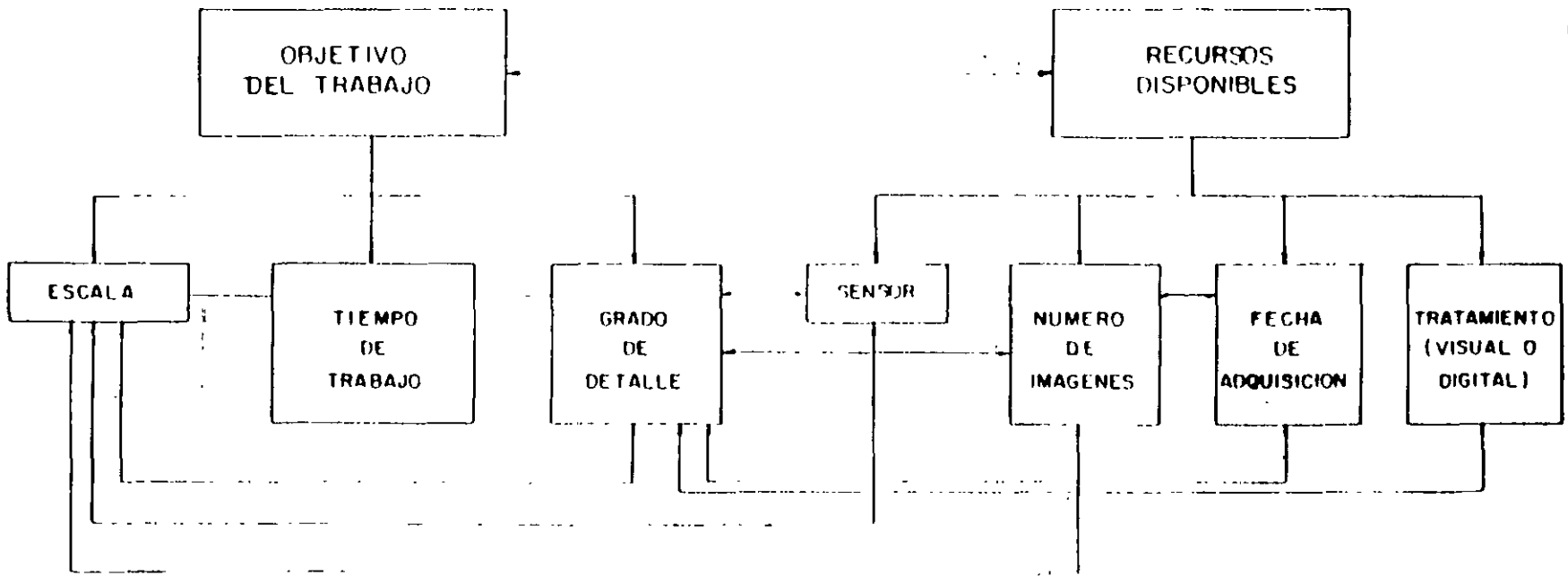


FIGURA 3.11.5 CONSIDERACIONES PREVIAS A LA ADQUISICION DE UNA IMAGEN

## **Términos y unidades.**

El flujo de energía de la superficie de la tierra hacia los sensores remotos tiene ciertas características de intensidad, sentido y dirección; por lo cual pueden definirse algunos de los términos y unidades de medida utilizados en la teledetección (Sensores Remotos):

**Energía.** Magnitud básica definida como la capacidad de realizar trabajo (Joule)

**Energía radiante** (Radiant energy). Es la energía asociada con la radiación electromagnética (Joule).

**Flujo radiante** (Radiant flux). Es la energía electromagnética radiada por unidad de tiempo (Watt).

**Densidad radiante** (Radiant flux density). Energía electromagnética radiada por unidad de volumen (Joule por metro cúbico).

**Emitancia** (Radiant exitance). Energía radiada desde una unidad de área por unidad de tiempo (Watt por metro cuadrado).

**Radiancia** (Radiance). Es la densidad radiante transmitida por unidad de ángulo sólido (Watt por metro cuadrado por estereoradian).

**Irradiancia** (Irradiance). Energía radiada sobre una unidad de área por unidad de tiempo (Watt por metro cuadrado).

**Reflectividad** (Reflectance). Relación entre el flujo de energía incidente y el reflejado por una superficie.

**Transmisividad** (transmittance). Relación entre el flujo de energía incidente y el transmitido por una superficie.

**Absortividad** (Absorptance). Relación entre el flujo de energía incidente y el que absorbe una superficie.

Estas magnitudes se usan para referirse a una longitud de onda en particular, y no a todo el espectro electromagnético, por lo que los términos descritos deben acompañarse de la palabra espectral. Por ejemplo flujo radiante espectral para una cierta longitud de onda; y de igual manera se pueden definir los demás términos.

### 3.1.1.3 Tipos de Sensores Remotos (Sistemas Espaciales de Teledetección)

El sensor remoto es uno de los tres componentes de un sistema de teledetección, los otros dos son la fuente de energía y la superficie de la tierra.

Los sensores se pueden clasificar en:

- **Activos.** Generan su propio haz de energía.
- **Pasivos.** Solo reciben la energía proveniente de una fuente exterior a ellos.

Una clasificación adicional es la que considera la forma de grabar la energía recibida:

- **Fotosensores** (pasivos). Basados en efectos fotoeléctricos, los sensores de este tipo procesan electrónicamente una carga eléctrica generada por la luz. Entre ellos se cuentan la fotografía, los sensores de barrido (scanners) y otros.
- **Sensores de microondas** (activos). Miden voltajes eléctricos de una onda electromagnética que pasa por ellos. El más utilizado es el radar.

Antes de hacer un resumen de las características de los diversos tipos de sensores remotos, es importante definir el concepto resolución, aplicable a todos los sensores, y que permite establecer el intervalo de aplicación de los diversos sistemas para resolver los diferentes problemas de ingeniería.

La resolución de un sistema es un concepto difícil de definir, sin embargo se considera como la mínima información que puede ser registrada en la imagen e implica al menos cuatro aspectos:

- **Resolución espacial.** Tamaño mínimo de los objetos que pueden ser identificados en una imagen por sus características propias.
- **Resolución espectral.** El número de bandas espectrales y el ancho de ellas que el sensor puede registrar separadamente.
- **Resolución radiométrica.** Es una medida de la sensibilidad del sensor. Es el número de niveles digitales utilizados para expresar los datos registrados por el sensor, ejemplo: la variación de colores/pixel, la agrupación de información por pixel (8,16,32: bits/pixel).
- **Resolución temporal.** Es el número de tomas o registros por unidad de tiempo.

En la Figura 3.1.1.6 se muestra un ejemplo de un sistema cualquiera (Landsat TM-Banda 1), con sus respectivas características de resolución.

En la Figura 3.1.1.7 se presenta la resolución espacial, espectral y temporal de distintos sensores.

En la tabla 3.1.1.1 se presenta un resumen de las características de los diversos sensores remotos con relación a su forma de recibir la energía procedente de diversas fuentes (activa o pasiva) y una subdivisión en relación a su forma de grabar la información recibida y algunos datos de la porción del espectro electromagnético que registran.

**TABLA 3.1.1.1**

**CARACTERISTICAS DE LOS DIVERSOS TIPOS DE SENSORES REMOTOS**

SENSORES REMOTOS				
PASIVOS			ACTIVOS	
FOTOGRAFICOS	DIGITALES	ANTENA	RADAR	LIDAR*
	DE BARRIDO (Scanners)  TUBO DE VIDICON (Semejante a la TV)	RADIOMETROS DE MICROONDAS	Emite un haz de microondas y reciben la energía reflejada.	Emite pulsos de luz polarizada y se registra de regreso con un fotodetector
PANCROMATICO (todo el espectro visible B y N)  COLOR (porción visible del espectro)  FALSO COLOR- INFRARROJO (parte del espectro visible y parte del infrarrojo cercano)  MULTIESPECTRAL (varias cámaras registrando diversas porciones del espectro)	INFRARROJO TERMICO  MSS (barrido multiespectral)  TM (Thematic mapper)	Longitudes de onda largas (1-100 mm)	Longitudes de onda entre 0.1cm y 1m.	Luz ultravioleta entre el ultravioleta y el infrarrojo cercano.

\* Light Detection and Ranging  
(Según Kobayashi, en Chuvicco, 1990)



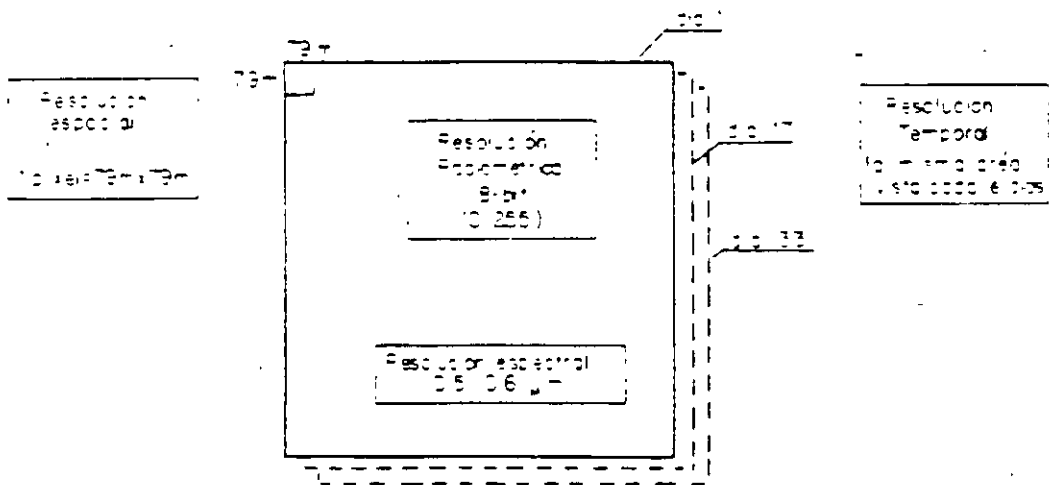


FIGURA 311.6 CUATRO TIPOS DE RESOLUCION EN IMAGENES LANDSAT TM - BANDA 1

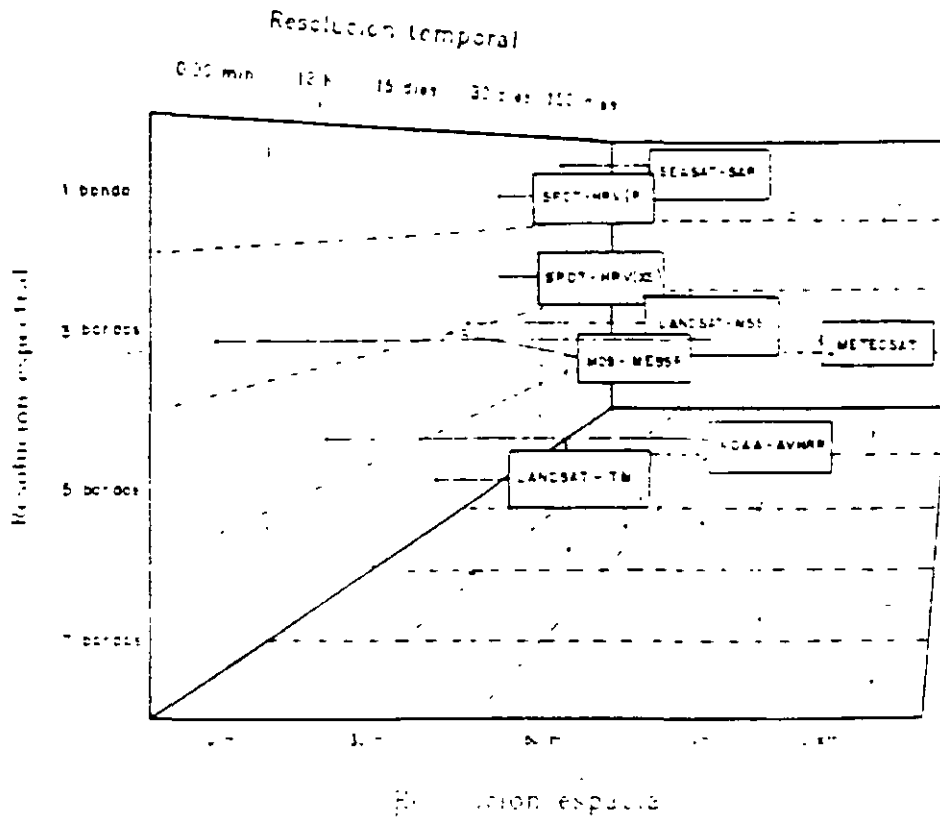


FIGURA 3.117 RESOLUCION ESPACIAL, ESPECTRAL Y TEMPORAL DE VARIOS SENSORES. (Según Chaves, 1991)

En la tabla 3.1.1.2 se presentan las siguientes características de las plataformas de teledetección espacial.

**TABLA 3.1.1.2**

**CARACTERISTICAS DE LAS PLATAFORMAS DE LOS SISTEMAS DE TELEDETECCION**

PLATAFORMA	SISTEMA DE TELEDETECCION						
	LANDSAT			SPOT		NOAA	METEOSAT (GEOESTACIONARIO)
SENSORES	MSS	VIDICON	TM	HRV SPOT-P	HRV SPOT-XP	AVHRR-NOAA	M
SISTEMA DE REGISTRO	Barrido		Barrido	De empuje Pasabroo M Scanner	De empuje Pasabroo M Scanner	Radiómetro avanzado de muy alta resolución	Barrido
COBERTURA	185 x 185km	183 x 183km	185 x 185km	60 x 60km	60 x 60km	3000 x 3000km	Hemisferio completo
RESOLUCION ESPACIAL	79 x 79m	40 x 40m	30 x 30m	10 x 10m	20 x 20m	9.1 x 1.1km	2.5 x 2.5km 5.0 x 5.0km
RESOLUCION ESPECTRAL	4 bandas		7 bandas	1 banda	3 bandas	5 bandas	3 bandas
ESTEREOSCOPIA	No	No	No	Si	Si	No	No
RESOLUCION TEMPORAL	18 días		16 días	26 días	26 días	12 horas	30 minutos

MSS - Multispectral Scanner  
 TM - Thematic Mapper  
 HRV - High Resolution Visible

NOAA - National Oceanic and Atmospheric Administration  
 AVHRR - Advanced Very High Resolution Radiometer

**Procesamiento y análisis de imágenes.**

Es posible realizar el procesamiento (tratamiento) de imágenes de manera visual o digital. Este último, aunque más caro, tiene ventajas importantes en cuanto a la versatilidad, rapidez y exactitud, que lo hacen más útil (aunque para ello se requiere "hardware" y "software" especializados). En todos los casos es necesario el trabajo de campo.

Los puntos básicos del procesamiento de imágenes son:

1. Registro
2. Forma de almacenar datos
3. Algoritmos para procesar
4. Análisis

Los tipos más comunes de procesamientos o tratamientos digitales son:

1. Restauración y corrección
  - Efectos del sensor
  - Efectos de la atmósfera
  - Referencias geográficas
  
2. Técnicas de realce
  - "Stretching"
  - Combinación de bandas
  - Uso de los colores
  - Filtrado
  - Compresión de datos
  
3. Técnicas de clasificación
  - Por densidad de corte
  - Clasificación supervisada
  - Clasificación no supervisada

### 3.1.1.4 Aplicaciones a geología y geotecnia

Las aplicaciones más comunes en la actualidad se relacionan a la geología aplicada a la prospección minera y geología con fines de investigación científica (Tabla 3.1.1.3), aunque a cada momento se abren campos de aplicación como en el caso de la geotecnia, en la que se requieren imágenes de una resolución espacial muy alta (de metros o centímetros). Para ello son útiles plataformas no espaciales, como son los globos, los aviones o helicópteros dotados de sensores de resolución espectral alta (varias bandas del espectro electromagnético).

TABLA 3.1.1.3

USOS DE SENSORES REMOTOS PARA EL MAPEO GEOLOGICO

APLICACION	CARACTERISTICAS	TIPO DE SENSOR
MAPEO GEOLOGICO REGIONAL (DELINEACION DE ESTRUCTURAS MAYORES)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Resolución media, cobertura global</li> <li>- Resolución alta, cobertura global incompleta</li> <li>- Areas cubiertas de vegetación o nubes continuamente.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- MSS</li> <li>- Fotografía multispectral</li> <li>- Radar</li> </ul>
MAPEO DETALLADO (LITOLOGIA, ESTRUCTURA, TIPO DE SUELO, DRENAJE, FALLAS DE TALUD, ETC)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Areas moderadamente grandes</li> <li>- Areas grandes</li> <li>- Areas pequeñas, mapeo detallado</li> </ul>	Fotografías aéreas <ul style="list-style-type: none"> <li>- esc. 1:100,000</li> <li>- esc. 1:50,000</li> <li>- esc. 1:10,000</li> </ul>

### *3.1.1.5 Sistemas de información geográfica*

Un Sistema de Información Geográfica (SIG) comprende el conjunto hardware-software diseñado para permitir al usuario coleccionar (capturar), administrar y analizar grandes volúmenes de datos referenciados espacialmente (geográficamente) y los atributos asociados a ellos.

El SIG puede manejar e interrelacionar varios conceptos (topografía, geología, geohidrología, vías de comunicación, geografía, tipo de suelo, localización de sondeos exploratorios, etc.) (Fig. 3.1.1.8). Puede realizar cálculos matemáticos con los datos proporcionados (curvas de igual distancia a poblados, de igual valor de anomalías mineralógicas, de igual elevación, etc) y finalmente producir mapas con referencias geográficas y leyendas apropiadas a cada caso.

Uno de los conceptos que el SIG puede manejar es la (s) imagen (es) procesada (s) y relacionarla (s) con los demás conceptos (topografía, geografía, etc), dependiendo de la aplicación requerida.

### *3.1.1.6 Fotogeología*

La recopilación de datos a partir de una exploración geológica de campo es en muchos casos verdaderamente difícil, ya sea por la inaccesibilidad del área, por su extensión o por razones económicas. Por tal motivo, la aplicación de los métodos de percepción remota, especialmente la fotogeología, pueden proporcionar una valiosa y rápida información, ya que brindan una visión mucho más amplia de la que se obtiene en campo, y en algunos casos ésta es tridimensional.

Los métodos de percepción remota posibilitan la planeación adecuada de los trabajos de campo, reduciendo en un gran porcentaje las campañas geológicas y revelando detalles y puntos de interés geológico que de otra forma conllevarían una exhaustiva exploración.

Las fotografías aéreas siguen siendo en la actualidad el método de teledetección o percepción remota más utilizado. Basan su funcionamiento en la impresión de un objeto sobre película fotosensible con el apoyo de un sistema óptico que permite controlar las condiciones de exposición.

En la tabla 3.1.1.4 se muestran a los distintos métodos de percepción remota con algunas de sus características, tales como: la escala, el grado de resolución, la geometría, el relieve la información espectral, en función de su aplicabilidad a los estudios geológico-ingenieriles. Se observa que los métodos más

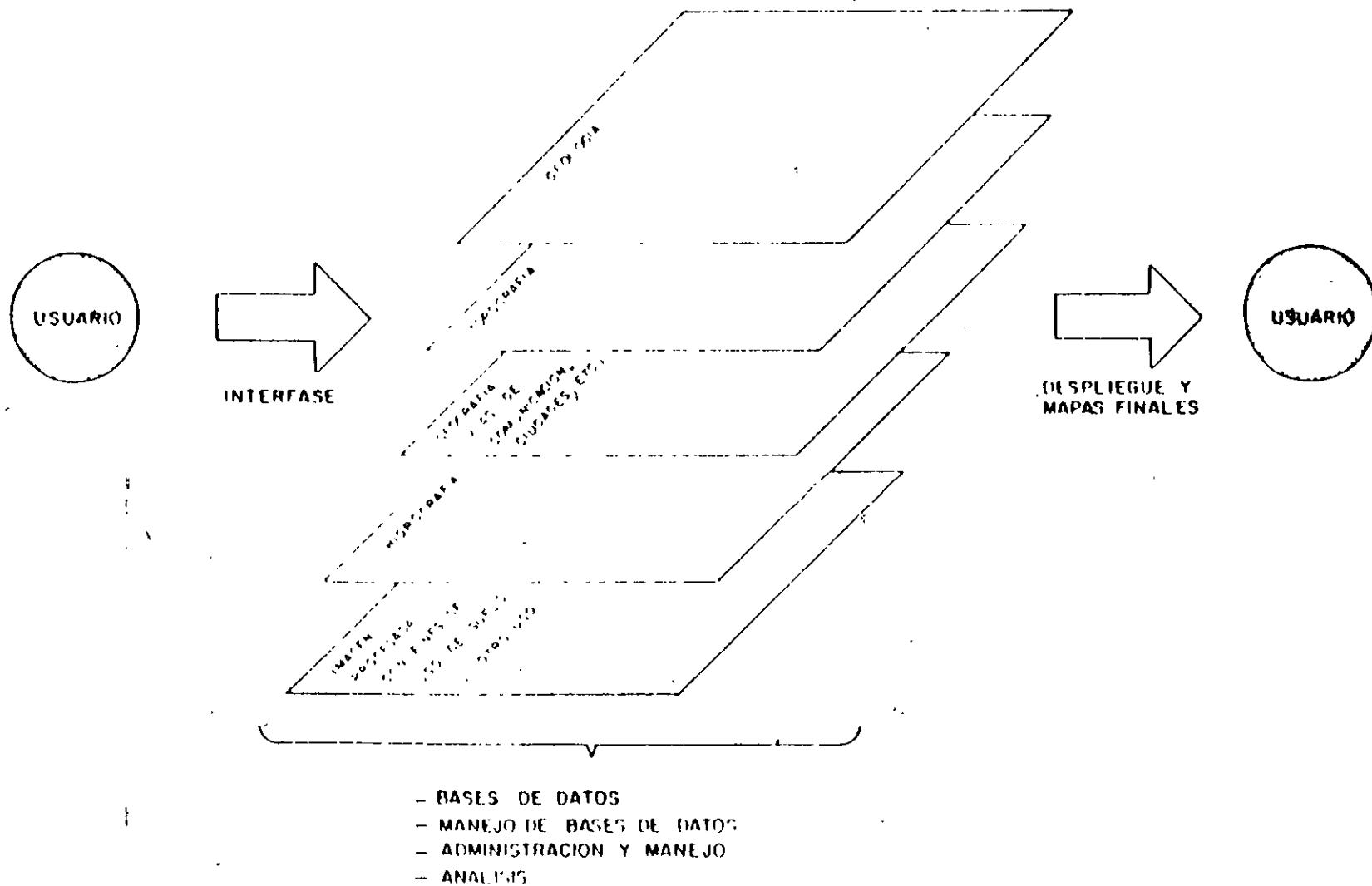


FIGURA 3.118 ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DE UN SISTEMA DE INFORMACION GEOGRAFICA

útiles a estos fines son los fotográficos, y de ellos, los mejores son la fotografía aérea y la terrestre. No obstante, la aplicabilidad de las imágenes de satélite (fotografías espaciales) es especialmente útil en los estudios de la tectónica de la corteza terrestre, por su mayor cobertura del terreno y precisión geométrica, pero presentando una menor nitidez y grado de resolución o definición.

**TABLA 3.1.1.4**

**COMPARACION DE CALIDAD ENTRE LOS DISTINTOS METODOS DE PERCEPCION REMOTA CON FINES GEOLOGICO-INGENIERILES (1).**

CARACTERIS- TICAS	FOTOGRAFIA			FOTO MULTIESPECTRAL		RADAR	TERMICA TERMOGRAFICA
	Satélite	Aérea	Terrestre	Satélite	Aérea	Aérea	Aérea
ESCALA	1:1'000,000	1:5,000 hasta 1:60,000	1:1 hasta 1:500	1:250,000 hasta 1:1'000,000	1:5,000 hasta 1:50,000	1:100,000 hasta 1:250,000	1:500 hasta 1:50,000
RESOLUCION	0	++	++	-	0	-	-
GEOMETRIA	++	++	+	++	-	0	-
RELIEVE	No es estereográfica	++	++	No es estereográfica	No es estereográfica	0	No es estereográfica
INFORMACION ESPECTRAL	0,+	+	+	++	++	-	-, 0

(Segun Foster E., 1987)

**Leyenda.**

- mala
- 0 regular
- + buena
- ++ muy buena

Como puede observarse, a las escalas más utilizadas (1:5,000 y 1:50,000) les corresponde una resolución de 25cm y 2.5m respectivamente. Es decir, que sería la distancia mínima inferida (medida) a través de la fotografía aérea. Para las fotografías de satélite la resolución varía de 10 a 20m (1).

Diversos autores (R. G. Ray, 1960; V. C. Miller, 1961; J. A. E. Alum, 1966; E. Wing 1967) definen a la fotogeología como la técnica que nos lleva a utilizar las fotografías aéreas para obtener información geológica, identificando e interpretando los rasgos, colores y tonalidades de la superficie terrestre, mostradas en las imágenes fotográficas.

(1) En este apartado no se tratan los métodos fotográficos estereoscópicos utilizando fotografías terrestres, no obstante su gran utilidad, especialmente en la etapa de proyectos en construcción. Para mayor información ver Prouss, 1974 y Reingers, 1976.

Las fotografías aéreas (Fig. 3.1.1.9) son aquellas tomadas desde el aire hacia la superficie del terreno, ya sea desde un avión, avioneta o helicóptero, pudiendo utilizar equipos comunes y películas ordinarias o infrarrojas, las cuales captan las longitudes de onda visibles (entre 0.4 y 9.7 $\mu$ m) y en el infrarrojo cercano, respectivamente.

Hay dos tipos de fotografías aéreas, las verticales y las oblicuas.

Las fotografías verticales son aquellas tomadas con el eje óptico en ángulo recto con respecto a la superficie del terreno. Este tipo de fotografías, llamadas fotografías nadir, tienen la característica de que en ella concuerdan el punto medio de la fotografía con el punto medio de la superficie.

Resulta casi imposible que todas las fotografías aéreas verticales sean de tipo nadir, por tal motivo se acepta que el eje óptico de la lente de la cámara incida hasta con una tolerancia de 3° sobre la superficie terrestre.

Las fotografías aéreas oblicuas son aquellas cuyo eje óptico se inclina sistemáticamente sobre la superficie terrestre formando ángulos mayores a los 20°. Estas a su vez se dividen en fotografías oblicuas altas, las que muestran el horizonte aparente y en oblicuas bajas cuando no se muestra el horizonte.

#### a) Ventajas de los estudios fotogeológicos

- Proporcionan una rápida y primera aproximación del modelo geológico regional del área.
- Brindan una visión mucho más amplia de la que puede ser observada en campo, además de que esta puede ser en algunos casos tridimensional.
- Permite la percepción de rasgos y fenómenos geológicos de zonas inaccesibles.
- Reducen la duración y costos de los trabajos de campo, ya que permiten elaborar una eficiente planeación de los mismos.
- Revelan detalles y puntos de interés geológico que de otra forma conllevarían una exhaustiva exploración.
- Registran lineaciones e identifican rasgos tectónicos de gran escala.
- Permiten mediciones tectónicas exactas, especialmente en zonas montañosas o pantanosas.



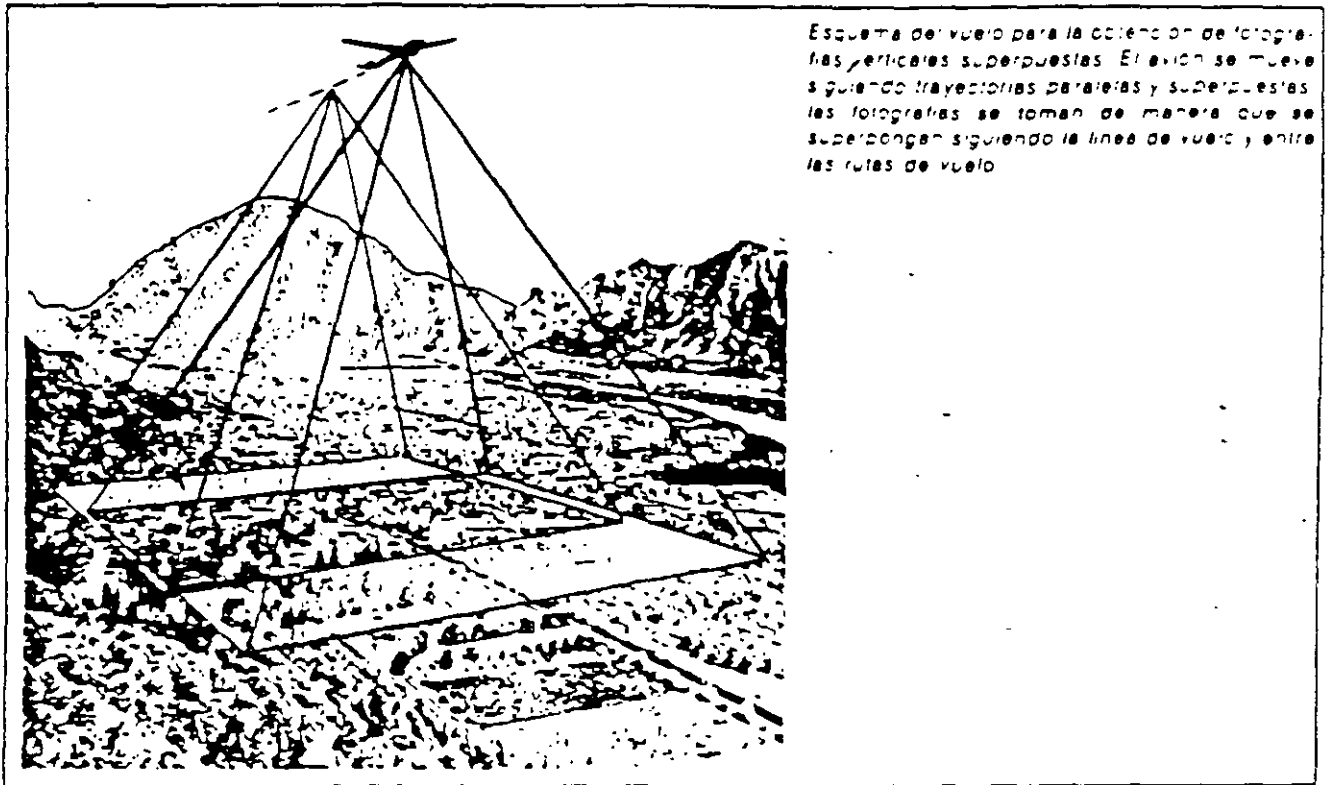


FIGURA 3119 ESQUEMA DE LA TOMA DE FOTOGRAFÍAS AERIAS VERTICALES CON SOBREPOSICION

- Continuidad de contactos geológicos y cartografiado de sistemas de fracturamiento y plegamiento.
- Cartografiado y delimitación de zonas homogéneas.

### *b) Principios básicos de la fotogrametría*

**FOTOGRAMETRIA.** El método para determinar la forma y dimensiones de un objeto por medio de la fotografía, se basa en el estudio de dos fotografías de un mismo objeto tomadas desde puntos diferentes (ver Fig. 3.1.1.9) y aplicando a ellas las reglas de la geometría descriptiva.

La fotogrametría estereoscópica, o de paralajes, considera dos fotografías tomadas en un mismo plano, pero separadas por una distancia cualquiera, tanto más grande sea la distancia mayor será la percepción del relieve que se busca. A este tipo de fotografías se les denomina par estereoscópico.

**ESCALA DE UNA FOTOGRAFIA AEREA VERTICAL.** Para que una fotografía pueda ser un objeto de medición es necesario en primer lugar calcular su escala. Una vez que esta se conoce puede determinarse el tamaño real de cualquier objeto en la fotografía con un grado de precisión aceptable.

- Si no se conoce la altura de vuelo, ni la distancia total de la cámara, la escala puede determinarse comparando la longitud de un objeto conocido en el terreno con su longitud en la fotografía.

$$\text{escala} = \frac{\text{longitud del objeto en la foto}}{\text{longitud real}}$$

- Si se conocen la altura de vuelo y la distancia focal, la escala puede calcularse entonces por la fórmula

$$\text{escala} = \frac{f}{d}$$

en donde  $f$  es la distancia focal del objetivo de la cámara y  $d$  es la distancia entre el avión (la altura de vuelo - elevación media del terreno) y la superficie terrestre.

En la Figura 3.1.1.10 se representa a una fotografía aérea con sus marcos de recuadro y datos auxiliares.

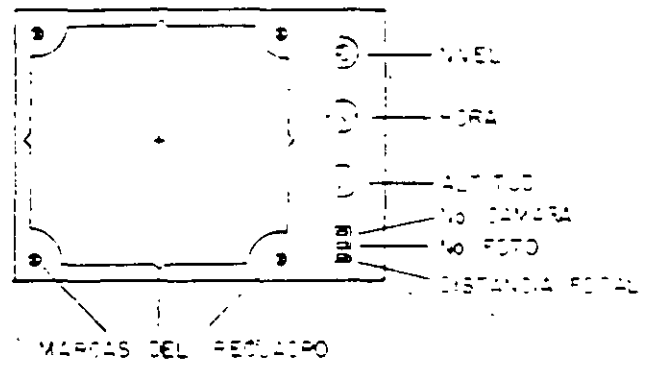


FIGURA 3.1.1.0 DATOS Y MARCAS DE APOYO DE UNA FOTOGRAFIA AEREA TIPICA. (Según Fecker, 1967)

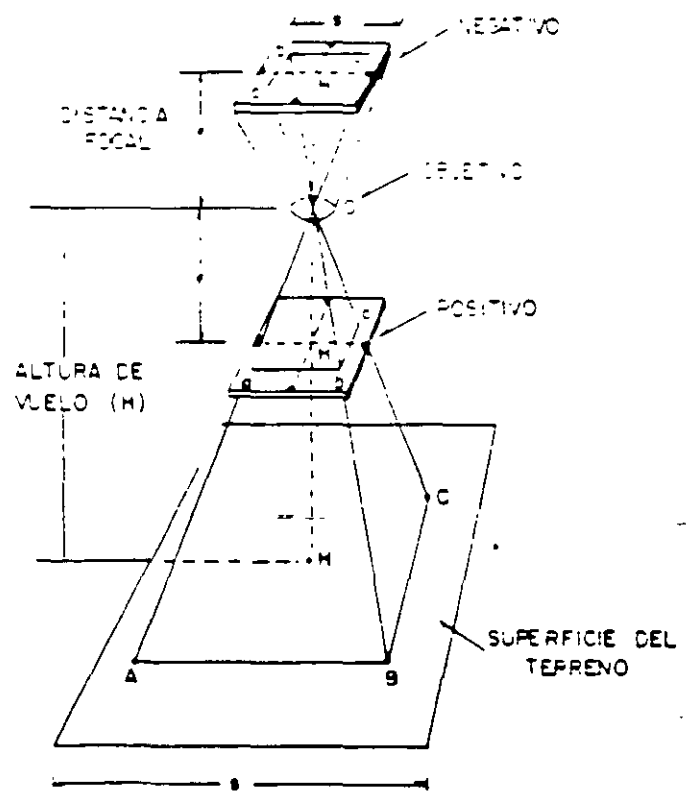


FIGURA 3.1.1.11 RELACION GEOMETRICA ENTRE LAS SUPERFICIES DEL TERRENO

En la Figura 3.1.1.11 se presentan las relaciones geométricas en la superficie del terreno y la fotografía aérea (positivo).

**OBTENCION DE UNA VISION TRIDIMENSIONAL A PARTIR DE UN PAR FOTOGRAFICO BIDIMENSIONAL.** Los requisitos que se deben cumplir para obtener una visión tridimensional a partir de una serie de fotografías aéreas verticales son los siguientes:

1. De una serie de fotografías se deben utilizar dos fotos consecutivas, de tal modo que la fotografía del lado derecho se observe con el ojo derecho y la fotografía del lado izquierdo con el ojo izquierdo.
2. Las fotografías deben reproducir una misma área con un 60% de superposición.
3. La dirección del eje de la cámara (eje focal) para las distintas fotografías debe ser paralela o con una tolerancia no mayor a  $4^\circ$  (Fig. 3.1.1.12).
4. La relación de la longitud de base fotográfica B con respecto a la altura de vuelo h (relación base-altura) debe ser de  $1/2$  a  $1/10$ .
5. La escala de ambas fotografías debe ser más o menos la misma.

Ya que el efecto estereoscópico a simple vista es difícil de obtener, se utilizan comúnmente estereoscópios de bolsillo o de espejos, en el mejor de los casos.

Para ello es necesario orientar y juntar el par fotográfico en forma adecuada antes de poder ser observados a través del estereoscópio elegido.

**PASOS EN LA ORIENTACION Y COLOCACION DE UN PAR FOTOGRAFICO PARA SER OBSERVADO CON EL ESTEREOSCOPIO.**

1. Colocar las fotografías una junto a la otra, de tal forma que al sobreponerse se cubran los mismos objetos, garantizando que el ojo derecho observe la fotografía derecha y el izquierdo la fotografía izquierda (Fig. 3.1.1.13a).

Las fotos yacen paralelamente a la línea de vuelo. Con los números de fotografías se pueden también determinar la dirección de vuelo (Fig. 3.1.1.13b).

2. Con la ayuda de las marcas del recuadro de la fotografía (marcas fiduciarias) se determinan los centros de ambas fotografías H1 y H2, marcándose en cada una de ellas (Fig. 3.1.1.13c).
3. Recíprocamente se marcan los puntos H'1 y H'2 en las fotografías correspondientes (Fig. 3.1.1.13d).
4. La línea de unión de los puntos H1 y H'2, así como la que pertenece a H2 y H'1, se marcan en la margen de las fotografías (línea de vuelo), de tal modo los cuatro puntos quedan alineados sobre una sola línea, que representa la línea de vuelo (Fig. 3.1.1.13c).
5. Se desplazan las fotografías respetando la línea de vuelo común, hasta una distancia de 21 a 26cm, medida a partir de un punto sobresaliente a ambas, o 6.5cm, dependiendo del tipo de estereoscópio que sea utilizado (Fig. 3.1.1.13e y 13d).
6. Por último, se coloca el estereoscópio sobre el par fotográfico, de tal modo que la línea de vuelo y el plano visual queden paralelos (Fig. 3.1.1.14 y 3.1.1.15).

### *c) Bases para la interpretación.*

Para obtener un análisis cualitativo general del contenido de las fotografías aéreas se recomienda prestar especial atención a: los cuerpos tabulares (estratificación), formas del relieve, red de drenaje y rasgos culturales.

En las fotografías aéreas estos elementos son diferenciables gracias a los distintos tonos de grises que presentan, estructura, textura y formas topográficas respectivas (geomorfológicas).

La interpretación semicuantitativa de las fotografías aéreas se basa en una sólida formación geológica del fotointerprete para poder establecer las relaciones morfológicas y geológicas, así como también, con una serie de visitas de campo que complementen y garanticen la información.

Dentro de las características típicas por medio de las cuales se pueden hacer deducciones e inferencias sobre el tipo de roca del subsuelo son:

- densidad de drenaje
- relieve de la superficie del terreno.

La densidad de drenaje se define como la relación que existe entre la longitud (L) de todos los arroyos de una cuenca y el área (A) de su superficie.

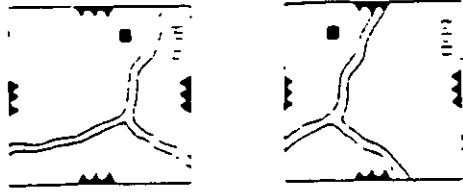


FIGURA b

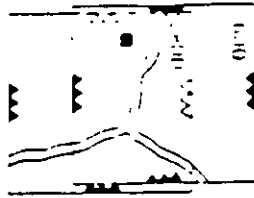


FIGURA c

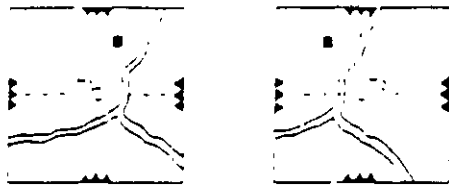


FIGURA d

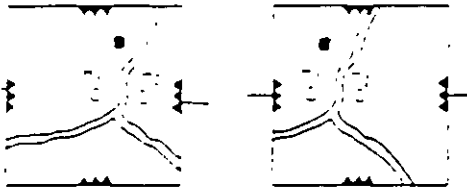


FIGURA e

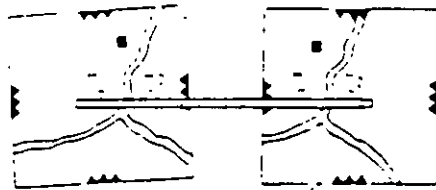


FIGURA f

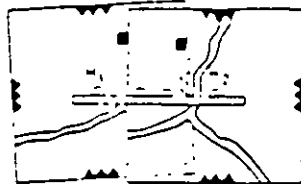


FIGURA 3.11.13 PASOS EN LA COLOCACION DE UN PAR ESTEREOSCOPICO Y OBTENCION DE LA LINEA DE VUELO. (Según Fecker, 1987)

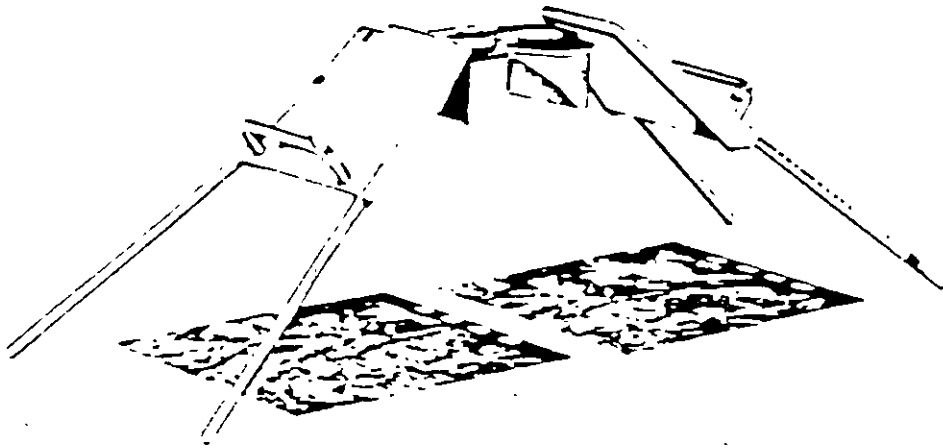


FIGURA 3 1114 COLOCACION DEL ESTEREOSCOPIO DE ESPEJOS DE MARCA CARL - ZEISS.

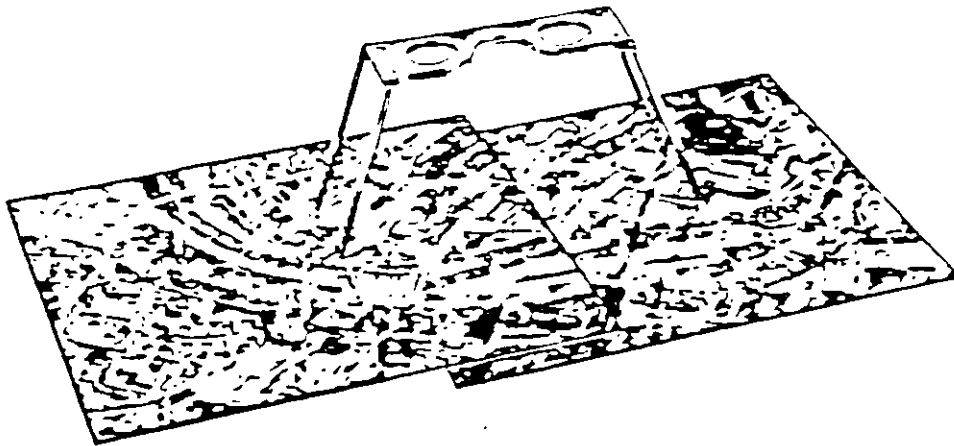


FIGURA 31115 ESTEREOSCOPIO DE BOLSILLO DE LA MARCA CARL - ZEISS.

La densidad de drenaje (D), se obtiene de  $D = \frac{\Sigma L}{A}$

Con el simple análisis de la densidad de drenaje se hacen evidentes diferencias litológicas. El análisis del drenaje perenne e intermitente, es un indicador de la naturaleza de las rocas del subsuelo (Figura 3.1.1.16). El relieve de la superficie del terreno también es un indicador de la naturaleza de las rocas del subsuelo. Como se presenta en la Fig. 3.1.1.17 para una región determinada la diferencia máxima del relieve (Hmax) y su relación longitudinal (L) da el comportamiento del relieve (R)

$$R = \frac{H_{max}}{L}$$

Este comportamiento del relieve es un indicador de la intensidad de los procesos erosivos en las áreas analizadas. Algunos autores (Schumm, 1956) han encontrado buenas correlaciones entre el acarreo por unidad de área y el comportamiento del relieve (R).

Si se realiza el producto de la diferencia del relieve (Hmax) y la densidad del drenaje (D), se obtiene un índice adimensional de aspereza o rugosidad. Este índice puede servir entre otras cosas para clasificar las formas del relieve en la construcción de carreteras.

#### *d) Aplicaciones de los estudios fotogeológicos.*

Los estudios de fotogeología tienen una amplia gama de aplicaciones relacionadas con la geología aplicada a la ingeniería civil; a continuación se presenta una relación de las aplicaciones en diferentes actividades:

##### Agua subterránea

- Afloramiento y estructura de acuíferos
- Manantiales y cascadas
- Zonas de fracturamiento
- Fuentes de contaminación
- Sitios potenciales de recarga del acuífero
- Terrenos permeables, como arenas y gravas

##### Bancos de Préstamo de materiales

- Localización de bancos de arena, grava y arcilla, etc. y rutas de acceso.



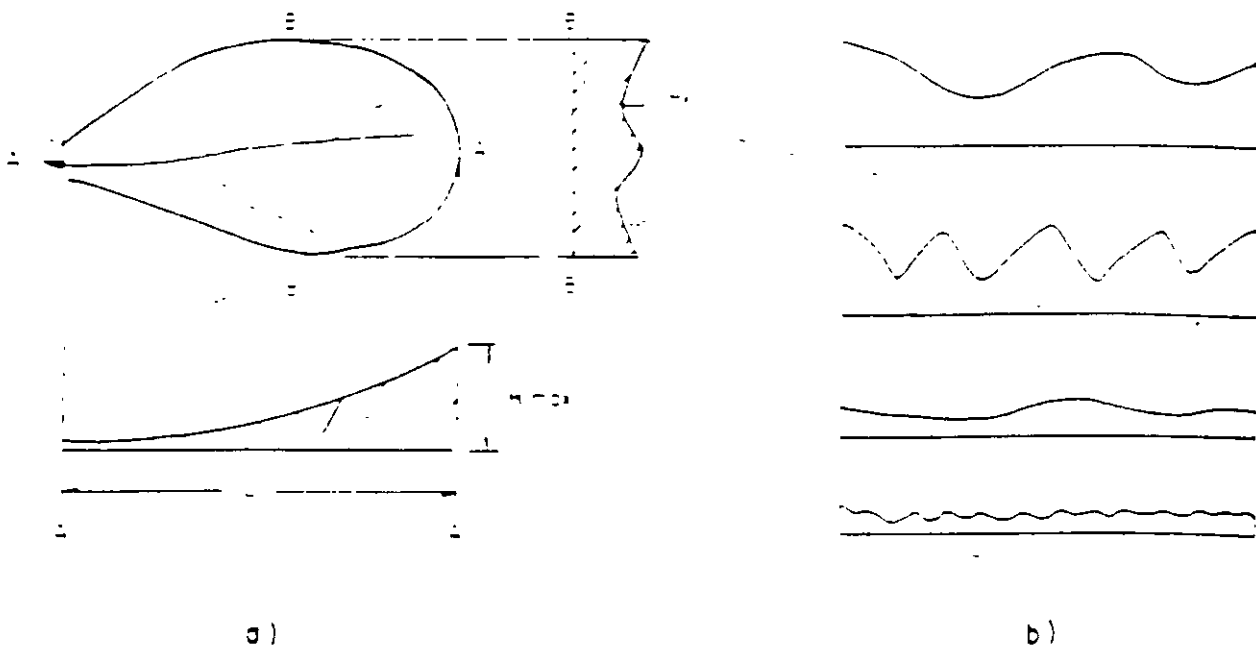


FIGURA 31117 DETERMINACION DEL COMPORTAMIENTO DEL RELIEVE (R) Y DEL INDICE DE RUGOSIDAD O ASPEREZA (U), A PARTIR DE LA DENSIDAD DE DRENAJE (D): (Según Fecker, 1937)

a) DENSIDAD DE DRENAJE  $D = \frac{L}{A}$

L = LONGITUD TOTAL DE LA RED FLUVIAL

A = SUPERFICIE DE LA CUENCA

b) INDICE DE RUGOSIDAD

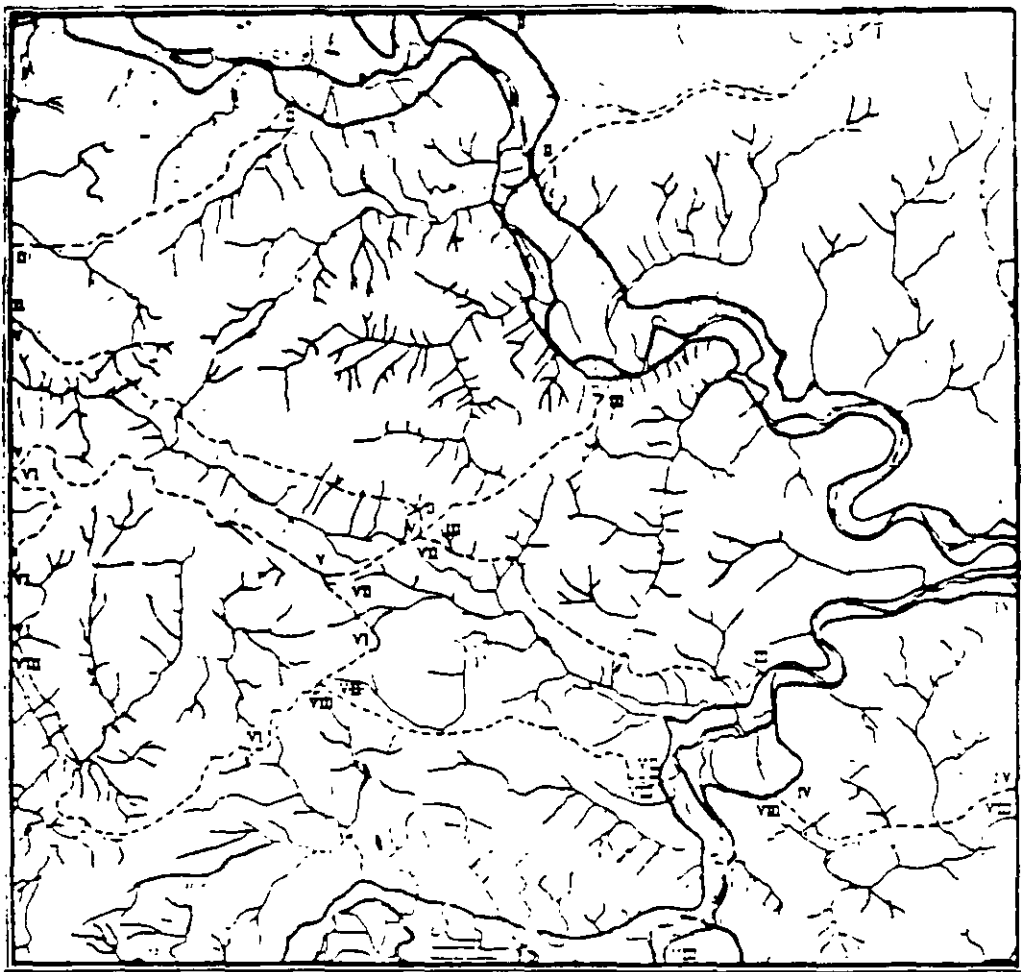


FIGURA 3.1.16 CARTOGRAFIADO DE AREAS HOMOGENEAS EN FUNCION DE SU RED DE DRENAJE (Según Fecker, 1967)

Red de drenaje en el área de un drenaje principal formado por valles en forma de cofre. La diferencia en el ancho de los valles infiere la presencia de rocas distintas. las conclusiones que se obtienen de la red de drenaje perenne y de los valles secos se muestra en la tabla inferior. Los valles secos se encuentran marcados en forma punteada.

### FOTOINTERPRETACION DE LA FIGURA

Región No	I	II	III	V	VI	VII	VIII
*A* Red de drenaje perenne	Muy pocas arroyos, ramificaciones aisladas	Red de drenaje con algunas bifurcaciones	Muy pocas arroyos con muy pocas ramificaciones en la red de drenaje	Red de drenaje ramificada. Los arroyos son cortos y desembocan en ramificarse a la corriente principal	Muy pocas arroyos que se pierden en karst	Red de drenaje muy ramificada	Red de drenaje ramificada
*B* Red de valles secos (intermitente)	Muchos valles secos con una longitud semejante y muchas ramificaciones	Muchos y pequeños valles secos que se bifurcan de vez en cuando y que se encuentran integrados a la red de drenaje	Muchos valles secos, con muchas ramificaciones y algunas de gran longitud	Muchos y pequeños valles secos, que en su mayoría desembocan directamente al arroyo principal	Existen grandes de valles secos con una longitud promedio semejante	Ausencia de valles secos, subsuelo impermeable	Pocos valles secos, cortos y desembocan sin bifurcarse a la red de drenaje.
de A y B	Calizas, areniscas	Areniscas	Calizas, areniscas	Areniscas	Calizas y areniscas	Margas	Areniscas

## Erosión

- Areas de viento y erosión
- Areas de deforestación excesiva
- Erosión litoral o costera

## Drenaje

- Límites de las cuencas de captación
- Areas con drenaje superficial
- Zonas expuestas da inundaciones
- Delimitación de terrenos pantanosos
- Arroyos, perennes o intermitentes y valles secos
- Migración de meandros
- Estudios para el control de avenidas
- Predicción de efectos en caso de obstrucciones propuestas
- Gradiente de corrientes y anchura, aguas someras

## Estabilidad

- Detección de fallas activas
- Inestabilidad de laderas con movimiento de reptación
- Zonas cársticas
- Deslizamientos por gravedad
- Zona de derrumbes
- Flujos de lodo
- Suelos blandos potencialmente inestables

## Reconocimiento de suelos

- Determinación del tipo principal de suelo y fronteras
- Permeabilidad relativa y cohesión

## Almacenamientos y presas

- Geología de la cuenca de inundación y boquilla, incluyendo clasificación de la permeabilidad del terreno.
- Estudios de impacto ambiental del área
- Patrones de fracturamiento y fallas
- Areas factibles de irrigación

## Vías terrestres

- Proyección del trazó más adecuado
- Condiciones del terreno en las mejores alternativas
- Localización de puentes, túneles y cortes
- Planeación de rutas a través de zonas urbanas

En la tabla 3.1.1.5 se presenta la aplicación de los distintos métodos de percepción remota en las diferentes etapas de un proyecto.

TABLA 3.1.1.5

APLICABILIDAD O UTILIDAD DE LOS DIFERENTES TIPOS DE FOTOGRAFIAS EN LAS DISTINTAS ETAPAS DE PROYECTO.

ETAPA DEL PROYECTO	ESCALA DEL MATERIAL	FOTOGRAFIAS		
		satélite	Aérea	Terrestre
ANTEPROYECTO	1:10,000	-/0	++	-
	hasta 1:50,000	-	++	-
RECONOCIMIENTO	1:1,000	-	++	0
	hasta 1:10,000	-	++	0
DETALLE	1:100	-	0+	+
	hasta 1:5,000	-	0+	+
SUPERVISION DE OBRA	1:100	-	-	++
	hasta 1:1,000	-	-	++
OPERACION	1:100	-	-	+
	hasta 1:1,000	-	-	+

(Segun Fozar, E., 1984)

Leyenda:  
 - no utilizable  
 0 utilidad limitada  
 + útil  
 ++ muy útil

### 3.1.2 GEOFISICA

En fascículo por separado del Capítulo 4 de este manual se hace una amplia descripción de los distintos métodos geofísicos: sísmico, eléctrico, magnético, electromagnético, gravimétrico, georadar y radiométrico, tanto en sus principios físicos, como en sus aplicaciones y limitaciones.

De gran ayuda resulta la aplicación de algunos métodos geofísicos en los estudios previos a la construcción de presas (sísmico y eléctrico), vías terrestres (sísmico), obras subterráneas (sísmico, eléctrico y microgravimétrico), obras portuarias (sísmico y radar) y edificaciones varias.

La investigación con métodos geofísicos es útil en los estudios de prefactibilidad y factibilidad, y representa por lo general una economía en tiempo y en costo de realización. Sin embargo, no se debe perder de vista que los métodos indirectos no substituyen a los métodos directos, sino que deben considerarse complementarios y proporcionan además información sobre las características físicas de los materiales.

En las tablas 3.1.2.1, 3.1.2.2 y 3.1.2.3 se presentan las principales características y utilidad de los métodos de exploración geofísicos más utilizados en la geotécnica.

LA 3.1.2.1

**METODOS DE EXPLORACION GEOFISICA APLICADOS EN LA GEOTECNIA  
(METODOS SISMICOS)**

MODALIDAD	PRINCIPIOS FISICOS	INFORMACION OBTENIDA (PROPIEDAD)	APLICACION	GENERALIDADES	RESTRICCIONES
REFRACCION (Terrestre y Marina)	Generar ondas elásticas en el subsuelo, tomando como arribos las ondas refractadas o reflejadas según el caso	<ul style="list-style-type: none"> <li>Velocidad de propagación de ondas elásticas tipo P y S</li> <li>Espesores de unidades sísmicas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Zonas de alteración</li> <li>Compacidad de materiales</li> <li>Arabilidad y dragabilidad</li> <li>Grado de fracturamiento</li> <li>Zonas de limpia y/o despalme</li> <li>Rellenos y/o acarreos</li> <li>Propiedades elásticas-dinámicas</li> <li>Configuración de estructuras en el subsuelo.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Se generan ondas elásticas por explosión, vibración y/o golpes</li> <li>Puede usarse bajo el nivel del mar.</li> <li>Bajo costo.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Siempre <math>V1 &lt; V2 &lt; V3 &lt; V4</math></li> <li>Para profundidades someras 10 a 30m.</li> </ul>
REFLEXION (Terrestre y Marina)				<ul style="list-style-type: none"> <li>Son ondas generadas por explosión, vibración y/o golpes.</li> <li>Define estructuras complejas.</li> <li>Profundidades mayores, de 50-100m.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Costos de operación elevados.</li> </ul>
PERFILES ACUSTICOS	Reflexión de ondas sísmicas	Impedancia acústica	<ul style="list-style-type: none"> <li>Definir la compacidad en los estratos del subsuelo marino</li> <li>Contactos de depósitos litorales-roca.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Estructuras del subsuelo marino.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Condiciones de ubicación y navegación.</li> <li>Profundidad.</li> <li>Frecuencia de operación.</li> </ul>
PRUEBAS SONICAS	Generación de ondas elásticas ultrasónicas.	Velocidades de propagación de las ondas elásticas tipo P y S.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Determinación de parámetros elásticos-dinámicos en muestras de roca en laboratorio.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Pruebas de laboratorio y/o pequeños afloramientos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Representatividad de los resultados, en condiciones generales, del macizo rocoso.</li> </ul>
POZOS	CROSS-HOLE	Generar y detectar ondas sísmicas en dos o mas pozos a la misma profundidad.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Determinar los parámetros elásticos-dinámicos a lo largo del pozo a nivel macizo rocoso.</li> <li>Zonificaciones de horizontes de baja y alta velocidad.</li> <li>Determinar zonas anómalas entre dos pozos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Se requiere de dos o mas pozos a una misma profundidad y además.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Uso de explosivo y/o dispositivo electromecánico para generar el impulso sísmico.</li> </ul>
	DOWN-HOLE	Generar ondas sísmicas en superficie y recibirla dentro de un pozo.		<ul style="list-style-type: none"> <li>Se requiere solo de un pozo además con PVC.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Poco espesor de la capa superficial.</li> </ul>
	UP-HOLE	Generar una onda sísmica dentro de un pozo y recibirla en superficie			<ul style="list-style-type: none"> <li>Uso de explosivo para generar el impulso sísmico.</li> </ul>
	TOMOGRAFIA SISMICA	Generar ondas sísmicas y recibirlas en otro pozo en una serie de detectores		Velocidad de ondas P y S en cada unidad.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Se requiere de dos pozos además con PVC.</li> </ul>

TABLA 3.1.2.2

METODOS DE EXPLORACION GEOFISICA EN LA GEOTECNIA  
(METODOS ELECTRICOS)

MODALIDAD		PRINCIPIOS FISICOS	INFORMACION OBTENIDA PROPIEDAD	APLICACION	GENERALIDADES	RESTRICCIONES
Sondeos Electricos Verticales	Schlumberger	Generar un campo eléctrico, midiendo la corriente de entrada y el campo potencial a través de la diferencia de potencial.	Resistividad eléctrica de las diferentes unidades, así como su posición	<ul style="list-style-type: none"> <li>Zonas de alteración y fracturamiento.</li> <li>Estructuras del subsuelo.</li> <li>Nivel freático.</li> <li>Arcuosidad.</li> <li>Aguas subterráneas.</li> <li>Zonas de baja resistividad.</li> <li>Grado de agresividad de suelos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ideal para terrenos poco accidentados topográficamente.</li> <li>Facilidad de ejecución procesado e interpretación</li> <li>Variación de la resistividad principalmente en el sentido vertical.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Poca penetración en zonas de poco contraste resistivo</li> <li>No aplicable en zonas totalmente saturadas y/o salinas.</li> <li>Para grandes profundidades requiere de equipo y consideraciones especiales.</li> </ul>
	Wenner	Obteniendo la resistividad eléctrica aparente.				
Calicatas Electricas	Dipolo-Dipolo	Se genera un campo eléctrico en el subsuelo midiendo la corriente eléctrica que se inyecta así como el potencial generado.	Se mide la resistividad aparente a manera de perfil continuo	<ul style="list-style-type: none"> <li>Detección de anomalías laterales.</li> <li>Arcidentes estructurales.</li> <li>Detección de cavidades.</li> <li>Grado de fracturamiento.</li> </ul>	Medición de la resistividad en el sentido horizontal y vertical a manera de perfil continuo y a profundidad constante.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Profundidad de investigación y función del tamaño de la anomalía a definir.</li> <li>Profundidad somera.</li> </ul>
	Polo-Dipolo					
	En bloques					
Polarización inducida		Inducción de campo eléctrico midiendo capacidad de retener carga eléctrica que tienen los materiales del subsuelo.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Cargabilidad real y profundidad.</li> <li>Resistividad</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Detección de horizontes arcillosos.</li> <li>Acuíferos con problemas de salinidad</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Se aplica en combinación con un estudio de resistividad.</li> <li>Sus variantes en arreglos pueden ser los mismos que para resistividad</li> </ul>	No recomendable para condiciones de resistividad alta o heterogénea.
Potencial natural		Medición del campo potencial natural que poseen todos los materiales del subsuelo.	Potencial natural	<ul style="list-style-type: none"> <li>Zonas de fracturamiento.</li> <li>Contactos verticales.</li> <li>Corrosión de tuberías.</li> <li>Filtraciones de agua</li> </ul>	Se pueden hacer los levantamientos usando arreglos normales, gradientes en perfiles, etc.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Es muy importante la polaridad y orden de medición.</li> <li>Factores ambientales.</li> </ul>

**TABLA 3.1.2.3**

**METODOS DE EXPLORACION GEOFISICA APLICADOS EN LA INGENIERIA CIVIL  
(OTROS METODOS)**

MODALIDAD		PRINCIPIOS FISICOS	INFORMACION OBTENIDA PROPIEDAD	APLICACION	GENERALIDADES	RESTRICCIONES
R E G I S  T R O S  D E  P O Z O S	Registros eléctricos	Generación de un campo eléctrico midiendo resistividad eléctrica.	- Resistividad  - Potencial natural	Estructura del subsuelo y presencia de agua subterránea.	- Valores de resistividad a lo largo del pozo. - Contactos litológicos	- Necesario correr como pozo sin ademar y con lodo.
	Registros sísmicos	Generación de ondas elásticas	- Velocidad de las ondas tipo P y S	- Propiedades dinámicas de corto alcance.	- Uso de frecuencia ultrasónicas para generar impulsos sísmicos	- Principalmente para pozos en roca.
	Registros de reflexión	Generación de ondas elásticas		- Dureza y estructura en las paredes de pozo.		- Su uso es para un entorno del pozo.
	Registros radioactivos	Inducción de radioactividad.	- Densidad y saturación.	- Propiedades del suelo.	- Correlaciones con otras mediciones.	- Poco uso en la ingeniería civil.
Magnetometría		Medición del campo magnético terrestre.	- Susceptibilidad magnética.	- Minería. - Geohidrología.	- Susceptible a cambios magnéticos de los diferentes materiales del subsuelo.	- Aplicación restringida en la geotecnia.
Gravimetría		Medición del campo gravitacional.	- Variación de densidad.	- Exploración petrolera. - Minería. - Geohidrología. - Geotécnica.	- Trabajos de tipo regional y semidetalle.	- En geotecnia se requiere de una alta sensibilidad en los instrumentos de medición.
Radar		Reflexión de ondas electro magnéticas	- Tiempos de viaje de los impulsos electromagnéticas.	- Localización de tuberías. - Cables - Depósitos enterrados. - Estructuras geológicas y/o antropógenas.	- Usado como perfilaje continuo. - También usado con tomografía en pozos.	- Condiciones de los materiales, resistividad, profundidad y frecuencia de operación. - Costo elevado.



## 3.2 METODOS DIRECTOS

Los métodos directos son técnicas de exploración que mediante la obtención de muestras de suelos y rocas, y la observación de sus características *in situ* permiten conocer las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio de estudio. Incluyen los levantamientos geológicos superficiales, sondeos, socavones, trincheras y pozos a cielo abierto.

### 3.2.1 LEVANTAMIENTOS GEOLOGICOS SUPERFICIALES

Los levantamientos geológicos de campo consisten en inspecciones detalladas de la zona de influencia del proyecto que permiten identificar, clasificar y cartografiar las principales unidades geológicas existentes en el área de estudio, así como reconocer sus características litológicas y estructurales.

Esta actividad es de gran importancia en la exploración geotécnica, ya que en base a estos levantamientos es posible cubrir grandes áreas en un tiempo relativamente corto y a un costo muy bajo, aportando una información muy valiosa acerca de las condiciones geológicas superficiales del sitio, lo cual permitirá obtener un modelo geológico que será utilizado para planear adecuadamente la investigación del subsuelo y efectuar, con el mayor apoyo posible, las interpolaciones a profundidad.

Los levantamientos de campo comprenden tres actividades básicas; la primera es la **TOMA DE DATOS** para poder elaborar planos y secciones geológicas; la segunda es la **RECOLECCION DE MUESTRAS** para efectuarles estudios y ensayos en laboratorio; y por último, las **OBSERVACIONES EN LOS AFLORAMIENTOS** a fin de determinar las características físicas de las rocas.

Es importante mencionar que la metodología que a continuación se detallará para los levantamientos superficiales, puede y debe utilizarse también en el estudio de sondeos y excavaciones, con sus debidas restricciones y ajustes de acuerdo al método de exploración.

#### 3.2.1.1 Aspectos a considerar en la toma de datos

El mapa geológico es una descripción tridimensional de la distribución de las rocas, estructuras y contactos en un área dada, por lo tanto es importante el realizar las observaciones de campo basados en una adecuada planeación y metodología de trabajo.

De acuerdo con la etapa de exploración en que se realice el mapeo, la obra que se trate y la exactitud que se requiera, los levantamientos se dividen en Regionales y Locales:

## - ESTUDIOS REGIONALES

Los levantamientos regionales se realizan normalmente a escalas 1:25,000 o 1:50,000, y en general se apoyan en mapas fotogeológicos previamente elaborados o en cartas geológicas impresas, las cuales después de ser analizadas sirven para planear los puntos que es conveniente visitar para verificar la información. Estos sitios se escogen considerando la accesibilidad y exposición de los materiales de manera que permitan llevar a cabo las observaciones relacionadas con las características de las rocas o suelos.

## - ESTUDIOS LOCALES

Los levantamientos locales se llevan a cabo para áreas de extensión reducida, manejando escalas entre 1:500 y 1:10,000, en donde se utilizan, además de las fotografías aéreas, los levantamientos con brújula y longímetro, y con plancheta en caso de requerir mayor precisión. Estos estudios permiten conocer las condiciones geológicas particulares del lugar, tales como: existencia y características de discontinuidades importantes (fallas, discordancias, contactos, fracturamiento, estratificación), tipos de roca, grado de alteración, tipos de suelos, etc.

Un aspecto muy importante durante los levantamientos de campo es la selección de los mapas-base en donde se irán vaciando los datos obtenidos durante los reconocimientos de campo. Lo mejor es contar con mapas-base topográficos precisos, a escalas adecuadas al tipo de estudio que se realiza, así como con fotografías aéreas a una escala mayor, que en conjunto permitan ubicar en forma precisa todos los sitios donde se realicen las observaciones o mediciones que permitirán ir elaborando el mapa geológico de campo.

La ubicación de los puntos en el terreno puede efectuarse por varios métodos, debiéndose escoger el más adecuado para una determinada situación. En algunos casos, inclusive es necesario realizar levantamientos topográficos detallados para ubicar contactos litológicos o rasgos estructurales importantes.

Cuando el terreno esté cubierto de vegetación profusa, no deben escatimarse ni tiempo, ni dinero en la ejecución de limpiezas y descapotes, y si es necesario en la realización de desmontes.

Los rasgos mas importantes que deben consignarse en los planos de campo son los contactos entre unidades de roca y los rasgos estructurales.

Los levantamientos de unidades de roca o unidades litológicas se refiere a cuerpos suficientemente distintos para ser delineados y separados de los cuerpos de roca adyacentes, a lo largo de superficies conocidas como contactos.

En el caso de la geotecnia, la separación de las unidades puede estar en función de diversas características además del tipo de roca, como pueden ser el grado de intemperismo, resistencia o fracturamiento; por lo que el mapeo de unidades debe ser mas cuidadoso y detallado. Para hacer estas zonificaciones pueden utilizarse criterios como los del BGD (Descripción Geotécnica Básica) o el RQD (Índice de Calidad de Roca) que permiten efectuar zonificaciones geotécnicas del macizo rocoso en base a determinaciones de campo (ver inciso 3.2.1.4 de este capítulo).

El levantamiento y trazado de los contactos entre unidades de roca es un procedimiento básico en los levantamientos geológicos. También es importante buscarse y medirse cuidadosamente los aspectos estructurales del macizo rocoso (fallas, fracturas, estratificación, etc). Todas las observaciones hechas deben de quedar asentadas en la libreta de campo y referidas a los sitios donde se realicen.

#### - FOTOGRAFIA DE AFLORAMIENTOS

La obtención de fotografías de afloramientos durante el levantamiento puede contribuir a dilucidar aspectos que aparezcan confusos de las observaciones hechas en campo. Es conveniente que al tomar una fotografía se realice también un diagrama sencillo en el que se anote la vista y se señalen los detalles más importantes.

Cuando se trabaja en cañones con cantiles inaccesibles es recomendable auxiliarse de fotografías terrestres para realizar interpretaciones y cartografía geológica. Pueden tomarse fotografías utilizando telefoto en donde se obtenga el traslape necesario para lograr estereoscopia y poder realizar mejores interpretaciones; o bien pueden tomarse varias fotografías que permitan armar un mosaico a una escala apropiada para identificar y analizar la litología, fallas, fracturas, etc.

La metodología de fotografiado consiste en efectuar los recorridos de campo de la zona a fin de tener una interpretación preliminar de las unidades geológicas y su estructura, y de esta manera determinar cuales son los rasgos importantes y desde donde se pueden observar mejor. Es conveniente utilizar cámaras de 35mm o mayor, un buen trípode y telefotos que permitan obtener mosaicos a escalas 1:200 a 1:1,000.

Es recomendable tener antes fotografías panorámicas en varias vistas o hacer croquis previos anotando en ambas lo que se va a tomar. Se procede a tomar el mosaico por fajas o tiras tratando de que al pasar de una faja o tira solo se mueva en uno de los ejes de la cámara. Entre foto y foto debe haber una

sobreposición de 5 a 10% como máximo, lo que se logra fijando los ejes o límites del cuadro del visor en puntos del terreno que sean fácilmente identificables.

Al enviar los rollos a revelar conviene pedir que se entreguen sin cortar en una tira que contenga el total de fotos. Después se procede a identificar la posición del mosaico, armando las tiras de foto, para posteriormente cortarlas y pegarlas entre sí, con lo que el mosaico queda armado.

Se efectúa la interpretación geológica de contactos de unidades de roca, fallas, fracturas, zonas inestables y todo lo que sea de interés para el proyecto. Con esto se procede a planear las rutas o recorridos de campo para la toma de datos.

Ya en el campo, y desde los puntos que se tomaron los mosaicos u otros que se localizasen como convenientes, se procede al trabajo de ubicación de ciertos contactos o estructuras geológicas. Con un distanciómetro, radio y el mosaico se dirige al geólogo que va a tomar los datos y que lleva una mira reflectora. La persona que está en el aparato le va indicando por radio como llegar a los puntos marcados en la fotografía y el número que le corresponde a la radiación con la que se va a localizar el dato que tome el geólogo. Los puntos inaccesibles se toman por intersecciones.

Se procede a efectuar el cálculo y dibujo topográfico, vaciar sobre éste la información geológica y así obtener la carta geológica.

### *3.2.1.2 Recolección de muestras*

La obtención de muestras de roca es un aspecto de especial importancia en un levantamiento geológico, ya que pueden utilizarse para posteriores análisis y discusiones en gabinete, o bien para realizarles análisis petrográficos que permitan definir el tipo de roca y sus características mineralógicas, texturales o la existencia de microfracturamientos. Así mismo pueden ser utilizadas para efectuar ensayos de laboratorio que determinen sus propiedades índice y mecánicas de la roca intacta.

La especificación más importante para una muestra es que sea verdaderamente representativa de la unidad estudiada. Esto significa que un afloramiento, o de preferencia varios afloramientos, se tienen que examinar con todo cuidado antes de seleccionar una muestra. Donde existe variedad de rocas es más útil obtener conjuntos de pequeñas muestras de los tipos principales que un solo ejemplar "promedio".

Los ejemplares se deben desprender directamente del afloramiento y es conveniente señalar el lugar exacto de donde se tomó y ubicar adecuadamente el sitio en el mapa o foto base.

Los tipos, tamaños y número de muestras que se necesitan varían mucho de acuerdo al propósito de un proyecto y de su situación geológica.

Puede decirse que hay dos tipos de muestras: las muestras clave y las muestras en serie. Las primeras son ejemplares aislados, relativamente pequeños, como pueden ser los ejemplares de mano que se usan para identificar e interpretar las rocas durante el levantamiento; éstas deben ser bien específicas. Las sugerencias generales para coleccionar este tipo de muestras son:

- Colectar muestras que sean verdaderamente representativas de las unidades que se están estudiando.
- Colectarse en los contactos o donde las relaciones estructurales y estratigráficas se pueden determinar mejor.
- Colectar muestras orientadas en los lugares donde las relaciones direccionales pueden ser importantes.
- De ser posible se deben coleccionar materiales frescos, aunque en algunos casos puede ser más importante obtener muestras de las zonas intemperizadas.

En el caso de las muestras en serie, estas se coleccionan en uno o mas conjuntos y se utilizan para comprobar hipótesis determinadas. Por ejemplo, se pueden usar para determinar cambios en el perfil de un suelo, para comparar las composiciones dentro de capas de roca que cambian gradualmente (cambio de facies), o donde existan variaciones en el grado de intemperismo o resistencia de las rocas.

Puesto que las muestras en serie se coleccionan para comprobar y enriquecer la información, se les debe seleccionar después de hacer un amplio examen de los afloramientos. Dado que el número de muestras siempre tiene que ser limitado, se les debe de distribuir de tal manera que se obtenga el máximo de información.

Cada ejemplar de roca o suelo se debe marcar con un número que corresponda con el utilizado en las notas; asimismo debe llevarse una boleta de identificación en donde se anote una breve descripción del sitio de muestreo y las principales características de la roca y afloramiento. Las muestras se colocan en una bolsa de plástico gruesa y transparente, y posteriormente se pueden empacar en cajas de cartón fuerte o madera para su traslado.

Cuando los levantamientos son de mucho detalle es conveniente marcar con pintura el sitio de muestreo, ya que inclusive este punto puede ser necesario ubicarlo posteriormente con topografía.

### 3.2.1.3 Observaciones y mediciones en los afloramientos

En la mayoría de los levantamientos geológicos las notas que se toman durante los recorridos se concentran en las descripciones de rocas y estructuras y en la observación de fenómenos de geodinámica externa, de manantiales o lloraderos.

Las descripciones litológicas son más útiles si se les registra de manera muy sistemática, y deben de cumplir al menos los siguientes aspectos:

- Localidad específica o área a la que se aplica la descripción.
- Principales tipos de roca y su disposición dentro de la unidad.
- Espesor y estructura de la unidad en esta área.
- Características generales del área bajo las que se encuentra la unidad (expresión topográfica, tipo de suelo, vegetación y naturaleza de los afloramientos, fenómenos de geodinámica externa y manifestaciones de agua subterránea).
- Descripción de las rocas que se encuentran en el afloramiento.
- Descripción de las estructuras características de la unidad.
- Toma de fotografías de algunos afloramientos y de las manifestaciones de geodinámica, así como la elaboración de dibujos que ilustren la distribución de las rocas.

Dado que los dos aspectos de mayor importancia en el estudio de un afloramiento son la descripción de las características de las rocas y las estructuras geológicas, a continuación se presenta una metodología mas completa de los procedimientos a seguir para describir en forma detallada a las rocas y discontinuidades desde el punto de vista geotécnico.

#### - Objetivos de la descripción

El objetivo de establecer una descripción sistemática y detallada de las rocas para trabajos de ingeniería es el proporcionar un "formato" o marco integral para la toma de datos descriptivos de los macizos rocosos, que permitan establecer y valorar las características más importantes de la roca y facilitar, por tanto, el proyecto y construcción racionales de estructuras o excavaciones, sobre o dentro de, ese macizo. Además esta práctica puede facilitar la comunicación en la descripción de las rocas entre las diversas ramas de la ingeniería que se ocupan de la geotécnica.

Es muy importante que los datos obtenidos de la descripción sean susceptibles de procesar y analizarse posteriormente. Por ejemplo, pueden utilizarse después con el fin de llegar a zonificar o clasificar geotécnicamente el macizo rocoso o proponer nuevos métodos de valoración para el uso final que se requiere (ver sección B.3.2 del Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE).

En este apartado solamente se considera la descripción de la roca matriz y del macizo rocoso; la valoración de las propiedades mecánicas y su comportamiento está fuera del alcance de éste capítulo.

#### **- Identificación de índices**

Se propone un sistema de descripción de la roca intacta y de los macizos rocosos en el que se definen y describen "índices" o "parámetros", algunos de ellos pueden cuantificarse indirectamente por medio de ensayos simples de campo o laboratorio y otros solo son susceptibles de descripción.

El estudio completo de un macizo rocoso requiere información tanto del material que constituye al macizo rocoso (denominado frecuentemente en la literatura técnica como "roca matriz" o "roca intacta"), como de las discontinuidades que dividen o afectan al macizo rocoso.

#### *3.2.1.3.1 Descripción de la roca matriz*

La "roca matriz" puede considerarse como un sólido continuo policristalino, formado por un agregado natural de minerales. Las propiedades de la roca matriz dependen de las propiedades físicas de los minerales constituyentes y de la forma como están unidos.

La roca matriz puede describirse de dos formas:

- a) Desde un punto de vista petrográfico o geológico, en que la principal consideración es el contenido mineral de la roca, la integración (física y química) entre los granos, y los procesos que han afectado a las rocas desde su formación.

Este enfoque no se tratará en este capítulo, ya que implica una consideración detallada de la petrografía de la roca, la cual es ampliamente tratada en textos geológicos y fuera de los alcances de este manual.

- b) Poniendo mayor énfasis en aquellos aspectos de la roca matriz que conciernen a las propiedades ingenieriles.

Además del nombre petrográfico, la roca matriz puede describirse en función de otras características físicas y litológicas, utilizando

descripciones cualitativas y cuantitativas. Los índices que proporcionan una descripción completa de la roca matriz son los que se muestran en la tabla 3.2.1.1.

TABLA 3.2.1.1

INDICES DE DESCRIPCION DE LA ROCA MATRIZ

I N D I C E S	
1)	Tipos de roca y nombres
2)	Color
3)	Tamaño y forma de granos
4)	Textura y estructura interna
5)	Cementación
6)	Estructura
7)	Intemperismo y alteración
8)	Resistencia - dureza

A continuación se presenta una descripción de cada índice, mencionando su utilidad y términos utilizados para describir y valorar cada uno de ellos.

1) *Tipo de roca*

Los nombres de los tipos de roca son útiles para la identificación del material, además de que pueden proporcionar información acerca de su formación e historia geológica, características geotécnicas y correlación con otras áreas. Los nombres de unidades de roca pueden ser estratigráficos, litológicos, genéticos o una combinación de estos.

Las unidades de roca con propiedades físicas similares deben ser delimitadas e identificadas en relación a su importancia ingenieril. Cualquier diferencia debe ser hecha para zonificar en unidades tan pronto sea posible durante cada estudio geológico. Para estudios preliminares, de planeación, o mapeos de gran escala, pueden utilizarse nombres de formaciones geológicas o grupos de unidades geológico-ingenieriles acompañadas de descripciones acerca de su importancia ingenieril. Cuando se trata de estudios de detalle, cada unidad debe ser identificada y delimitada en forma individual. Por ejemplo, una unidad estratigráfica en particular puede requerir mas divisiones para identificar diferentes parámetros ingenieriles como su susceptibilidad al intemperismo o presencia de alteración, características de las discontinuidades, dureza, deformabilidad, minerales o capas perjudiciales, etc.

En el capítulo B.1.2 del Manual de Obras Civiles de CFE se presenta una tabla con una clasificación muy sencilla y práctica de las rocas, adicionada con algunas características acerca de las propiedades ingenieriles generales de algunos grupos de roca.



Las descripciones micropetrográficas de las rocas para propósitos ingenieriles incluyen la determinación de todos los parámetros que no pueden obtenerse de un examen macroscópico de una muestra de roca, como puede ser el contenido mineralógico, tamaño de grano y textura. En particular un examen microscópico debe incluir un análisis modal, determinación de microfracturas y alteración secundaria, definición del tamaño de grano y, cuando sea necesario análisis de la fábrica. La ISRM (1978) recomienda que el reporte de un examen petrográfico debe concretarse en pequeños datos en el origen, clasificación y detalles relevantes a las propiedades mecánicas de la roca en estudio de acuerdo a un formato de descripción como el que se presenta en la tabla 3.2.1.2.

## 2) Color

El color es un índice cualitativo, aparentemente de escasa utilidad; sin embargo puede dar indicios de la alteración, la composición mineralógica y en ocasiones es un auxiliar para la identificación de la roca. Es conveniente mencionar si la descripción del color se realizó en estado seco o húmeda, ya que en algunos materiales esto puede ocasionar notables diferencias que pueden causar confusión.

Este índice puede describirse en función de tres componentes; color, tono y matriz. En la tabla 3.2.1.3 se presentan los términos utilizados para la descripción del color.

TABLA 3.2.1.3

### DESCRIPCION DE COLORES

COLOR	TONO	MATRIZ
Blanco	blanquecino	claro-oscuro
Gris	grisáceo	claro-oscuro
Negro	negrusco	claro-oscuro
Amarillo	amarillento	claro-oscuro
Rojo	rojizo	claro-oscuro
Azúl	---	claro-oscuro
Café	---	claro-oscuro
Verde	---	claro-oscuro

## 3) Tamaño y forma de los granos

La descripción de los tamaños y formas típicas de granos o cristales en la roca se debe basar, según el tipo de roca, en los siguientes estándares:

**Proyecto.**  
**Localización**  
**Coordenadas.**  
**Especimen N°**                      Redactado por  
**Descripción del punto de muestreo.**  
**Especimen de sección delgada N°.**      Fecha

**DESCRIPCION GEOLOGICA**  
 Nombre de la roca.  
 Clasificación petrográfica  
 Formación geológica.

**ANALISIS PETROGRAFICO**

**DESCRIPCION MACROSCOPICA DE LA MUESTRA**  
 Grado de intemperización:  
 Estructura (incluyendo estratos):  
 Discontinuidades

**DESCRIPCION CUALITATIVA**  
 Textura  
 Fracturamiento  
 Alteración:  
 Matriz

**RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LAS PROPIEDADES DE LA ROCA**  

Indice de carga concentrada	Porosidad	%
mpa. húmedo/seco	Densidad	kg/m <sup>3</sup>
Relación de foliación normal	Absorción	
a paralela.	de agua	

 Otros resultados:

**COMPOSICION MINERAL**

Componentes mayores	Vol %	Componentes menores	Vol %	Componentes submenores	Vol %

**SIGNIFICADO DE LOS RESULTADOS PARA INTERPRETA DE RUCAS**

Tamaño del grano y distribución	%

**OBSERVACIONES GENERALES:**

TABLA 2.2.2 FORMATO DE DESCRIPCION PETROGRAFICA

- Rocas ígneas y metamórficas. Se sugiere utilizar la tabla 3.2.1.4 para describir el tamaño de los cristales en estas rocas.

TABLA 3.2.1.4

TAMAÑO DE CRISTALES EN ROCAS IGNEAS Y METAMORFICAS

TERMINO	DIAMETRO PROMEDIO DEL CRISTAL
Grano muy grueso	> 10 mm
Grano grueso	5-10 mm
Grano medio	1-5 mm
Grano fino	0.1-1 mm
Afanítico	< 0.1 mm

- Rocas sedimentarias y piroclásticas. La descripción de este tipo de rocas se basa en la misma que se ha generalizado en la descripción de suelos y que se muestra en la tabla 3.2.1.5.

TABLA 3.2.1.5

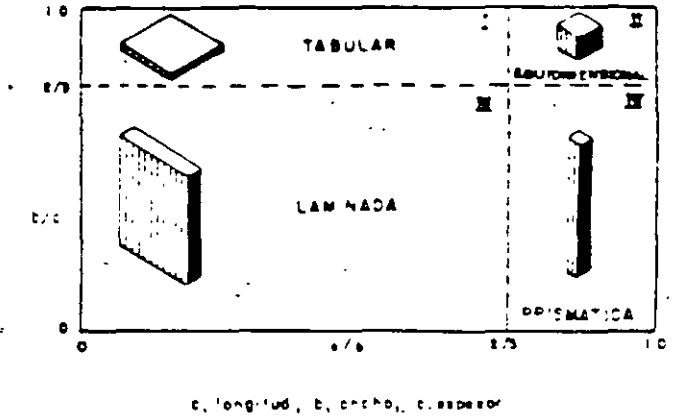
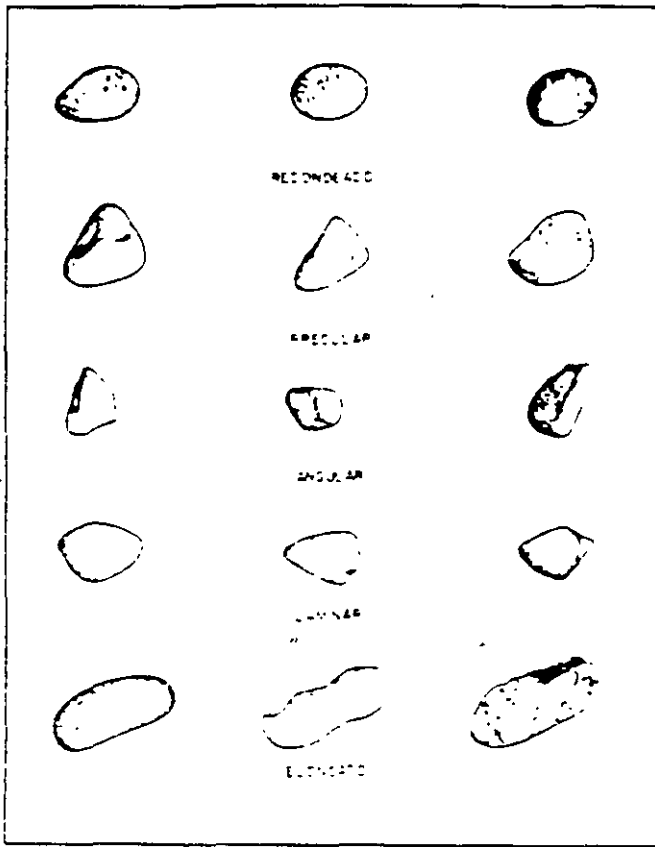
TAMAÑO DE GRANO EN ROCAS SEDIMENTARIAS Y PIROCLASTICAS

NOMBRE	LIMITES DE TAMAÑO	EJEMPLO
Boleo	305cm a mayores	Mayor que pelota baloncesto
Canto rodado	76mm a 305mm	Naranja a sandía
Grava gruesa	19mm a 76mm	Uva a naranja
Grava fina	4.7mm a 19mm	Chícharo a uva
Arena gruesa	2mm a 4.7mm	Sal
Arena mediana	0.42mm a 2mm	Azucar
Arena fina*	0.74mm a 0.42mm	Azucar en polvo
Finos	mayores que 0.74mm (malla 200)	

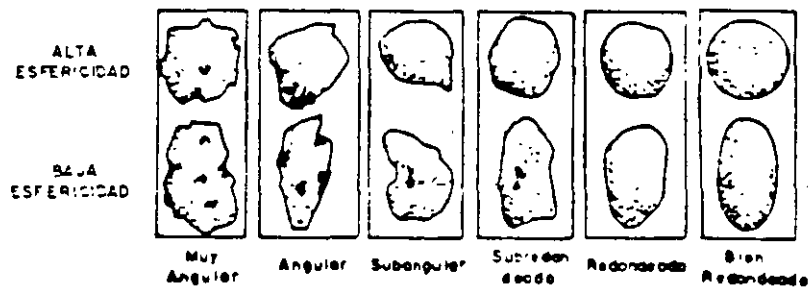
\* Las partículas menores que la arena fina no se pueden distinguir a simple vista a una distancia de 20cm

(Segun Sowers, 1970)

La forma de los granos puede describirse de acuerdo a los términos de la Figura 3.2.1.1



FORMA DE LAS PARTICULAS



ESFERICIDAD Y REDONDEZ

FIGURA 3211

#### 4) Textura y Estructura Interna

La textura y estructura interna se refiere al arreglo que existe entre los granos o cristales individuales, su grado de cristalización, forma y tamaño. Cuando se indica la orientación o arreglo espacial de los elementos de una roca, se refiere a un concepto de la textura denominado como "fábrica".

Tanto la textura como la estructura interna están estrechamente relacionadas con las propiedades físicas de las rocas, ya que pueden estar asociadas a la permeabilidad, durabilidad, resistencia, etc.

Para describir la textura con fines ingenieriles es conveniente utilizar adjetivos texturales simples de acuerdo al tipo de roca, como las indicadas en la tabla 3.2.1.6.

TABLA 3.2.1.6  
DESCRIPCIONES DE TEXTURA

TIPO DE ROCA	TERMINO TEXTURAL
Ignea extrusiva	Afanítica a porfídica
Ignea intrusiva	Fanerítica
Sedimentaria clástica	Rudácea, arenácea, limosa o arcillosa
Metamórfica foliada	Pizarrosa, esquistosa, bandeada
Metamórfica no foliada	Afanítica, granoblástica

En la tabla I.2 de la sección B.1.2 del Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE, se presentan los términos texturales para cada tipo específico de roca.

### 5) Cementación

La cementación es uno de los procesos diagenéticos de litificación o aglutinante de los sedimentos. Es muy importante la determinación del tipo y grado de cementación que presentan las rocas, principalmente las rocas sedimentarias y las piroclásticas, ya que este parámetro tiene una estrecha relación con ciertas propiedades de las rocas como su porosidad, permeabilidad, dureza o resistencia.

Las tablas 3.2.1.7 y 3.2.1.8 indican los términos cualitativos para su descripción y los tipos de cementantes mas comunes.

TABLA 3.2.1.7

#### DESCRIPCION CUALITATIVA DE LA CEMENTACION

TERMINOS
Muy bien cementado
Bien cementado
Pobremente cementado
Sin cementante

TABLA 3.2.1.8

#### TIPOS DE CEMENTANTES COMUNES

CEMENTANTE	COMPOSICION	REACCION CON HCl PARA IDENTIFICACION
Calcita	$\text{CaCO}_3$	Fuerte
Dolomita	$3\text{Ca Mg} (\text{CO}_3)_2$	Apreciable
Sílice	$\text{SiO}_2$	Nula
Siderita	$\text{Fe CO}_3$	Fuerte, color café

## 6) Estructura

La estructura es el término en el que está implícita la continuidad de la roca, por tanto, es perceptible a gran escala, es decir, en las macroestructuras observadas en campo o aún en las muestras de mano.

Los términos descriptivos simples de las estructuras, según el tipo de roca, se presentan en la tabla 3.2.1.9.

TABLA 3.2.1.9  
DESCRIPCIONES DE ESTRUCTURAS

TIPO DE ROCA	TERMINO ESTRUCTURAL
Igneas extrusivas	Derrames lávicos, fluidal, vesicular o amigdaloides
Igneas intrusivas	Batolitos, lacolitos, stocks, diques o mantos
Sedimentarias clásticas	Estratificación gruesa, delgada, cruzada, ondulada, graduada o laminar, masiva, físil
Metamórfica foliada	Foliada
Metamórfica no foliada	No foliada

## 7) Intemperismo y Alteración

- **Intemperismo.** El intemperismo es también conocido como meteorización y se entiende como el conjunto de modificaciones causadas a las rocas por los agentes atmosféricos, que provocan desintegración mecánica y degradación química. Los efectos del intemperismo generalmente disminuyen con la profundidad, sin embargo puede existir un intemperismo diferencial bajo ciertas condiciones, por ejemplo la existencia de zonas de mayor permeabilidad por presencia de fracturas dentro de un mismo tipo de roca, a diferencias en composición y textura en una o varias unidades litológicas, la existencia de zonas de contacto asociadas con efectos térmicos o el intemperismo a profundidad por fracturas, fallas o contactos, que actúan como conductos a lo largo de los cuales los agentes externos penetran dentro de la masa rocosa alterandola.

El intemperismo no tiene una correlación directa con una propiedad geotécnica especial, sin embargo hay varios parámetros ingenieriles que se ven influenciados por el grado de meteorización, como son: la porosidad, absorción, densidad, compresibilidad y resistencia. Generalmente el intemperismo es indicado por cambios en la coloración y en la textura en el cuerpo de roca, condiciones y color de los rellenos y superficies de las fracturas, en el tamaño de los granos y en la dureza.

Por lo tanto, en los estudios geotécnicos es muy importante establecer claramente una zonificación de los grados de intemperismo, ya que en ocasiones puede ser mucho más importante el estudiar con detalle las zonas intemperizadas que la misma roca sana, ya que esos materiales pueden representar mayores riesgos para las obras civiles.

Se han realizado varias alternancias para poder establecer una descripción y clasificación ingenieril del intemperismo de la roca. Un método es intentar asignar un grado de intemperismo en función de algunas pruebas índices simples. Por ejemplo, Iliev (1967) desarrolló un coeficiente de intemperismo (K) para rocas graníticas, basadas en las velocidades ultrasónicas de la roca de acuerdo a la expresión:

$$K = (V_u - V_w) / V_u$$

donde  $V_u$  y  $V_w$  son las velocidades ultrasónicas de la roca fresca y alterada, respectivamente. En la tabla 3.2.1.10 se muestra la determinación de los grados de intemperismo en función de las velocidades ultrasónicas.

TABLA 3.2.1.10

DETERMINACION DEL GRADO DE INTEMPERISMO  
EN FUNCION DE LAS VELOCIDADES

GRADO DE INTEMPERISMO	VELOCIDAD ULTRASONICA (m/s)	COEFICIENTE DE INTEMPERISMO (K)
Fresca	mayor de 5,000	0
Ligeramente intemperizada	4,000 - 5,000	0.0 - 0.2
Moderadamente intemperizada	3,000 - 4,000	0.2 - 0.4
Fuertemente intemperizada	2,000 - 3,000	0.4 - 0.6
Muy fuertemente intemperizada	menor de 2,000	0.6 - 1.0

(Segun Iliev, 1967)



Las técnicas petrográficas megascópicas y microscópicas son una herramienta valiosa para definir la alteración de la roca, y mediante este método es posible evaluar las etapas de cambios mineralógicos y texturales que tienen estrecha relación con el proceso de intemperismo. Los factores megascópicos a evaluar deben ser la cantidad de descoloración, descomposición y desintegración que muestre la roca.

Los análisis microscópicos incluyen el determinar la composición mineral y grado de alteración, por medio de análisis modales y de microfracturación.

El método más sencillo de distinguir la intensidad del intemperismo consiste en realizar una descripción simple de las características geológicas de la roca como se ven en el campo y en función de estas asignarle un grado de intemperismo de acuerdo a referencias como la presentada en la tabla 3.2.1.11.

TABLA 3.2.1.11

**DETERMINACION DEL GRADO DE INTEMPERISMO  
EN BASE A OBSERVACIONES DE CAMPO.**

GRADO	TERMINO	DESCRIPCION
I	Fresca	No hay señales visibles de meteorización en la esencia de la roca, ligera decoloración siendo mayor en las superficies de las discontinuidades.
II	Ligeramente meteorizada	Decoloración en la esencia de la roca y en las superficies de discontinuidad. La roca puede estar algo debilitada externamente.
III	Meteorización moderada	Mezcla de la mitad de la roca está alterada ó desintegrada a suelo. Roca fresca o decolorada puede estar presente como estructura ó núcleo continuo.
IV	Altamente meteorizada	Más de la mitad de la esencia de la roca está alterada y/o desintegrada a suelo. Roca decolorada o fresca, solo está presente como núcleos discontinuos.
V	Meteorización completa	Toda la roca está alterada y/o desintegrada a suelo, sin embargo, la estructura de la masa original aún se conserva.
VI	Suelo	Toda la roca está convertida en suelo. La estructura de la masa y su arreglo (fábrica) están destruidos. Tiene un gran cambio de volumen pero el suelo no ha sido significativamente transportado.

(Según I.B.G. 1-78)

- **Alteración.** La alteración comprende los cambios de composición química o mineralógica de una roca, producida por la acción de fluidos hidrotermales que provienen del interior de la corteza terrestre. Puede ser difícil en ocasiones distinguir entre los efectos del intemperismo y la alteración hidrotermal; un criterio útil para establecer esta diferencia es el hecho de que los efectos de la meteorización se extinguen invariablemente a profundidad, mientras que la alteración hidrotermal puede existir a profundidades considerables dentro del macizo rocoso.

En general pueden utilizarse los mismos criterios de la tabla 3.2.1.11 para describir la alteración, aunque habrá que hacer ciertas consideraciones, ya que por ejemplo la oxidación puede no estar presente y si existir otros procesos de alteración de la roca original, principalmente cambios mineralógicos, como la caolinización, propilitización, sericitización y silicificación.

### 8) Resistencia-Dureza

La resistencia de una roca es una propiedad mecánica que tiene un papel muy importante para el diseño y construcción de las obras civiles. La dureza puede relacionarse con la resistencia de la roca como una indicación de la densidad y/o resistencia al rompimiento.

Puede ser no esencial conocer la resistencia y la dureza de la roca matriz con gran precisión, ya que la resistencia del macizo rocoso esta determinada principalmente por las discontinuidades; sin embargo, es útil conocer la resistencia de la roca matriz para establecer la resistencia al corte de las discontinuidades, y es esencial para describir rocas masivas sin discontinuidades.

La resistencia de la roca matriz y del macizo rocoso estan en función del tipo de roca individual, pero puede ser modificada por el intemperismo o alteración. Cuando se evalúa la resistencia es importante observar si el rompimiento es a través de los granos o a lo largo de fracturas, estratificación o foliación.

La determinación más exacta de la resistencia de la roca matriz se obtiene con la ayuda de ensayos de laboratorio. Hay varias escalas para determinar la resistencia a la compresión sin confinamiento, según se muestra en la tabla 3.2.1.12.

TABLA 3.2.1.12

#### DESCRIPCION DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION NO CONFINADA

SOCIEDAD GEOLOGICA DE LONDRES (ANON. 1970)		IAEG (ANON. 1979)		ISRM (1981)	
RESISTENCIA (MPa)	DESCRIPCION	RESISTENCIA (MPa)	DESCRIPCION	RESISTENCIA (MPa)	DESCRIPCION
Menos de 1.25	Muy débil	1.5 - 15	Débil	menos de 6	Muy baja
1.25 - 5.00	Débil	15 - 50	Moderadamente fuerte	6 - 20	Baja
5.00 - 12.50	Moderadamente débil				
12.50 - 50.00	Moderadamente fuerte	50 - 120	Fuerte	20 - 60	Moderada
50 - 100	Fuerte	120 - 230	Muy fuerte	60 - 200	Alta
100 - 200	Muy fuerte	mas de 230	Extremadamente fuerte	mas de 200	Muy alta
mas de 200	Extremadamente fuerte				

Si la resistencia de la roca no es medida, entonces debe estimarse en campo de acuerdo con los parámetros sugeridos en la tabla 3.2.1.13, basados en la resistencia de la roca a romperse con el uso del martillo y la facilidad de rasgarse con navaja.

TABLA 3.2.1.13

ESTIMACION DE LA RESISTENCIA-DUREZA EN CAMPO

GRADO	DESCRIPCION	IDENTIFICACION DEL CAMPO	RANGO APROXIMADO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (MPA)
R0	Extremadamente débil	Mellada con la uña	0.25 - 1.0
R1	Muy débil	Se desmorona con los golpes firmes de martillo de geólogo. se puede rayar con una navaja de bolsillo	1.0 - 5.0
R2	Roca débil	Puede ser rayada con dificultad con una navaja de bolsillo.	5.0 - 25
R3	Moderadamente resistente	Se fractura con un golpe firme de martillo de geólogo. No se raya con navaja.	25 - 50
R4	Roca resistente	Se requiere más de un golpe de martillo para fracturar al espécimen.	50 - 100
R5	Muy resistente	El espécimen requiere de muchos golpes de martillo para fracturarse.	100 - 250
R6	Extremadamente resistente	El espécimen solo se astilla cuando se le golpea con el martillo de geólogo	mayor 250

(Segun ISRM, 1976)

También es posible utilizar unas técnicas cuantitativas que permitan estimar la resistencia en forma rápida, fácil y de bajo costo. Una de las técnicas son los ensayos de carga puntual que permiten estimar la resistencia a la compresión simple en forma empírica (Tabla 3.2.1.14). También se puede utilizar el Martillo Schmidt que da una determinación de la dureza de la roca en forma muy sencilla y práctica.

TABLA 3.2.1.14

DESCRIPCION DE LA RESISTENCIA A LA CARGA PUNTUAL

DESCRIPCION DE LA RESISTENCIA	INDICE DE RESISTENCIA A LA CARGA PUNTUAL (MPa)	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE APROXIMADO (MPa)
Estremada alta	mas de 10	mas de 160
Muy alta	3 - 10	50 - 160
Alta	1 - 3	15 - 60
Mediana	0.3 - 1	5 - 16
Baja	0.1 - 0.3	1.6 - 0.5
Muy baja	0.03 - 0.1	0.5 - 1.6
Extremadamente baja	Menos de 0.03	-menos de 0.5

(Segun Franklin y Brocks, 1972)

3.2.1.3.2 Descripción del macizo rocoso

El macizo rocoso puede considerarse como un sólido discontinuo constituido por el material rocoso separado por planos de debilidad o superficies de separación que incluyen juntas, fracturas, fallas, foliación, etc., que también se denominan discontinuidades, las cuales controlan en gran medida la resistencia, deformación y permeabilidad del macizo.

La descripción de las discontinuidades debe hacerse categorizando o agrupando a las fracturas por "familias" o "sistemas" que tengan una orientación similar, y cada una de ellas deberá ser analizada en forma independiente utilizando una serie de parámetros que permitan describir en forma cuantitativa y cualitativa sus principales características que pueden tener relación con el comportamiento mecánico del macizo rocoso.

Es muy importante seleccionar adecuadamente el afloramiento o sitio donde se va a realizar el levantamiento de discontinuidades, así como el método más adecuado para recolectar en forma completa la mayoría de los datos cualitativos y cuantitativos requeridos para los análisis estadísticos que deben realizarse en el estudio de las discontinuidades.

La técnica de tomar datos con el mayor detalle posible sobre una línea de medición, es la que mayor información sistemática proporciona; y es mas representativa si se puede complementar con datos de afloramientos con orientaciones perpendiculares, que permitan tener una cobertura suficiente en varias direcciones

Los criterios de descripción que a continuación se presentan están basados en los métodos sugeridos por el Comité de Normalización de Pruebas de Campo y Laboratorio de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM, 1978), esto es con la finalidad de apegarse lo mas posible a las normas establecidas y reconocidas internacionalmente. La mayoría de los índices pueden medirse directamente en el terreno o se obtienen mediante ensayos relativamente sencillos y son los que se presentan en la tabla 3.2.1.15.

**TABLA 3.2.1.15**

**INDICES DE DESCRIPCION DE LAS DISCONTINUIDADES**

- |   |
|---|
| 1) Tipo de discontinuidad               |
| 2) Número de familias de discontinuidad |
| 3) Orientación preferencial             |
| 4) Espaciamiento                        |
| 5) Persistencia (Continuidad)           |
| 6) Rugosidad                            |
| 7) Resistencia de las paredes           |
| 8) Abertura                             |
| 9) Relleno                              |
| 10) Presencia de agua                   |
| 11) Tamaño de bloques                   |

Cada uno de estos parámetros serán analizados a continuación mencionando su utilidad, procedimiento de obtención y la presentación de resultados, que incluye los términos descriptivos de cada índice.

### 1) Tipo de discontinuidad

El término discontinuidad se refiere a planos de debilidad dentro de las rocas, a través del cual el material que constituye la roca se vuelve esencialmente discontinuo y presenta una resistencia a la tensión nula o muy pequeña, o menor que la roca matriz, a los niveles de tensión generalmente aplicables en ingeniería.

Las discontinuidades pueden tener una amplia variedad de orígenes y formas, pero tienden a agruparse en dos tipos básicos; las que se presentan en familias o sistemas, como son las fracturas, diaclasas, foliación, estratificación, etc., que son susceptibles de tratamiento y análisis estadístico; y las que se presentan en forma única o individualizada, como por ejemplo las fallas, por lo que tienen que tratarse en forma individual.

En la tabla 3.2.1.16 se presentan los principales tipos de discontinuidades y sus abreviaturas.

TABLA 3.2.1.16

#### TIPOS DE DISCONTINUIDADES

TIPO	ABREVIATURA
Falla	(F)
Fractura	(Fr)
Diaclasa	(D)
Estratificación	(E)
Foliación	(Fo)
Esquistocidad	(Eq)
Laminaciones	(L)
Rompimientos mecánicos	(Rm)
Discordancia	(Disc)
Vetas	(Ve)
Grieta de tensión	(Gt)

## 2) Número de Familias.

Se refiere al número de familias de juntas que presentan la misma orientación, considerando los conjuntos de discontinuidades que se interceptan.

### - Utilidad.

- a. El comportamiento mecánico y la apariencia de la masa de roca está dominada por el número de familias de discontinuidades que se interceptan. El comportamiento mecánico está especialmente afectado debido a que el número de sistemas existentes determina el límite en el cual la masa rocosa puede deformarse sin involucrar una falla de la roca intacta. El aspecto de la masa de roca es afectado debido a que el número de sistemas determina el grado de fisuramiento que tiende a ocurrir cuando se efectúan excavaciones con explosivos.
- b. El número de familias puede ser un factor dominante en la estabilidad de taludes en roca; ya que si el número de familias no es suficiente, la probabilidad de inestabilidad puede reducirse casi a cero. Por otro lado, un gran número de sistemas de pequeño espaciamiento puede cambiar el mecanismo potencial de falla de un talud de translación a volteo o rotacional.
- c. En el caso de estabilidad de un túnel, tres o más sistemas constituyen bloques tridimensionales que tienen más grados de libertad para deformarse, que cuando la masa de roca tiene menos de tres sistemas de discontinuidad. La cantidad de sobreexcavación en un túnel está directamente relacionada también al número de familias.

### - Procedimientos.

- a. El número de sistemas a menudo estarán en función del tamaño del área cartografiada. En las primeras investigaciones del sitio es importante anotar todas las familias presentes y tomar la mayor cantidad de datos de orientación. Posteriormente, debe definirse el número de familias utilizando los métodos estereográficos (ver Manual CFE, cap. B.1.5).
- b. Si las orientaciones son consistentes, un muestreo cuidadoso puede reducir el número de juntas que tienen que ser medidas para definir el número de sistemas.

- c. En una etapa más avanzada de investigación, debe registrarse el número de juntas que existen en forma local, ya que por ejemplo, la estabilidad de una sección de túnel, talud en roca o la deformabilidad de una cimentación, estará en función del número de los sistemas importantes encontrados localmente, más que del total del número cartografiado bajo el procedimiento (a).
- d. Para propósitos de identificación, el reconocimiento visual del número de sistemas se deberá acompañar de algún sistema de numeración; por ejemplo, el sistema más frecuente y persistente puede ser rotulado como "Sistema No. 1"; consecuentemente, los sistemas pueden ser numerados en el orden de su importancia con relación al objetivo del estudio geológico.

**- Presentación de resultados.**

- a. El número de sistemas puede ser representado gráficamente como parte de la presentación de los datos de la orientación (Diagramas de bloques, rosetas de fracturamiento o representaciones estereográficas, ver Manual CFE, cap B.1.5).
- b. El número de sistemas de juntas que ocurren localmente puede ser descrito de acuerdo al esquema de la Tabla 3.2.1.17

**TABLA 3.2.1.17**

**NUMERO DE SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES**

VALORACION	DESCRIPCION
I	Masiva, juntas aleatorias ocasionales
II	Un sistema de juntas
III	Un sistema de juntas más aleatorias
IV	Dos sistemas de juntas
V	Dos sistemas de juntas más aleatorias
VI	Tres sistemas de juntas
VII	Tres sistemas de juntas más aleatorias
VIII	Cuatro o más sistemas de juntas
IX	Roca fragmentada, terrosa

Las discontinuidades individuales mayores deben ser anotadas y analizadas por separado

(Segun ISRM, 1978)



### 3) Orientación

La orientación se refiere a la posición de las discontinuidades en el espacio, que está definido por la dirección del buzamiento de la línea de máxima pendiente contenida en el plano y por la inclinación de esta línea con respecto a un plano horizontal; implícitamente el rumbo de la discontinuidad es perpendicular a la dirección de la línea de máximo buzamiento o echado verdadero del plano.

#### - Utilidad

- a. La orientación de las discontinuidades en relación a una obra civil controla en gran medida la posibilidad de tener condiciones de inestabilidad o de desarrollarse deformaciones excesivas. La importancia de la orientación se incrementa cuando están presentes otras condiciones que intervienen en la deformación, tales como baja resistencia al esfuerzo cortante y un número suficiente de familias de discontinuidades que propicien el deslizamiento.
- b. También la orientación de las discontinuidades puede determinar la forma de los bloques individuales o capas comprendidos en el macizo rocoso.

#### - Procedimiento

Se conocen dos métodos para obtener la orientación de las discontinuidades: el fotogramétrico y con la brújula y clinómetro.

En el método *fotogramétrico*, se determinan las coordenadas de por lo menos cuatro puntos de un plano de discontinuidad, de manera que defina la orientación de un plano dado.

El plano a mapear debe ser grande, puesto que la exactitud de esta técnica disminuye si el área del plano decrece. Este método es económico sólo si se requiere de la orientación de un gran número de discontinuidades.

Sin embargo, la fotogrametría puede ser la única alternativa en el caso de un escarpe de roca o, si el frente es inestable y/o inaccesible.

El método de la *brújula y clinómetro* es el que se utiliza más ampliamente debido a su facilidad de obtención de datos y utilidad práctica, por lo que es el que se describirá con mayor detalle en los procedimientos de obtención.

- a. El azimut del buzamiento (dirección del buzamiento) es medido en grados, contados a partir del norte verdadero y se expresa con tres dígitos (000° 360°). También se puede utilizar la dirección del echado del plano que contiene la línea de máxima pendiente respecto a los puntos cardinales.
- b. La inclinación o echado del plano de discontinuidades es medido con respecto al plano horizontal y debe expresarse en grados con dos dígitos (00° a 90°). En el caso de una estructura lineal la inclinación se conoce como buzamiento.
- c. Para anotar estos datos se utilizan las formas siguientes: dirección del buzamiento/inclinación.

Ejemplo:

Forma azimutal = 210°/35°, o por cuadrantes = S30°W/75°

#### - Presentación de los resultados.

Existen formas muy variadas para indicar las discontinuidades, tales como: bloques diagramáticos, diagramas o rosetas de frecuencias, proyecciones estereográficas, símbolos de rumbo y echado, y simbología especial para discontinuidades; las cuales se presentan con mayor amplitud en el capítulo B.1.5 del manual de CFE.

#### 4) Espaciamiento.

Es la separación entre las discontinuidades de una misma familia; es decir, la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes; este concepto normalmente se refiere al espaciamiento principal o modal de las familias.

#### - Utilidad

- a. El espaciamiento generalmente controla el tamaño de bloques individuales de la roca intacta. Varios sistemas de espaciamientos muy cerrados tienden a dar condiciones de baja cohesión de las masas rocosas, mientras que los sistemas de amplio espaciamiento producen comunmente condiciones de interconexión del macizo rocoso. Estos efectos dependen además de la persistencia de las discontinuidades individuales.
- b. En casos excepcionales, un espaciamiento cerrado puede cambiar el mecanismo de falla de un macizo rocoso de traslacional a circular o hasta de flujo.

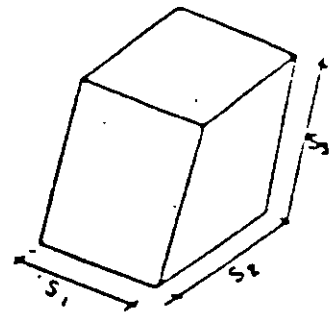
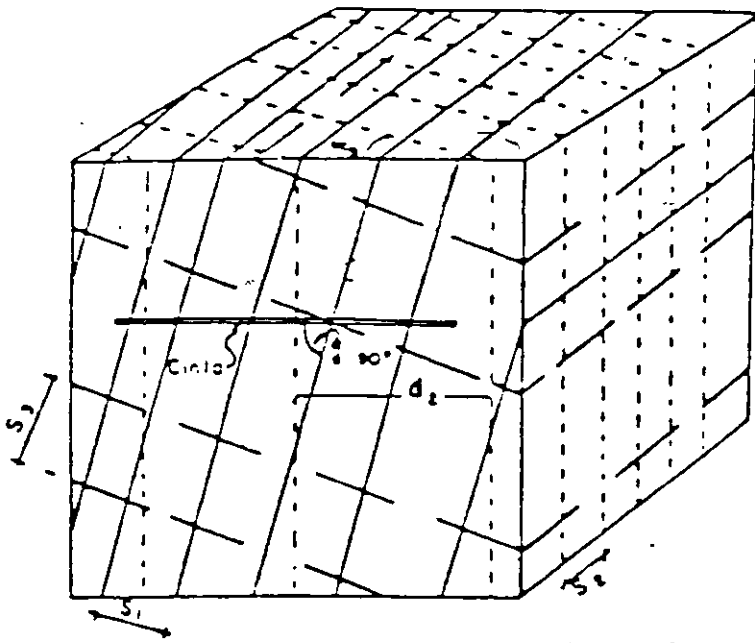
- c. La importancia del espaciamiento se incrementa cuando están presentes otras condiciones adversas, como una baja resistencia al esfuerzo cortante y un suficiente número de discontinuidades para que ocurra un deslizamiento.
- d. El espaciamiento de discontinuidades individuales y sistemas asociados tiene una fuerte influencia sobre las características de permeabilidad y filtraciones del macizo rocoso.

#### - Procedimiento

- a. Siempre que sea posible, el flexómetro o la cinta para medir el espaciamiento deberá ser colocada de manera que la traza de la superficie de discontinuidad sea perpendicular a la cinta (Fig. 3.2.1.2).
- b. Todas las distancias entre discontinuidades de la familia a describir deberán ser medidas y anotadas en una longitud de muestreo mayor de 3 m. Esta longitud deberá ser preferentemente mayor a diez veces el espaciamiento estimado.
- c. El ángulo más pequeño ( $\alpha$ ) entre la cinta y el sistema de juntas observado será medido con una aproximación de  $5^\circ$ .
- d. El espaciamiento común (modal) es calculado de la ecuación  $S = dm \sin \alpha$ ; donde  $dm$  es la distancia común o modal.

#### - Presentación de resultados.

- a. El espaciamiento mínimo, modal y máximo,  $S$  (mín) y  $S$  (máx) serán anotados para cada sistema de discontinuidad. La distribución puede ser representada con histogramas, uno para cada sistema. También, se debe utilizar la descripción de la Tabla 3.2.1.18.



- Sistema 1
- - - Sistema 2
- · - Sistema 3

$$S = d_2 \text{ Sen } \alpha_2$$

FIGURA 3.2.12 ESPACIAMIENTO DE DISCONTINUIDADES (ISRM, 1978)

TABLA 3.2.1.18

ESPACIAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES

DESCRIPCION	ESPACIAMIENTO (mm)
Extremadamente cerrado	menor 20
Muy cerrado	20 - 60
Cerrado	60 - 200
Moderado	200 - 600
Amplio	600 - 2000
Muy amplio	2000 - 6000
Extremadamente amplio	mayor 6000

(Segun ISRM, 1976)

- b. El espaciamiento también puede ser expresado como una relación; por ejemplo número de discontinuidades por metro. Este es llamado frecuencia.

5. Persistencia

La persistencia o continuidad es una expresión del alcance longitudinal que puede llegar a tener una discontinuidad determinada, tal y como es observada en un afloramiento. Puede dar una idea de la dimensión aproximada del área o longitud de penetración de la discontinuidad. La terminación dentro de la roca matriz o en otras discontinuidades reduce la persistencia.

- Utilidad

- a. La persistencia implica la extensión en área o tamaño de una discontinuidad dentro de un plano. Puede ser burdamente cuantificada por la medida de la longitud de la traza de la discontinuidad en la superficie del afloramiento. Es uno de los parámetros más importantes del macizo rocoso y de los más difíciles de cuantificar.

- b. Las discontinuidades del sistema principal se consideran frecuentemente como las de mayor continuidad que las de los otros sistemas. Por consiguiente, la persistencia del sistema menor tenderá a terminar en las fracturas de las familias principales o puede terminar en la roca matriz.
- c. En el caso de taludes en roca y cimentación de presas, es de gran importancia tratar de asignar el grado de persistencia de las discontinuidades que están orientadas desfavorablemente para la estabilidad. También es necesario considerar la persistencia en el desarrollo de fracturas de tensión localizadas detrás de la cima de un corte.
- d. En el caso de taludes, la falla, en primera instancia, puede ser local y la persistencia a través de un número limitado de bloques puede que requiera de otras condiciones compatibles con la falla; por ejemplo, la existencia de superficies lisas, rellenos arcillosos, o por lo menos tres sistemas de discontinuidad.
- e. Frecuentemente los afloramientos son pequeños comparados con el área o longitud de las discontinuidades persistentes, por lo cual, la persistencia real puede ser sólo sugerida o inferida.

**- Procedimientos.**

- a. En los afloramientos de roca o en superficies limitadas, deberá indicarse la persistencia relativa de los diferentes sistemas de discontinuidades (Tabla 3.2.1.19). Los sistemas pueden ser descritos por los términos persistentes, sub-persistentes y no persistentes.

**TABLA 3.2.1.19**

**PERSISTENCIA RELATIVA**

TERMINO
Persistente
Sub-persistente
No persistente

(Según ISRM, 1978)

- b. En cada discontinuidad se deberá medir su longitud en la dirección del buzamiento y en la dirección del rumbo. Esto puede ser imposible en el caso de afloramientos planos limitados. Sin embargo, en el caso de grandes exposiciones tridimensionales, tales como excavaciones a cielo abierto, en bermas o en excavaciones subterráneas con intersección de túneles, se pueden obtener histogramas de frecuencia para cada sistema de discontinuidad identificado.

Las longitudes de la traza modal medida para cada sistema, se puede describir de acuerdo a la Tabla 3.2.1.20

TABLA 3.2.1.20

LONGITUD DE LA TRAZA MODAL DE LA PERSISTENCIA

TERMINO	RANGO
Muy baja	menor de 1m
Baja	1-3m
Media	3-10m
Alta	10-20m
Muy alta	mayor de 20m

(Segun ISRM, 1978)

- c. Una manera útil para la cartografía de las longitudes de las discontinuidades es anotar el tipo de terminación de acuerdo al esquema siguiente:

- discontinuidad extendida fuera de la superficie de exposición (x)
- discontinuidad que termina en roca dentro de la superficie de exposición (r)
- discontinuidad que termina en otra discontinuidad (d)

Una familia sistemática de discontinuidades con una alta marca en (x) es de mayor persistencia que una familia sub-sistemática con marcas predominantes en (d). Discontinuidades No-sistemáticas tenderán a tener muchos valores de (r).

- d. Los datos de terminación (x, r ó d) deben ser anotados para cada extremo de las discontinuidades relevantes, junto con la longitud en metros (ejemplo: 8dx = discontinuidad de 8 metros;

un extremo termina contra otra discontinuidad y el otro no se determina por extenderse fuera de los límites de exposición). Es importante especificar las dimensiones de exposición o afloramiento sobre los que se efectuaron las mediciones; ésto, obviamente influenciará el número de observaciones (x) y la longitud relevante.

**- Presentación de resultados.**

- a. Los diferentes sistemas se deben describir como sistemáticos, sub-sistemáticos y no sistemáticos, de acuerdo a su persistencia relativa y pueden ser representados en bloques diagramáticos o fotografías.
- b. Donde las exposiciones de discontinuidad sean de tamaño conveniente, se puede elaborar un histograma con la persistencia de las longitudes de las trazas de cada sistema de discontinuidad, ésto es necesario si subsecuentemente se aplicaran teorías de probabilidad, de las cuales se debe anotar la longitud principal, tanto en la dirección del rumbo como del echado.
- c. Los datos de terminación de cada discontinuidad observada (por ejemplo, 8dx), deben ser presentados con el índice de terminación (Tr), el cual se define como el porcentaje de las discontinuidades que terminan en roca ( $\Sigma r$ ) en relación con el número total de terminación ( $\Sigma r + \Sigma d + \Sigma x$ ); ésto se multiplica por dos, puesto que cada traza tiene dos terminaciones:

$$Tr = \frac{(\Sigma r) 100}{2 (\Sigma r + \Sigma d + \Sigma x)}\%$$

**6) Rugosidad**

La rugosidad y ondulación se refiere a las características morfológicas que presenta la superficie del plano principal de una discontinuidad, la cual contribuye a disminuir ó aumentar la resistencia al esfuerzo cortante.

**- Utilidad**

- a. La rugosidad de las paredes de una discontinuidad es una componente potencialmente importante para el esfuerzo cortante, en especial cuando las fracturas están interconectadas (juntas sin relleno) o sin desplazamiento. La rugosidad o resistencia al corte declina con la abertura, espesor del relleno o cualquier incremento en el desplazamiento previo.
- b. En general, el término de rugosidad de las paredes de una discontinuidad puede ser caracterizado por una *ondularidad* (ondulación de gran escala, que puede alterar localmente el



echado) y por la rugosidad propiamente dicha (de pequeña escala, que puede ser dañada durante los desplazamientos de corte).

- c. En la práctica, las *ondularidades* afectan la dirección inicial del desplazamiento de cortante, en relación al plano de discontinuidad principal; mientras que, la *rugosidad* afecta la resistencia al corte que normalmente es probado en un laboratorio ó en pruebas directas de corte "in situ".
- d. Si se conoce la dirección del desplazamiento potencial, la rugosidad puede ser obtenida de perfiles lineales paralelos a esa dirección. En muchos casos, la dirección relevante es paralela al echado o buzamiento. En el caso en que el deslizamiento sea provocado por la intersección de dos discontinuidades, la dirección potencial de deslizamiento es paralela a la línea de intersección de los planos.
- e. Si la dirección potencial de deslizamiento es desconocida, pero sin embargo se considera importante, la rugosidad debe ser obtenida al menos en tres direcciones.
- f. La finalidad de todas las formas de medir la rugosidad es el calcular y estimar la resistencia al corte de la discontinuidad.

#### - Procedimiento

Para definir la rugosidad de las superficies de discontinuidad es posible hacerlo con métodos indirectos y directos; el primero, por medio de la fotogrametría; en el segundo, con un disco-clinómetro o un perfil lineal. En seguida se describen brevemente estos procedimientos:

- a. *Método fotogramétrico.* Se basa en la fotogrametría terrestre, con él se pueden obtener las coordenadas de numerosos puntos de rugosidad sobre superficies de discontinuidades inaccesibles. De estos datos es posible elaborar contornos o perfiles de rugosidad. El intervalo mínimo de contornos dependerá de la distancia de la cámara fotográfica a la superficie en cuestión. En algunos casos se podrán efectuar intervalos de 1 mm, siendo los más comunes de 10 a 50 mm. Estos perfiles deben ser realizados en la dirección potencial del deslizamiento, si esto es conocido.
- b. *Disco-clinómetro con brújula.* Para utilizar este método es importante que las discontinuidades sean accesibles y se considere el sitio donde puede ocurrir la falla de cortante. Con este método se miden los ángulos ( $i$ ) de las rugosidades. Las mediciones de las superficies de rugosidad se pueden efectuar con discos de diámetro diferentes (Figura 3.2.1.3); una base cuyo diámetro es pequeño dará valores altos de ángulo

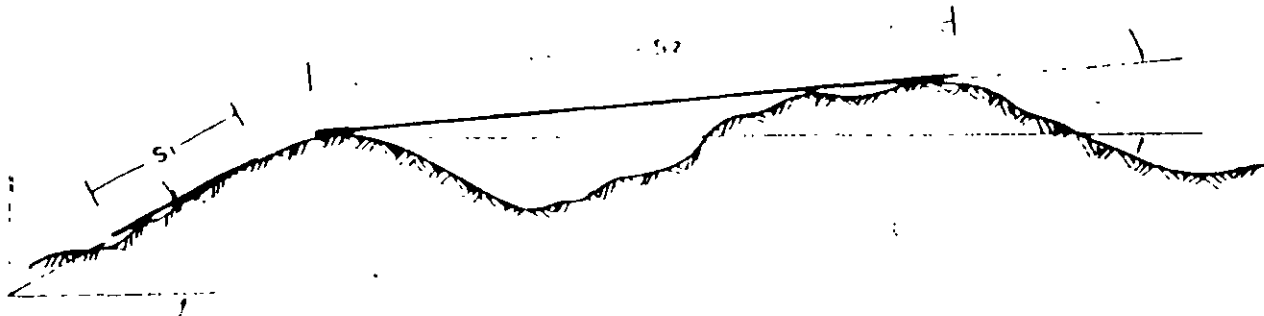
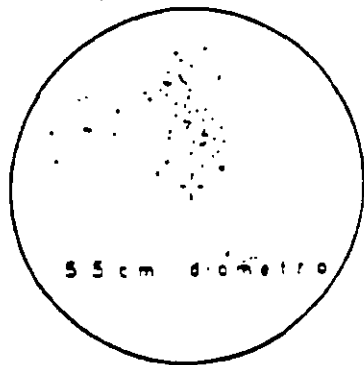
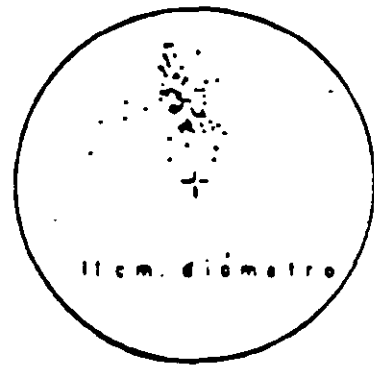
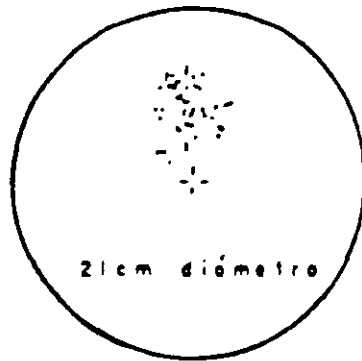
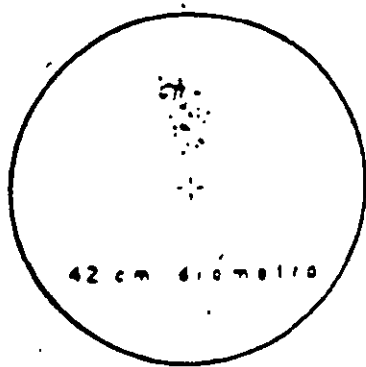
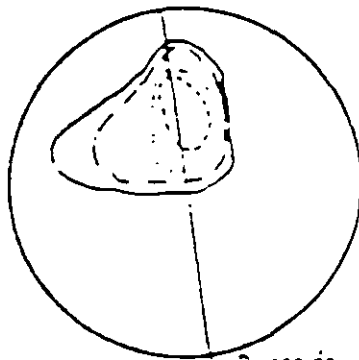


FIGURA 3.2 13 MEDICION DE ANGULOS DE RUGOSIDAD (SEGUN HOEK AND BRAY, 1974)

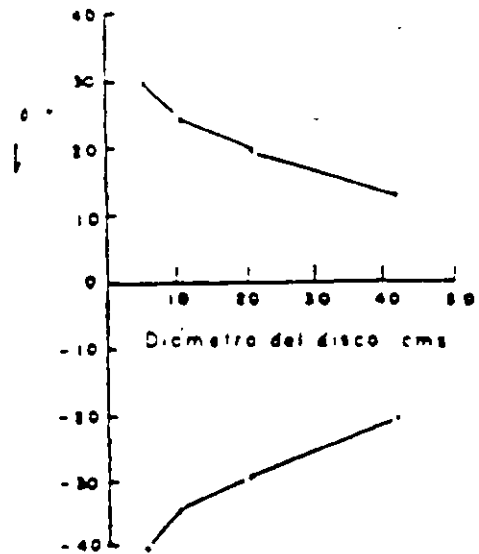


Polos en diagramas estereográficos de igual área representan la rugosidad de una superficie de roca utilizando discos de diámetros diferentes. El echado promedio del plano es de  $35^\circ$  y su dirección de  $170^\circ$ .



- 5.5 cm
- - - 11 cm
- · · · 21 cm
- - - - 42 cm

Dirección  
Potencial de desplazamiento



Contornos de dispersión máxima para diferentes diámetros de disco y gráfica de ángulos de rugosidad efectiva (i) a lo largo de la dirección de desplazamiento potencial

FIGURA 3 2 1.4 INTERPRETACION DE LA RUGOSIDAD EFECTIVA (SEGUN HOEK Y BRAY, 1974)

de rugosidad efectiva; mientras que, bases de gran diámetro proporcionarán ángulos menores. En la Figura 3.2.1.4 se complementa el procedimiento y a la vez se da una forma de representar los resultados de este método.

- c. **Perfil lineal.** En este método también es necesario seleccionar las superficies accesibles y relacionadas a falla por esfuerzo cortante. Dependiendo de las dimensiones del plano de discontinuidad, se puede utilizar una regla plegable de 2 m a 10 m, colocándola extendida por encima del plano de discontinuidad, paralelamente a la dirección principal de deslizamiento potencial. Por conveniencia deberán referirse a un plano los puntos más altos de la discontinuidad y éstos deberán, dentro de lo posible, estar alineados (Figura 3.2.1.5). La distancia perpendicular ( $y$ ) de la regla a la superficie de discontinuidad será anotada con una aproximación de un milímetro, para las distancias tangenciales ( $x$ ) es aconsejable ser flexible en la elección, puesto que en un intervalo regular puede resultar que no se detecte un pequeño borde o cualquier otra forma similar de importancia potencial para el esfuerzo cortante. Con un promedio de intervalo de ( $x$ ), aproximadamente igual al 2% del total de la longitud medida, es suficiente para proporcionar un buen resultado de la rugosidad.

Las lecturas de ( $x$ ) y de ( $y$ ) se anotan paralelamente a las medidas del rumbo y echado. Estas, pueden ser diferentes de la orientación  $\alpha/\beta$  de la discontinuidad. Dependiendo del detalle requerido, los perfiles lineales pueden obtenerse de un sistema completo de discontinuidad, o bien de una discontinuidad crítica en particular. Si el perfil lineal es tan corto que la ondularidad no fue obtenida a la vez de la rugosidad, el ángulo ( $i$ ) de la ondulación ilustrado en la Figura 3.2.1.6 deberá ser obtenido utilizando el borde recto del clinómetro; además se deberá obtener la longitud y amplitud de la ondulación.

- d. El principal objetivo de describir la rugosidad es facilitar la estimación de la resistencia al corte, particularmente en el caso de discontinuidades sin relleno donde la estimación puede ser poco precisa. En el artículo No. 6, Vol. 15 de la ISRM (1978) se detalla esta metodología en forma muy completa.

#### - **Presentación de resultados**

La forma de presentación de cada método se ha comentado en la descripción de la metodología; sin embargo en las etapas preliminares del estudio de campo la descripción de la rugosidad puede ser limitada a términos descriptivos (Figura 3.2.1.7), los cuales están basados en dos clases de observaciones: a) pequeña escala, en varios centímetros; b) escala mayor, en varios metros.

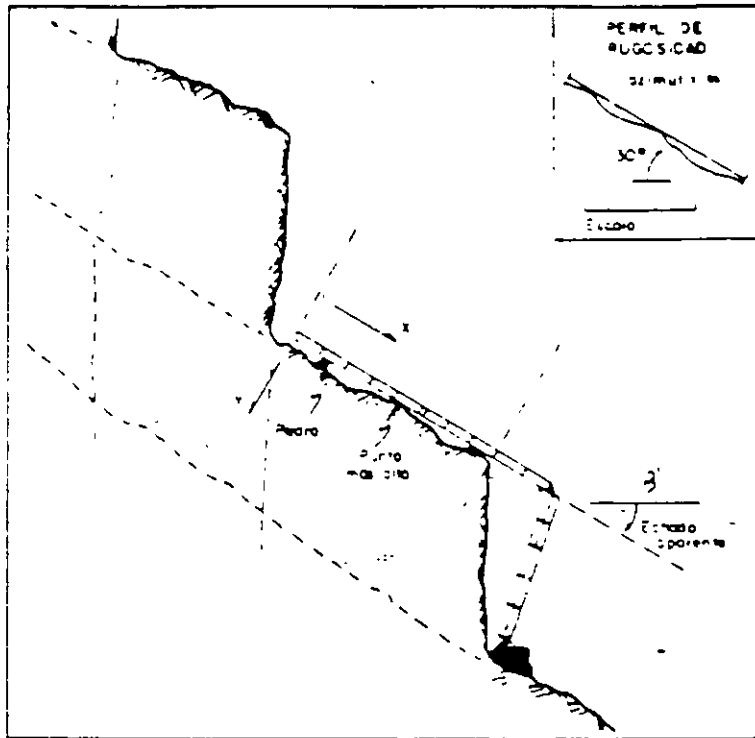


FIGURA 3.2.1.5 DETERMINACION DE LA RUGOSIDAD A LO LARGO DE LA DIRECCION POTENCIAL DE DESLIZAMIENTO. (ISRM, 1978).

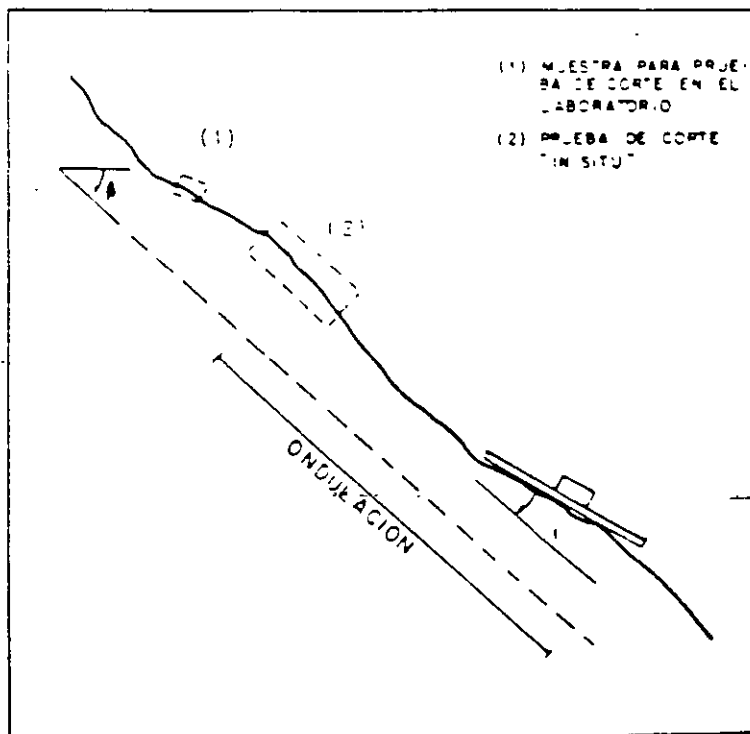


FIGURA 3.2.1.6 DIFERENTES ESCALAS DE RUGOSIDAD EN DISCONTINUIDADES. LA ONDULARIDAD PUEDE SER CARACTERIZADA POR EL ANGULO (i). (ISRM, 1978).

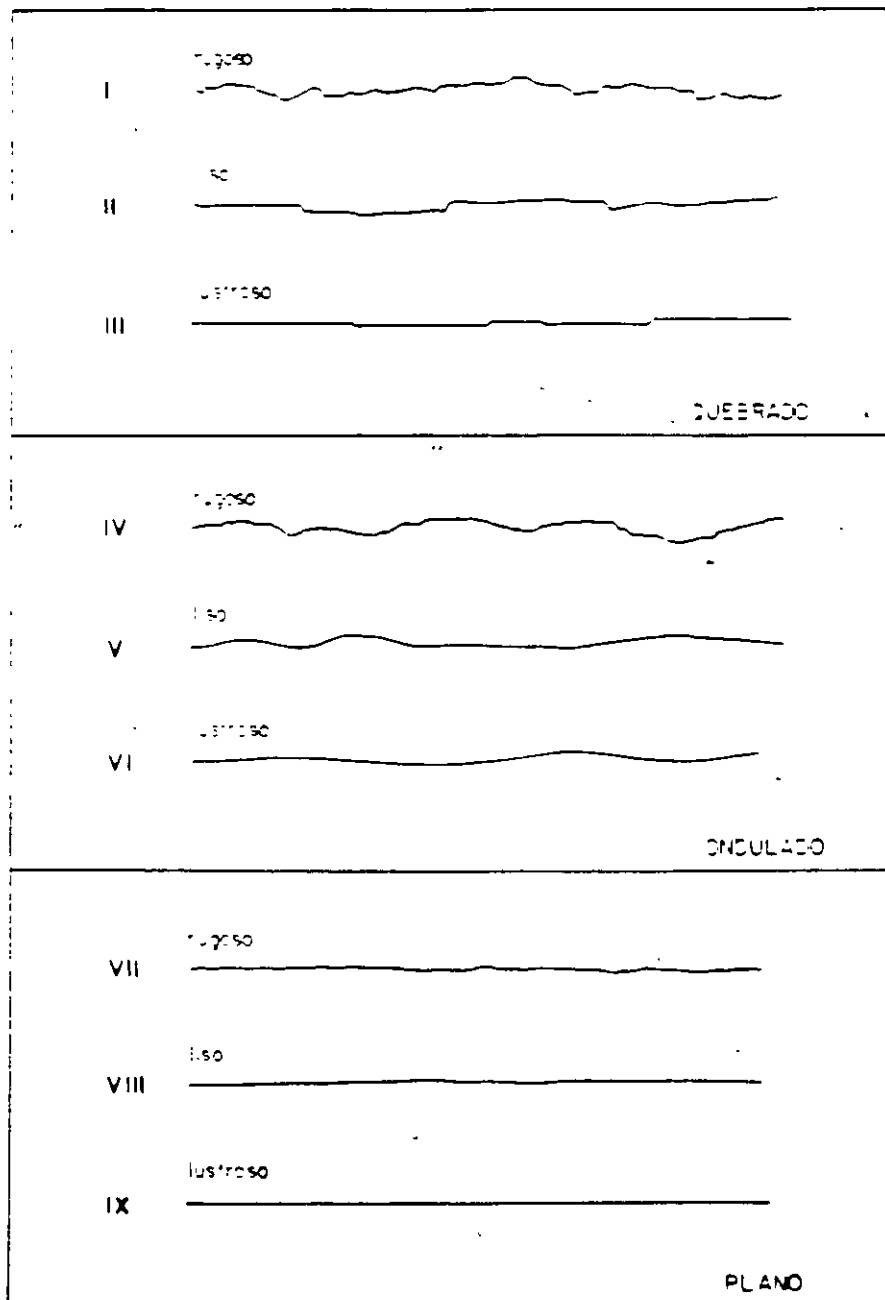


FIGURA 3.2.1.7 PERFILES DE RUGOSIDAD TÍPICOS Y NOMENCLATURA SUGERIDA (ISRM, 1978).

## 7) Resistencia en las paredes de las discontinuidades.

Equivale a la resistencia a la compresión de las paredes adyacentes en una discontinuidad. Esta resistencia puede ser menor que la resistencia del bloque de la roca debido a la meteorización ó alteración de las paredes. Si las paredes de la roca están en contacto, la resistencia a la compresión es una componente importante del esfuerzo cortante.

### Utilidad

- a. La resistencia a la compresión de las paredes de una discontinuidad es una componente importante del esfuerzo cortante y la deformabilidad, especialmente si las paredes están en contacto, como es el caso de juntas sin relleno.
- b. Los macizos rocosos generalmente están meteorizados cerca de la superficie, y en ocasiones están alterados por procesos hidrotermales. La meteorización y alteración generalmente afectan las paredes de las discontinuidades más que al interior de la masa rocosa. Una descripción del estado de meteorización, tanto del macizo rocoso como de la roca intacta, es esencial para la descripción de la resistencia a la compresión de la pared de la discontinuidad.
- c. La "capa" relativamente delgada de la pared de roca que afecta el esfuerzo cortante y a la deformabilidad, puede ser detectada por una simple prueba índice. La resistencia a la compresión simple se estima cualitativamente en el campo con pruebas de impacto con el martillo de Schmidt o el martillo de geólogo.
- d. El contenido de determinado tipo de minerales o alteración de éstos, afecta la resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades en forma intensa si las paredes son planas y lisas, por lo que el tipo de minerales contenidos entre estas deberá ser descrito cuando sea posible.
- e. Los procedimientos a) y b) concernientes al grado de intemperismo del macizo rocoso y de la roca matriz son únicamente descriptivos. Mientras que el procedimiento (c) y (d), de los índices de ensaye manual y el martillo Schmidt son mas cuantitativos.

### Procedimientos

- a. Grado de intemperismo de la roca matriz y del macizo rocoso. Se refiere al material rocoso que compone las paredes de una discontinuidad individual o de un sistema de juntas; y puede describirse de acuerdo a los términos de la tabla 3.2.1.11.

b) Prueba Manual. En la Tabla 3.2.1.21 se presenta un procedimiento de campo para determinar de manera aproximada la resistencia a la compresión simple en las paredes de las discontinuidades. La elección del número de pruebas y su localización dependerá del detalle que se requiera. Se pueden usar, si están a disponibilidad, pruebas de cargas puntuales para determinar la resistencia de las porciones intactas o frescas que se hayan obtenido en una superficie potencial de falla. También puede complementarse usando un penetrómetro manual usado en la pruebas de Mecánica de Suelos, que también muestran la resistencia a la compresión del material.

TABLA 3.2.1.21

ESTIMACION DE LA RESISTENCIA-DUREZA EN CAMPO

GRADO	DESCRIPCION	IDENTIFICACION DEL CAMPO	RANGO APROXIMADO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (Mpa)
S1	Arcilla muy blanda	Puede penetrarse fácilmente varios centímetros con el puño	menor 0.025
S2	Arcilla blanda	Fácilmente el pulgar penetra varios centímetros	0.025 - 0.05
S3	Arcilla firme	El pulgar penetra varios centímetros, aplicando un esfuerzo moderado	0.05 - 0.10
S4	Arcilla rígida	El pulgar penetra, pero sólo con gran esfuerzo	0.10 - 0.25
S5	Arcilla muy rígida	Mollada fácilmente con la uña	0.25 - 0.50
S6	Arcilla dura	Mollada con dificultad con la uña	mayor 0.50
R0	Extremadamente débil	Mollada con la uña	0.25 - 1.0
R1	Muy débil	Se desmenuza con los golpes firmes de martillo de geólogo, se puede rayar con una navaja de bolsillo	1.0 - 5.0
R2	Roca débil	Puede ser rayada con dificultad con una navaja de bolsillo.	5.0 - 25
R3	Moderadamente resistente	Se fractura con un golpe firme de martillo de geólogo. No se raya con navaja	25 - 50
R4	Roca resistente	Se requiere más de un golpe de martillo para fracturar al espécimen.	50 - 100
R5	Muy resistente	El espécimen requiere de muchos golpes de martillo para fracturarse.	100 - 250
R6	Extremadamente resistente	El espécimen sólo se astilla cuando se le golpea con el martillo de geólogo	mayor 250

(Segun ISRM, 1978)

Los resultados se pueden representar anotando el grado y la descripción junto con el rango de la resistencia a la compresión simple que aparece en la Tabla 3.2.1.21. Además es importante indicar el porcentaje de los resultados, por ejemplo; familia de juntas Núm. 1, la mayoría de resistencia media (R3, 25-50 MPa); aproximadamente 20% resistente (R4, 50-100 MPa).



- c) La Prueba del Martillo Schmidt. Esta sencilla prueba de campo consiste en golpear con un martillo especial la pared de la discontinuidad bajo ciertas especificaciones y medir el rebote obtenido. Con este ensaye es posible correlacionar la dureza Schmidt con la resistencia a la compresión, y también se usa para estimar el valor JCS utilizado para obtener la resistencia al corte de una discontinuidad. Para mayor detalle consultar los Métodos sugeridos de la ISRM (1978).

#### 8) Abertura o separación.

La abertura es la distancia perpendicular entre las paredes adyacentes de una discontinuidad, en los cuales los huecos están ocupados por agua o aire.

#### Alcances

- a. La abertura no debe ser confundida con el espesor de relleno de las discontinuidades.
- b. Las aberturas grandes pueden resultar del desplazamiento de corte de las discontinuidades con ondularidad y rugosidad apreciable; como son las fracturas de tensión, lavados del relleno o por disolución.
- c. En términos generales, en la mayoría de los macizos rocosos, por debajo de la superficie las aberturas son pequeñas y probablemente menores de medio milímetro. A menos que la discontinuidad esté excepcionalmente lisa y plana, no es de gran significado para la resistencia al esfuerzo cortante una discontinuidad cerrada (0.1 a 1.0 mm de separación). Sin embargo, indirectamente, como un resultado de conductividad hidráulica, la estrechés de la abertura puede ser significativa en el cambio del esfuerzo normal efectivo y, consecuentemente, a la resistencia al corte.
- d. Desafortunadamente, la observación visual de pequeñas aberturas es desconfiable, con las posibles excepciones de las que se efectuen en núcleos de perforación y excavación de túneles; las aberturas visibles están destinadas a ser aberturas aleatorias, ya sea debido a la voladura ó debido a efectos de la meteorización superficial. La influencia de las aberturas se valora mejor con pruebas de permeabilidad.

#### - Procedimiento.

- a. Es conveniente lavar las exposiciones de roca, principalmente cuando se observan en excavaciones subterráneas, en éstas resulta útil rociar con pintura blanca a la exposición, pues se facilita la observación de aberturas finas; es esencial una buena iluminación.

- b. Las aberturas finas se pueden medir con calibradores de mayor aproximación, mientras que aberturas más grandes conviene utilizar una regla graduada al milímetro. La variación de la abertura de una discontinuidad mayor se mide a lo largo de la traza de la discontinuidad.

**- Presentación de los resultados**

- a. Para la presentación de los resultados se puede utilizar la descripción de los términos de la tabla 3.2.1.22

**TABLA 3.2.1.22**

**ABERTURA O SEPARACION DE LAS DISCONTINUIDADES**

ABERTURA	DESCRIPCION	
menor 0.1 mm	Muy estrecha	"Cerrada"
0.1 - 0.25 mm	Estrecha	
0.25 - 0.5 mm	Parcialmente abierta	
0.5 - 2.5 mm	Abierta	"Entreabierta"
2.5 - 10 mm	Moderadamente amplia	
10 mm	Amplia	
1 - 10 cm	Muy amplia	"Abierta"
10 - 100 cm	Extremadamente amplia	
mayor 1 m	Cavernosa	

(Según B.S.I., 1978)

- b. La abertura modal deberá ser anotada para cada sistema de discontinuidad. Se deben describir cuidadosamente aquellas discontinuidades que son más abiertas o más largas que las del valor modal.
- c. Es conveniente fotografiar aquellas aberturas extremadamente amplias (10-100 cm) o cavernosas (mayor que 1 m).

## 9) Relleno

El relleno es el material que separa las paredes adyacentes de roca en una discontinuidad, usualmente más débil que la roca encajonante.

### - Utilidad

- a. El relleno puede estar formado por arcilla, limo, arena, brecha ó milonita. También puede incluir minerales que sellen las discontinuidades, por ejemplo, cuarzo y calcita. La distancia perpendicular entre las paredes adyacentes de roca determina el "espesor" de una discontinuidad con relleno.
- b. Debido a la enorme variedad de ocurrencias, los rellenos de las discontinuidades tienen un amplio rango de comportamiento físico, en particular hay que considerar su resistencia al esfuerzo cortante, deformabilidad y permeabilidad.
- c. El amplio rango de comportamiento físico depende de muchos factores, de los cuales los más importantes pueden ser: la mineralogía del material de relleno, el tamaño de las partículas, su grado de consolidación, el contenido de agua y permeabilidad, el desplazamiento previo de cortante, la rugosidad de las paredes, el espesor del relleno y el fracturamiento de la pared de la roca en la discontinuidad.
- d. En cada observación se deben incluir los factores mencionados (Tabla 3.2.1.23), utilizando en lo posible descripciones que se puedan cuantificar, junto con dibujos o fotografías de los casos más importantes. Ciertas pruebas índice son sugeridas para investigaciones detalladas de discontinuidades mayores que puedan poner en peligro la estabilidad del macizo. En casos especiales, los resultados de estas descripciones de campo pueden dar apoyo a la recomendación de pruebas "in situ" de gran escala, como es el caso de cimentación de presas y cortes en taludes de gran altura.

TABLA 3.2.1.23

FACTORES A DESCRIBIR EN DISCONTINUIDADES CON RELLENO

FACTORES A DESCRIBIR	
Geometría	Espesor Rugosidad de la pared Croquis de campo
Tipo de relleno	Mineralogía Tamaño de las partículas Grado de intemperismo
Resistencia del relleno	Parámetros índice de suelos Hinchamiento potencial Pruebas índice (S1-S6) Resistencia al corte Grado de consolidación con desplazamiento/sin desplazamiento
Filtración	Contenido de agua (valoración W1-W6) Datos cuantitativos de permeabilidad.

- Procedimiento

- a. Espesor.- Los espesores máximo y mínimo de discontinuidades simples con relleno deben ser medidos con una aproximación de error del 10% y hacer una estimación del espesor común o modal. Diferencias marcadas entre los espesores máximo y mínimo pueden indicar el desplazamiento de corte ocurrido, esencialmente si las paredes están inalteradas o sin intemperismo. La dimensión principal de una discontinuidad compleja y con relleno, por ejemplo, zonas de corte, zonas fragmentadas, fallas, zonas de falla, diques y contactos litológicos, también se estimarán cuando sea posible, con una aproximación de error del 10%.
- b. Grados de alteración.- Las discontinuidades con relleno originadas por meteorización, pueden estar compuestas de roca desintegrada o roca alterada. El tipo relevante del relleno debe ser anotado de la manera siguiente:
  - Desintegrada. La roca está meteorizada a la condición de un suelo en el cual la fábrica (arreglo) original aún está intacta. La roca es friable, pero los granos minerales no están alterados.
  - Alterada. La roca está meteorizada a la condición de suelo en el que la fábrica original todavía está intacta, pero algunos o todos los granos minerales están alterados.

- c. Mineralogía.- Es necesario determinar la composición mineralógica del relleno. La fracción fina es de mucho interés puesto que comunmente controla el esfuerzo cortante a largo plazo, en especial, cuando se tiene la sospecha de arcillas expansivas.
- d. Tamaño de las partículas.- El método para describir la granulometría depende del tipo de ocurrencia. Con una estimación burda de la granulometría se pueden obtener porcentajes de arcilla, limo, arena y fragmentos de roca ( $\pm 10\%$ ). Se puede clasificar el tamaño de las partículas de acuerdo a la escala presentada en la Tabla 3.2.1.25. Una investigación detallada puede ser apoyada con estudios de laboratorio de Mecánica de Suelos para determinar:
- fracción de arcilla
  - % que pasa la malla No. 200
  - Pruebas índice de Atterberg para determinar límite líquido y el límite plástico:  $IP = (LL - LP)$  (ver Tablas 3.2.1.24 y 3.2.1.25).
- e. Resistencia del relleno.- El material de relleno, en particular la fracción fina, comunmente débil, puede ser valorada por medio del manual de pruebas índice tabulado en el inciso de la resistencia de las paredes o también se puede estimar la consistencia en suelos finos de acuerdo con la tabla 3.2.1.26; sin embargo, puede ser complementado por el uso de un penetrómetro estándar que se emplea en Mecánica de Suelos.

TABLA 3.2.1.24

PLASTICIDAD DE SUELOS FINOS

TERMINO	I P (LL - LP)	RESISTENCIA EN ESTADO SECO	PRUEBA DE CAMPO
No plástico	0 - 3	muy baja	Se despedaza fácilmente
Ligeramente plástico	4 - 5	ligera	Se tritura fácilmente con los dedos
Plástico	15 - 30	media	Difícil de triturar
Muy plástico	mayor de 30	alta	Imposible trituarlo con los dedos

I P (Índice de Plasticidad), representa la variación en humedad que puede tener un suelo que se conserva en estado plástico

(Según Sowers, 1979).

TABLA 3.2.1.25

LIMITES DE ATTERBERG DE SUELOS FINOS.

ESTADO	DESCRIPCION	PRUEBAS DE CAMPO
Líquido	Una pasta; sopa de guisantes a mantequilla blanda; un líquido viscoso	Límite líquido (LL)
Plástico	Mantequilla blanda a masilla dura; se deforma pero no se agrieta	Límite plástico (LP)
Semisólido	Queso; se deforma permanentemente pero se agrieta	Límite refracción (LR)
Sólido	Caramelo duro; se quiebra al deformarse	

(Segun Soyster, 1977)

TABLA 3.2.1.26

CONSISTENCIA DE SUELOS FINOS

ESTADO	NUMERO DE GOLPES (SPT*)	LIMITES
Muy blanda	menos de 2	Fácilmente penetrable con el puño (varios centímetros)
Blanda	2 - 4	Fácilmente penetrable con el pulgar (varios centímetros)
Media	4 - 8	Penetrando con el pulgar con esfuerzo moderado (varios centímetros)
Dura	8 - 15	Fácilmente marcada con el pulgar, pero penetrando sólo con gran esfuerzo
Muy dura	15 - 30	Fácilmente marcado con la uña
Durísima	30	Marcado con dificultad con la uña.

\*SPT Prueba de penetración Estándar

(Segun Mason, A. 1964)

- f. Desplazamiento previo.- Se debe tener cuidado en determinar si una discontinuidad con relleno ha sufrido algún desplazamiento previo de corte (superficies pulidas, cizallas, desplazamiento de juntas transversales, etc.). Esto debe ser registrado en conjunto con una estimación aproximada del grado de consolidación de cualquier relleno arcilloso.
- g. Contenido de agua y permeabilidad. Es necesario describir el contenido de agua y la permeabilidad del relleno, así como el contenido de arcilla como un caso particular (ver también Filtraciones). En algunos proyectos importantes será necesario realizar mediciones mas detalladas de estos parámetros.

#### - Presentación de los resultados

- a. El detalle de la presentación dependerá de la importancia de la familia o de la discontinuidad individual. En general, la información debe ser proporcionada como se indica en la Tabla 3.2.1.23. En ésta se incluye la geometría, tipo de relleno, resistencia del relleno y la infiltración de agua.

#### 10) Filtraciones

Se refiere al flujo de agua y humedad libre visible en discontinuidades o en el macizo rocoso.

#### - Utilidad

- a. Las filtraciones de agua en los macizos rocosos ocurren principalmente a través de las discontinuidades ("permeabilidad secundaria"). Sin embargo, en el caso de ciertas rocas la "permeabilidad primaria" puede ser tan significativa que gran proporción de las filtraciones se lleva a cabo a través de los poros.
- b. El conocimiento de los niveles de agua subterránea, la trayectoria de las filtraciones y las presiones aproximadas de agua pueden dar un antecedente de estabilidad o dificultad para la construcción. La descripción de campo del macizo rocoso deberá preceder cualquier recomendación de prueba de campo de permeabilidad, de manera que estos factores deberán ser cuidadosamente valorados en una etapa temprana.
- c. Los niveles irregulares de agua subterránea y los mantos colgados pueden ser encontrados en masas de roca que son interceptados por estructuras impermeables, tales como diques, discontinuidades rellenas de arcilla, o a través de estratos permeables. Detectar las barreras de flujo asociadas a mantos de agua irregulares es de considerable importancia, especialmente para proyectos de ingeniería donde tales

impedimentos pueden penetrar a la profundidad de una obra subterránea, resultando flujos de agua de alta presión al interior de la excavación.

- d. Los escurrimientos causados por el drenaje dentro de una excavación pueden provocar graves consecuencias en casos de abatimientos de los niveles de agua subterránea; por ejemplo, hundimientos de estructuras cimentadas sobre depósitos arcillosos.
- e. La descripción aproximada de la hidrogeología local deberá ser complementada con observaciones detalladas del escurrimiento a través de las discontinuidades o sistemas particulares, de acuerdo a su importancia relativa para la estabilidad. Las observaciones concernientes a la precipitación reciente en el área ayudará en la interpretación de estos datos.
- f. En el caso de taludes en roca, el diseño preliminar estará basado sobre valores supuestos del esfuerzo normal efectivo. Si con el resultado de las observaciones de campo se tiene una suposición pesimista de presión de agua, son justificados los problemas que se tendrán para el diseño.

#### Procedimientos.

- a. Se deben estudiar los mosaicos obtenidos con procedimientos fotogramétricos, y obtener una exposición del drenaje local y del agua subterránea. El agua subterránea puede estar indicada por el aumento de vegetación a lo largo de fallas y diques de composición básica.
- b. La descripción de la geohidrología local será limitada a las etapas preliminares de la cartografía. Con ésta se deberá valorar la necesidad de barrenos de exploración para determinar niveles de agua, instalación de piezómetros y pruebas de bombeo; su localización óptima debe ser indicada en planos apropiados.
- c. El escurrimiento a través de discontinuidades con o sin relleno pueden ser valoradas de acuerdo a los esquemas descriptivos de las Tablas 3.2.1.27 y 3.2.1.28.



**TABLA 3.2.1.27**

**FILTRACIONES EN DISCONTINUIDADES CON RELLENO**

GRADO	CARACTERISTICAS
I	El material de relleno está fuertemente consolidado y seco, no es probable que se presente un flujo significativo a la baja permeabilidad.
II	El material de relleno está húmedo pero no hay agua libre.
III	El material de relleno está húmedo y hay goteos ocasionales de agua
IV	El material de relleno presenta signos de ser lavado, flujo continuo de agua (estimar litros/minuto)
V	Los materiales de relleno son acarreados localmente, flujo considerable de agua a través de grietas (estimar litros/minuto y describir la presión, por ejemplo, baja, media, alta).
VI	Los materiales de relleno son acarreados completamente, muy alta presión de agua, especialmente al principio de la exposición (estimar litros/minutos y describir la presión).

(Segun ISRM, 1978)

**TABLA 3.2.1.28**

**FILTRACIONES EN DISCONTINUIDADES SIN RELLENO**

GRADO	CARACTERISTICAS
I	La discontinuidad es muy cerrada y seca, el flujo de agua a través de esta no parece posible.
II	La discontinuidad está seca, sin evidencia de flujo de agua
III	La discontinuidad está seca, pero presenta evidencia de flujo de agua, por ejemplo; manchas de moho, etc.
IV	La discontinuidad está húmeda, pero el agua libre no está presente.
V	La discontinuidad presenta escurrimiento difuso, goteos ocasionales pero no flujos continuos.
VI	La discontinuidad presenta un flujo continuo (Estimar litros/minuto y describir la presión por ejemplo baja media, alta)

(Segun ISRM, 1978)

- d. En el caso de obras de ingeniería que actúan como drenaje del macizo rocoso, por ejemplo un túnel, es de mucha ayuda describir el flujo hacia el interior de la excavación en secciones individuales de la estructura. Esto deberá efectuarse inmediatamente después de la excavación, puesto que los niveles de agua subterránea o el agua almacenada en la roca puede agotarse rápidamente. Las descripciones se pueden basar en el esquema de la Tabla 3.2.1.29.

TABLA 3.2.1.29

FILTRACION EN EL INTERIOR DE UNA EXCAVACION SUBTERRANEA

VALORACION DEL ESCURRIMIENTO	CARACTERISTICAS
I	Techo y paredes secos, no se detecta escurrimiento.
II	Ecurrimiento difuso, goteo en discontinuidades específicas.
III	Infiltración media, discontinuidades específicas con flujo continuo (estimar litros por minuto por 10 m de longitud de excavación).
IV	Infiltración discontinuidades específicas con flujos fuertes (estimar litros por minuto por 10 m de longitud de excavación).
V	Infiltración excepcionalmente alta, origen específico de flujos excepcionales (estimar litros por minuto por 10 m de longitud de excavación).

(Según ISRM, 1976)

- Presentación de resultados.

- a. Es conveniente indicar con flechas en las fotos aéreas o mapas geológicos, la dirección del flujo general del agua subterránea.
- b. Anticipar las barreras que impiden el flujo del agua, tales como diques, discontinuidades grandes con rellenos de arcilla y capas o estratos impermeables.
- c. Cuando sea posible se debe anticipar la interacción del proyecto de ingeniería y el régimen del flujo de agua subterránea.
- d. Las observaciones de escurrimiento local de discontinuidades individuales, sistemas específicos o para el macizo rocoso en general, se pueden presentar como una valoración del escurrimiento indicado en las Tablas 3.2.1.27, 3.2.1.28 y 3.2.1.29.

## 11) Tamaño de bloque

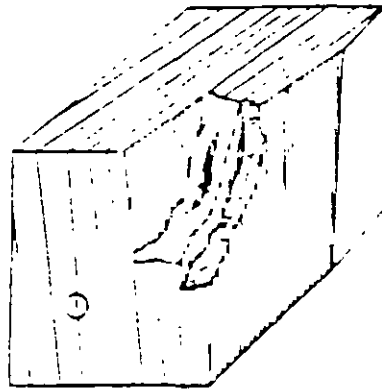
Las dimensiones del bloque de roca son el resultado de la orientación de los sistemas de juntas que se interceptan y del espaciamiento individual de los sistemas. Las discontinuidades individuales pueden tener también influencia en la forma y tamaño de los bloques.

### - Utilidad

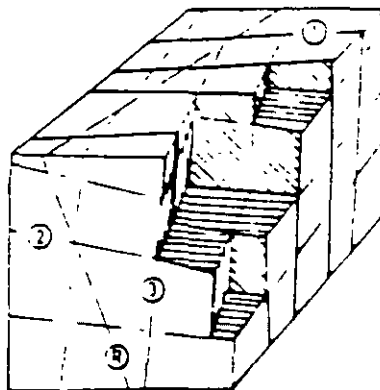
- a. El tamaño de los bloques es un indicador importante del comportamiento del macizo rocoso. Las dimensiones del bloque están determinadas por el espaciamiento, número de juntas y persistencia de las discontinuidades.
- b. El número de sistemas y la orientación determina la forma de los bloques resultantes, los cuales pueden ser semejantes a cubos, rombohedros, tetrahedros, lajas, etc (Fig. 3.2.1.8). Sin embargo, las formas geométricas regulares son la excepción más que la regla, puesto que las juntas en cualquier sistema son rara vez consistentemente paralelas. La estratificación en rocas sedimentarias produce comunmente las formas de bloques más regulares.
- c. Las propiedades combinadas del tamaño del bloque e interconexión entre sí, determinan el esfuerzo cortante y el comportamiento mecánico del macizo rocoso bajo condiciones de esfuerzos. Los macizos rocosos compuestos por grandes bloques tienden a ser menos deformables; en el caso de construcciones subterráneas desarrollan un arqueamiento e interconexión favorable. En el caso de taludes, un tamaño de bloque pequeño puede cambiar el modo potencial de falla y en túneles, el tipo de sostenimiento a emplear.
- d. La eficiencia de las voladuras en la explotación de canteras está en función del tamaño del bloque natural "in situ".
- e. El tamaño del bloque puede ser descrito por los términos de dimensión promedio de los bloques típicos (Índice del tamaño de bloque,  $I_b$ ), o por el número total de juntas que se interceptan por unidad de volumen del macizo rocoso (Índice volumétrico de juntas,  $J_v$ ).

### - Procedimientos

- a. El índice del tamaño del bloque ( $I_b$ ). Puede ser estimado por la selección ocular de varios bloques de tamaño típico y tomar sus dimensiones promedio. Puesto que puede tener un rango de milímetros a varios metros, una medida aproximada de 10% será suficiente.



UNA FAMILIA DE DISCONTINUIDAD



TRES FAMILIAS DE DISCONTINUIDAD

FIGURA 3 2 1.8 EJEMPLOS QUE DEMUESTRAN EL EFECTO DEL NUMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES EN EL COMPORTAMIENTO MECANICO Y APARIENCIA DEL MACIZO ROCOSO. (ISRM, 1978)

Cada dominio deberá ser caracterizado por un valor  $I_b$  modal, junto con el rango, por ejemplo el índice de bloques típicos más grandes y los más pequeños. Siempre se debe anotar el número de familias junto con el  $I_b$ .

En el caso de rocas sedimentarias estratificadas, dos sistemas de juntas mutuamente perpendiculares, constituyen formas de bloques cúbicos o prismáticos. en tales casos,  $I_b$  se describe correctamente por:

$$I_b = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{3}$$

donde  $S_1$ ,  $S_2$  y  $S_3$  corresponden al espaciamiento respectivo de cada familia de discontinuidad.

- b. El índice volumétrico de juntas ( $J_v$ ). Se define como la suma del número de juntas por metro para cada sistema de juntas presente. Las discontinuidades aleatorias también se pueden incluir, aunque generalmente tienen poco efecto en los resultados.

El número de juntas de cada sistema deberá ser contado perpendicularmente al sistema relevante. Se sugiere un muestreo en una longitud de 5 ó 10m de longitud para expresar los resultados como número de juntas por metro.

Un resultado típico de tres sistemas de juntas y una discontinuidad aleatoria, contados a lo largo de 5 ó 10m de líneas de muestreo perpendiculares, pueden representarse como sigue:

$$J_v = \frac{6}{10} + \frac{24}{10} + \frac{5}{5} + \frac{1}{10}$$

$$J_v = 0.6 + 2.4 + 1.0 + 0.1 = 4.1/m^3 \text{ (tamaño medio de bloques).}$$

Los términos descriptivos de la Tabla 2.2.1.30 dan la proporción aproximada del tamaño del bloque.

**TABLA 3.2.1.30**  
**TAMAÑO DE LOS BLOQUES**

DESCRIPCION	Jv (JUNTAS/m <sup>2</sup> )
Bloques muy grandes	menor de 1
Bloques grandes	1-3
Bloques de tamaño medio	3-10
Bloques pequeños	10-30
Bloques muy pequeños	mayor de 30

Valores de Jv mayores de 60 representan roca completamente triturada.

(Segun ISRM, 1978)

- c. Para dar una idea de la forma de los bloques en los macizos rocosos, se pueden describir con los adjetivos de la Tabla 3.2.1.31.

**TABLA 3.2.1.31**  
**FORMA DE LOS BLOQUES**

DESCRIPCION	CARACTERISTICAS
Masiva	Rocas juntas o espaciamiento muy amplio
Cúbica	Aproximadamente equidimensional
Tabular	Una dimension considerablemente más pequeña que las otras dos
Columnar	Una dimensión considerablemente más grandes que las otras dos
Irregular	Variación amplia en la forma y tamaño de los bloques
Fragmentada	Gran cantidad de juntas

(Segun ISRM, 1978)

### 3.2.1.4 Zonificación geotécnica

Además de las descripciones geológicas, es conveniente tener en cuenta otro tipo de descripciones en donde se conjunten diversos parámetros de la roca matriz y del macizo rocoso, que permitan una mejor caracterización geotécnica de las rocas.

Se presenta, en primer término la Descripción Geotécnica Básica (Basic Geotechnical Description, BGD) sugerida por la ISRM en 1981. Esta tiene por objeto el proporcionar un lenguaje que facilite al observador transmitir su impresión general del macizo rocoso, considerando la posibilidad de prever su comportamiento mecánico, a través de mediciones simples que aporten datos cuantitativos.

También se considera la descripción del Índice de Calidad de la Roca (RQD), establecido por Deere en 1966, basado en un análisis del fracturamiento de los núcleos de roca y en afloramientos.

Por último, se mencionan algunas formas de zonificar la calidad del macizo rocoso mediante la determinación de las velocidades sísmicas en campo y laboratorio.

#### - Descripción Geotécnica Básica (BGD)

En la Descripción Geotécnica Básica las características esenciales del comportamiento del macizo rocoso que se toman en consideración son las siguientes:

- El nombre de la roca; con una descripción geológica simplificada.
- Dos características estructurales del macizo rocoso: el espesor de las capas y la intercepción de fracturas.
- Dos características mecánicas: la resistencia a la compresión simple de la roca intacta y el ángulo de fricción de las fracturas.

Cuando se aplica la BGD el macizo rocoso se divide en zonas que son unidades geotécnicas, cuyas características pueden ser consideradas uniformes con respecto a los requerimientos del proyecto; sin embargo, las características relevantes pueden explicar una variación considerable dentro de la unidad geotécnica.

Una zona puede incluir volúmenes de macizos rocosos no contiguos, tales como interestratificaciones de capas sedimentarias o formaciones volcánicas con las mismas características geotécnicas. Un zoneamiento preliminar puede basarse en los datos geológicos generales: diferenciación litológica, grado de alteración, características de fracturas, etc. En la Figura 3.2.1.9 se presenta el formato sugerido por la ISRM (1980) para ir describiendo los

FIGURA 3 2 1 9 DESCRIPCION GEOTECNICA BASICA (ISRM, 1981)

(1)		
Tipo de trabajo		
Etapas de investigación	(3)	
		Exposición
Localización	(4)	
Observador:		Fecha:

Nombre de la roca y descripción geológica general (6)

(7)

Descripción geológica adicional  
Zona I:

Zonas	Ocurrencia (%) (8)	Caracterización (9)	Zonas	Ocurrencia (%) (8)	Caracterización
			V		
II			VI		
III			VII		
IV			VIII		



# COMPUTACION DE PARAMETROS

Zona	Parametros	Muestra				Promedio	Desv. Est.	BGD Símbolo
		1	2	3	4			
	Espesores de las capas (cm)							
	Interc. fracturas (cm)							
	Resist. a la comp. (Mpa)							
	Angulo de fricción (°)							
	Espesor de las capas (cm)							
	Interc. fracturas (cm)							
	Resist. a la comp. (Mpa)							
	Angulo de fricción							
I	Espesor de las capas (cm)							
	Interc. fracturas (cm)							
	Resist. a la comp. (Mpa)							
	Angulo de fricción (°)							
	Espesor de las capas (cm)							
	Interc. fracturas (cm)							
	Resist. a la comp. (Mpa)							
	Angulo de fricción (°)							
	Espesor de las capas (cm)							
	Interc. fracturas							
	Resist. a la comp. (Mpa)							
	Angulo de fricción (°)							

Observaciones (11)

Espesor de las capas:

Interc. fracturas:

Resist. a la comp:

Angulo de fricción:

### Información adicional

1. Principales características de la estructura (2) Preliminar, final... (3) Afloramiento, Zona, Núcleo... (4) Nombre (5) Pares estereoscópicos de fotografías con las zonas (6) Pares. Pueden ponerse fotos normales y/o esquemas (6) Nombre de la roca; estructura, estructura, alteración (7) Aspectos específicos que deben ser considerados para cada zona (8) Proporción estimada, por volumen, de la ocurrencia de cada zona relativa a la masa de roca observada (9) Nombre de la roca seguida por el símbolo del intervalo del valor del parámetro (10) Ver los artículos 3, 5, 6, 7, y 8 del BGD (11) Métodos seguidos en la determinación de los parámetros y las dificultades encontradas.

parámetros que involucra la descripción del BGD. La terminología para definir las cinco características esenciales se describen brevemente a continuación.

Nombre de la roca. Debe estar de acuerdo a la clasificación genética y deberán considerarse los aspectos siguientes:

- estructura geológica del macizo rocoso (pliegues, fallas, dique, colada, etc.).
- fracturamiento del macizo rocoso (sistemas de fracturas y sus características).
- color, textura y composición mineral de la roca intacta.
- grado de alteración o meteorización.

Espesor de las capas. En una zona donde un macizo rocoso está formado por capas, el espesor de las capas es el valor medio de la zona considerada. El término capa se utiliza aquí en su sentido más amplio y puede ser aplicado a formaciones ígneas, sedimentarias ó metamórficas.

El espesor de las capas en una zona se indica con cinco intervalos L1 a L5 (ver tabla 3.2.1.32); a las zonas que no tienen capas se les asigna el símbolo L0. Si sólo se muestran tres intervalos, se utilizan los símbolos L1,2; L3; L4,5, con su descripción correspondiente a la tabla 3.2.1.32.

**TABLA 3.3.1.32**  
**ESPESOR DE LAS CAPAS**

INTERVALOS	SIMBOLOS	TERMINOS DESCRIPTIVOS
mayor de 200	L1	muy grande
	L1,2	grande
60 - 200	L2	grande
20 - 60	L3	moderado moderado
6 - 20	L4	pequeño
	L4,5	pequeño
menor de 6	L5	muy pequeño

(Segun ISROM, 1977)

Intercepción de fracturas. Se define como la distancia media entre fracturas sucesivas medidas a lo largo de una línea recta. Cuando la intercepción de fractura cambia de dirección, el valor adoptado en la descripción será correspondiente al de la dirección a lo largo de la cual se intercepte el valor medio más pequeño.

Los intervalos están representados por símbolos F1 a F5 y/o usando un sistema simplificado de tres clases: F1,2; F3; F4,5; en el caso de que no existan fracturas se describe por el símbolo F0 (Tabla 3.2.1.33).

**TABLA 3.2.1.33  
INTERCEPCION DE LAS FRACTURAS**

INTERVALOS (cm)	SIMBOLOS (BGD)	TERMINOS DESCRIPTIVOS
mayor de 200	F1	muy amplio
	F1,2	amplio
60 - 200	F2	amplio
20 - 60	F3	moderado moderado
6 - 20	F4	cerrado
	F4,5	cerrado
menor de 6	F5	muy cerrado

(Segun ISRM, 1981)

Resistencia a la compresión simple. Se refiere al valor medio de la resistencia de muestras de roca, tomadas en puntos de la zona fuera de fracturas y otras discontinuidades donde la roca puede estar más alterada por intemperismo.

Cuando la roca intacta es marcadamente anisotrópica en su resistencia, el valor considerado para la descripción deberá corresponder al de la dirección a lo largo de la cual el valor medio de la resistencia sea el más pequeño. Sin embargo, en tales casos es importante anotar la resistencia a la compresión simple en otras direcciones. Como en los casos anteriores, la caracterización de la resistencia a la compresión simple estará basada en cinco o tres intervalos (Tabla 3.2.1.34).

**TABLA 3.2.1.34**

**RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE DE LA ROCA**

INTERVALOS	SIMBOLOS		TERMINOS DESCRIPTIVOS	
		S1,2		alta
60 - 200	S2		alta	
20 - 60	S3	S3	moderado	moderado
6 - 20	S4		baja	
		S4,5		baja
menor de 6	S5		muy baja	

(Segun ISRM, 1981)

Angulo de fricción de fracturas. Está definido como la pendiente de la tangente en el punto de la envolvente donde el esfuerzo normal es de un Mega Pascal (MPa). Esta es una definición arbitraria sólo para propósitos de clasificación, de manera que el valor no tiene porque ser igual al que se use en el diseño del proyecto. La obtención del ángulo puede resultar de las pruebas de laboratorio o de una estimación auxiliada de las observaciones de campo, tales como la rugosidad de las superficies de las fracturas, la naturaleza y espesor de los materiales de relleno, etc. El valor del ángulo de fricción de fractura en una zona, es el valor medio de los resultados obtenidos en la zona (tabla 3.2.1.35).

Cuando existan sistemas de fracturas que difieran en su resistencia al esfuerzo cortante, el ángulo de fricción adoptado corresponderá al sistema que presenta al valor medio más pequeño, a menos que se garanticen otras circunstancias específicas.

**TABLA 3.2.1.35**  
**ANGULO DE FRICCIÓN DE LAS FRACTURAS**

INTERVALOS	SIMBOLOS		TERMINOS DESCRIPTIVOS	
mayor de 45	A1		muy alto	
		A1,2		alto
35 - 45	A2		alto	
25 - 35	A3	A3	moderado	moderado
15 - 25	A4		bajo	
		A4,5		bajo

(Segun ISRM, 1981)

## - INDICE DE CALIDAD DE ROCA

El índice de calidad de la roca se basa en la recuperación modificada de los núcleos de roca obtenidos de la perforación. El método consiste en medir la longitud total del testigo pero considerando únicamente los trozos del núcleo de longitud igual o superior a 10cm, que se encuentren en estado sano y compacto, y dividiendo entre la longitud total perforada.

$$RQD^* = \frac{\text{Suma núcleos mayores de 10cm de roca sana}}{\text{Longitud perforada}}$$

RQD\* = Rock Quality Designation, Decree (1966)

Este índice es muy utilizado en muchos sistemas de clasificación de los macizos rocosos y se ha visto que es un parámetro muy útil para conocer la calidad general de una roca de una manera rápida y sencilla, para lo cual se utilizan los rangos de la tabla 3.2.1.36.

TABLA 3.2.1.36

### INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA

VALOR DE RQD	CALIDAD
0 - 25%	Muy mala
25 - 50%	Mala
50 - 75%	Regular
75 - 90%	Buena
90 - 100%	Excelente

(Segun Decr. 1966)

Es importante tener cuidado con las roturas producidas por el proceso propio de la perforación o por el manejo posterior de las cajas núcleos; en este caso se deben juntar los trozos partidos y contarse como pieza única si alcanzan la longitud requerida de 10cm. Las longitudes de esas piezas se miden a lo largo de la línea central del núcleo.

El método requiere del uso de barriles muestreadores dobles de diámetro mínimo NX (54 mm), que garantice una adecuada recuperación de testigos. Es fundamental una adecuada supervisión de la perforación y que la descripción se realice en forma inmediata a la extracción de los núcleos.

El RQD también puede obtenerse de mediciones en afloramientos, cuando no existan datos de perforaciones. Estas técnicas tienen la ventaja de que incluyen todas las orientaciones de las fracturas y pueden evaluar de forma más realista las condiciones del macizo rocoso.

Un método para obtener el RQD en superficie es el propuesto por Hudson y Priest (1975), el cual se basa en la medición de la frecuencia de ocurrencia de discontinuidades a lo largo de una línea de referencia establecida (Figura 3.2.1.10).

La forma para determinar la frecuencia de discontinuidades es la siguiente:

$$\begin{aligned} \text{Número de discontinuidades} &= N \\ \text{Longitud de la línea de referencia} &= L \\ \text{Espaciamiento medio de discontinuidades } X &= \frac{L}{N} \\ \text{Frecuencia de discontinuidades } \lambda &= \frac{N}{L} \end{aligned}$$

Por lo tanto:

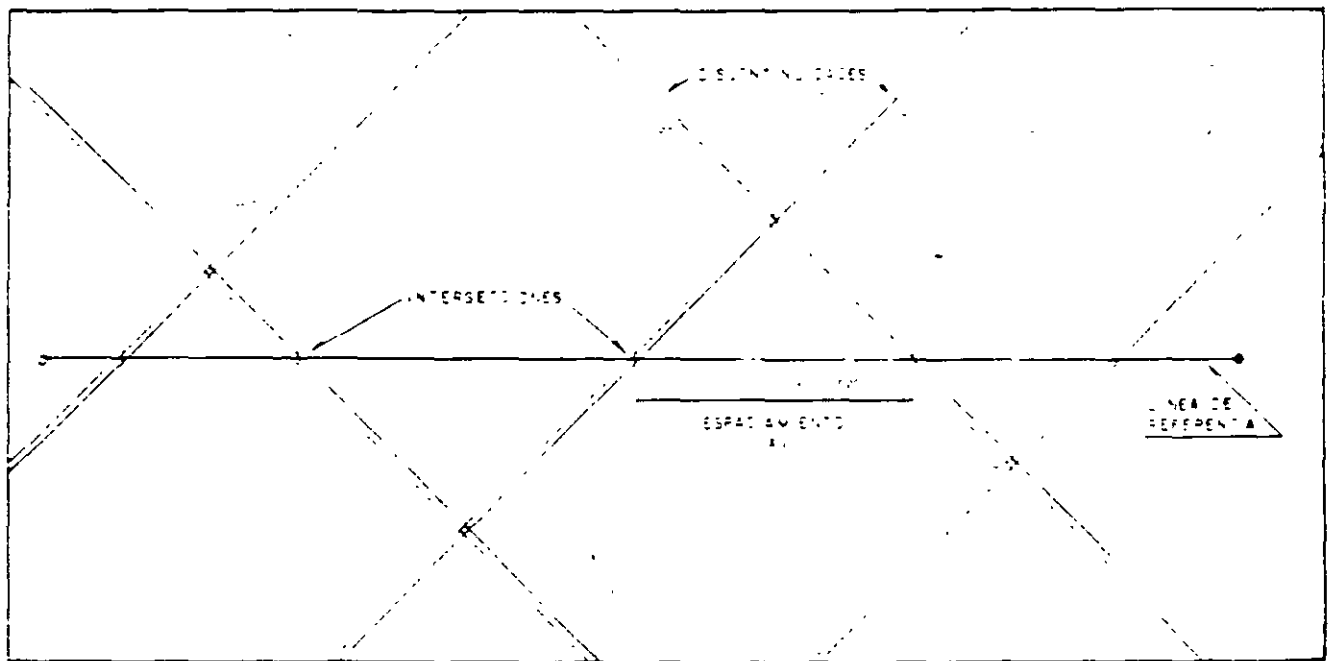
$$X = \frac{1}{\lambda} \quad \text{y} \quad \lambda = \frac{1}{X}$$

En base a la frecuencia de discontinuidades, los autores mencionados propusieron una fórmula para determinar el Índice de Calidad de la Roca:

$$RQD = 100 e^{-0.1\lambda} (0.1\lambda + 1)$$

#### - CALIDAD DE LA ROCA MEDIANTE VELOCIDADES SÍSMICAS

La calidad de la roca intacta y del macizo rocoso pueden evaluarse también a partir de pruebas de laboratorio y campo muy simples, por medio de la determinación de la velocidad de propagación de ondas sísmicas a través de núcleos de roca y del macizo rocoso; ya que los valores obtenidos con estas técnicas están gobernados por su composición mineral, densidad, porosidad, elasticidad y grado de fracturamiento dentro de la masa rocosa. La IAEG (Anon, 1979) reconoció cinco clases de velocidades sónicas (Tabla 3.2.1.37).



LONGITUD DE LA LINEA DE REFERENCIA = L

NUMERO DE DISCONTINUIDADES = N

FIGURA 3.2.110 DETERMINACION DE LA FRECUENCIA DE DISCONTINUIDADES

**TABLA 3.2.1.37  
DESCRIPCION DE VELOCIDADES SONICAS**

CLASE	VELOCIDAD SONICA	DESCRIPCION
1	menos de 2,500	Muy baja
2	2,500 - 3,000	Baja
3	3,000 - 4000	Moderada
4	4,000 - 5,000	Alta
5	mas de 5,000	Muy alta

(Segun Aboo, 1979)

El efecto de las discontinuidades en un macizo rocoso puede ser estimado por la comparación de la velocidad de onda compresional in situ con la velocidad sónica obtenida en laboratorio en una muestra de roca tomada del macizo rocoso. La diferencia en esas dos velocidades es causada por las discontinuidades que ocurren en el campo. La relación de velocidades  $V_c/V_l$ , donde  $V_c$  es la velocidad del macizo rocoso en campo y  $V_l$  la velocidad de laboratorio, fue propuesta inicialmente por Onodera (1963).

En una roca masiva de alta calidad con unas pocas fracturas, la relación de velocidades se acerca a la unidad. Si el grado de fracturación es mas fuerte, la relación tiende a reducirse (Tabla 3.2.1.38).

**TABLA 3.2.1.38**

**CLASIFICACION DE LA CALIDAD DE LA ROCA EN RELACION  
CON LA INCIDENCIA DE DISCONTINUIDADES**

CLASIFICACION DE CALIDAD	RQD (%)	FRECUENCIA DE FRACTURAS POR METRO	RELACION DE VELOCIDADES ( $V_c/V_l$ )
Mala	25 - 50	15 - 8	0.2 - 0.4
Regular	50 - 75	8 - 5	0.4 - 0.6
Buena	75 - 90	5 - 1	0.6 - 0.8
Excelente	90 - 100	menos de 1	0.8 - 1.0

(Segun Onodera, 1963)

La velocidad sónica se determina en núcleos de roca bajo un esfuerzo axial igual al que estaría sujeto por el efecto de la carga de roca debida a la profundidad a la que la muestra fue tomada y a un contenido de humedad equivalente al que se asume la roca in situ. La velocidad de campo preferentemente debe determinarse en mediciones de Up-Hole y Cross-Hole en



perforaciones, ya que permiten explorar zonas homogéneas individuales con mayor precisión que las prospecciones de refracción superficial.

### 3.2.2 SONDEOS EN ROCA.

Se entiende por sondeos en roca a los trabajos realizados mediante perforaciones que tienen los siguientes objetivos:

- Obtener muestras de los materiales perforados para su descripción, clasificación, estudios y ensayos de laboratorio.
- Permitir la realización de mediciones "in situ" de las propiedades físicas e ingenieriles de los materiales.
- Obtener información de las condiciones y calidad del agua subterránea.

Los sondeos son una de las técnicas más útiles en la geotécnica, debido a la información que se puede obtener de las muestras de roca recuperadas (esquirlas, polvos o núcleos), de los incidentes registrados durante el proceso de perforación y del agujero mismo. Por lo tanto, es muy importante realizar una adecuada programación de los sondeos, tomando en cuenta las condiciones geológicas y topográficas del sitio, las características de la maquinaria y herramientas de perforación, así como el tipo de proyecto a estudiar.

En este apartado se pretende dar al ingeniero información básica sobre los tipos de equipo y herramientas de perforación para el muestreo en rocas, y el manejo y preservación de muestras; así como un análisis de toda la información que puede obtenerse de un sondeo y las consideraciones para desarrollar un programa eficiente de perforación. Téngase en cuenta que el costo por metro lineal perforado en diámetro es elevado, de manera que hay que obtener el máximo de información con el mínimo de perforaciones.

#### 3.2.2.1 Selección de equipos y herramienta de perforación

Los componentes básicos para el muestreo de rocas son la máquina de perforación y la bomba; las herramientas de corte tales como las brocas y rimas; y los barriles muestreadores que son los tubos acondicionados para efectuar la recuperación de las muestras.

## a) Máquinas de perforación

### - Perforadora para superficie

En la Fig. 3.2.2.1 se ilustra una máquina perforadora convencional, que se le ha dado en llamar Perforadora de Diamante, ya que está diseñada para operar en forma óptima las herramientas de corte diamantadas, las que requieren velocidades de corte en la broca de 200, 450, 800 y 1300 RPM., como promedios.

La presión o carga de corte aplicada a la broca por una bomba hidráulica, fluctúa desde 0 hasta 70 Kg/cm<sup>2</sup>, la que es aplicada por los pistones del sistema hidráulico (c) a la sarta de perforación que se encuentra sujeta a la barra de avance (a) por el chuck ó broquero (b).

La perforadora cuenta con un malacate para maniobras que opera el cable de acero que eleva a la superficie las barras de perforación y poder extraer la sarta para recobrar la muestra, cambiar barril ó substituir la broca.

La Caja de Velocidades (IV) transmite a la unidad perforadora la fuerza motriz a la velocidad requerida, que toma del Motor (I), el que usualmente trabaja en 2200 RPM., accionado por Gasolina, Diesel ó Gas. Todos los elementos anteriores se encuentran montados sobre un marco metálico, que actúa como un trineo (V), aprovechando el cable de maniobras, alojado en el tambor (d), para propulsarse fijando el extremo del cable a una barra hincada en el piso o a un árbol.

Hay una gran cantidad de tipos y marcas de perforadoras, sin embargo los criterios para seleccionar el tipo de máquina están en función de la profundidad del sondeo, el diámetro de la muestra y su facilidad de acceso al sitio, para lo cual se utiliza la tabla 3.2.2.1.

**TABLA 3.2.2.1**

**CARACTERISTICAS DE LAS MAQUINAS PERFORADORAS**

	TIPO DE MAQUINA	CAPACIDAD						Malacate capacidad de cable  (metros)	Potencia  (H P)	Carrera cabecal  (cm)	No. de Velocidades	Velocidad  (RPM)	Peso  (Kg)
		Capacidad de perforación, por tamaño de las barras (ICDMA* estándar) en metros					HFW						
		FW	AW	BW	NW								
LIGERAS	Acker Hillbilly	380	305	230	200	-	50	22.5	60	4	156-1000	950	
	Chicago Pneumatic 8 HD	380	305	210	200	-	38	27.5	60	4	225-1050	1270	
	Sprague & Henwood 40 c	503	450	305	275	-	53	33	60	4	235-1500	1320	
	Winkie JKS	120	105	45-60	-	-	-	10	53	2	1200	34	
MEDIANAS	Longyear 34	-	480	389	305	206	58	36	60	8	20-1000	1400	
	Chicago Pneumatic	686	610	412	350	-	38	34	60	4	225-1050	1500	
	JKS 300	-	300	210	60	-	-	40	305	4	50-1700	331	
PESADAS	Sprague & Henwood 142c	686	1067	915	732	-	61	49.7	60	4	215-1250	1950	
	Joy 22	-	1220	945	762	-	55	47.6	60	9	95-1200	2000	
	Longyear 44	-	1220	976	762	488	61	59	60	12	205-2200	2050	

DIAMOND CORE DRILL MANUFACTURERS ASSOCIATION

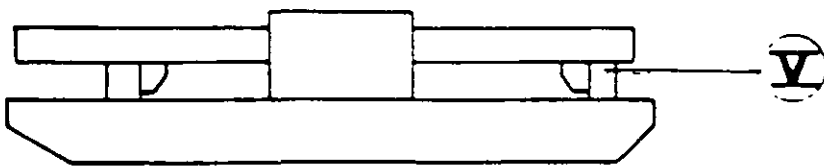
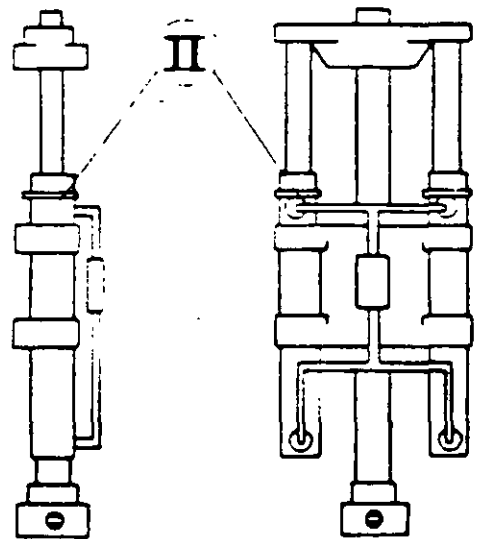
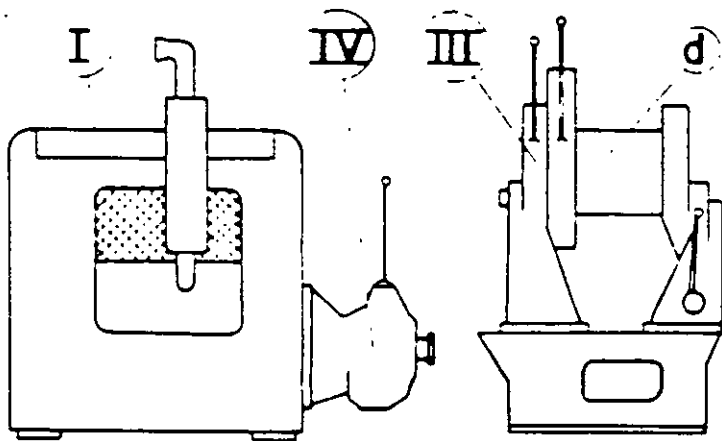
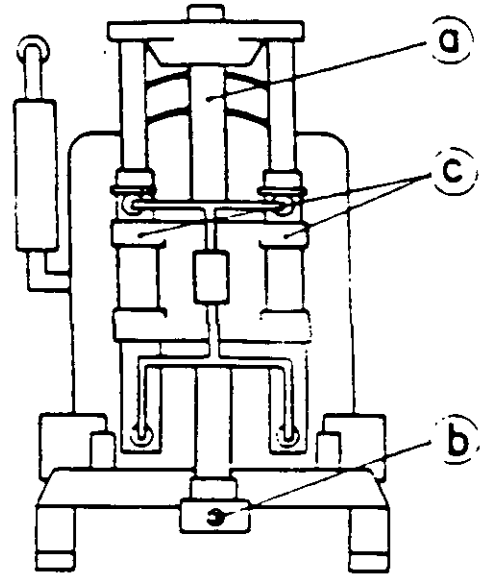
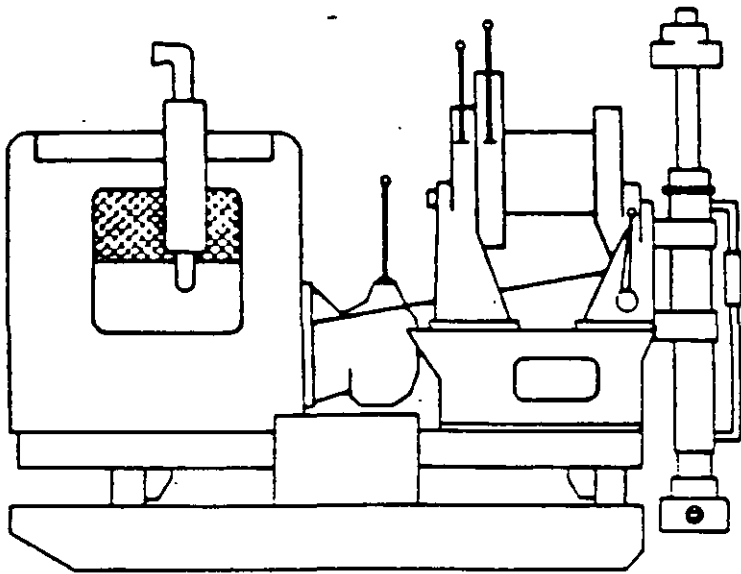


FIGURA 3.2.2.1 PARTES DE UNA MAQUINA PERFORADORA  
(Según Ruiz de la Peña, 1978)

## - Perforadoras para interiores

Se designan como perforadoras de interiores a las utilizadas en lugares tales como: Minas Subterráneas, Galerías de Inyección, Túneles y Casa de Máquinas.

En estos lugares no es conveniente usar los motores de combustión interna, substituyendo en la perforadora convencional la Unidad Motriz por un motor eléctrico ó neumático.

Existen en el mercado, perforadoras diseñadas exclusivamente para usarlas en interiores (figura 3.2.2.2). Estos equipos son diseñados normalmente para diámetros de núcleo pequeño, EX y AX, de 21.5 y 30.1mm, respectivamente; si la necesidad obliga a trabajar en diámetros mayores, será necesario adaptar un equipo más robusto para solucionar las limitaciones de potencia y diámetro de los broqueros.

## - Perforadoras sin recuperación de núcleos

La perforación con rotación lenta y percusión está diseñada para tener avances rápidos en la perforación de la roca. La roca está sujeta a impactos de alta frecuencia mientras que la broca gira. Esta técnica es más efectiva en materiales extremadamente duros y frágiles (rocas silicificadas y calcedonia, por ejemplo). La velocidad a la que avanza la perforación depende entonces de: tipo de roca, particularmente si ésta es resistente, su dureza y grado de fracturamiento; el tipo de perforadora y broca utilizada; el volúmen de aire y la experiencia del perforista. (Figura 3.2.2.3).

Si las operaciones de perforación se estandarizan, entonces las diferencias en las velocidades de penetración relejarán diferencias en el tipo de rocas. Los cortes deben ser muestreados en un colector de polvos en intervalos regulares; por ejemplo, cada metro, en cambios en la apariencia física, o en cambios importantes en la velocidad de perforación.

El método es usado en ocasiones como perforaciones de avance por su bajo costo y alta velocidad, entre intervalos donde no se requiera perforación con núcleo.

La perforación sin extracción de núcleos se efectúa generalmente en la exploración combinada con la colocación de instrumentos. Sin embargo este tipo de perforación se puede utilizar para localizar niveles freáticos, contactos geológicos o efectuar pruebas de permeabilidad, cuando sólo se está tratando de estudiar algunas de estas características.

En la tabla 3.2.2.2 se dan las capacidades máximas que pueden darse con los equipos que existen en el mercado. Por ejemplo, para los equipos rotarios se da la capacidad de las máquinas Longyear desde la 24H a la 44B. En los equipos de percusión se considera presión de aire de 7 kg/cm<sup>2</sup> y en formación seca.

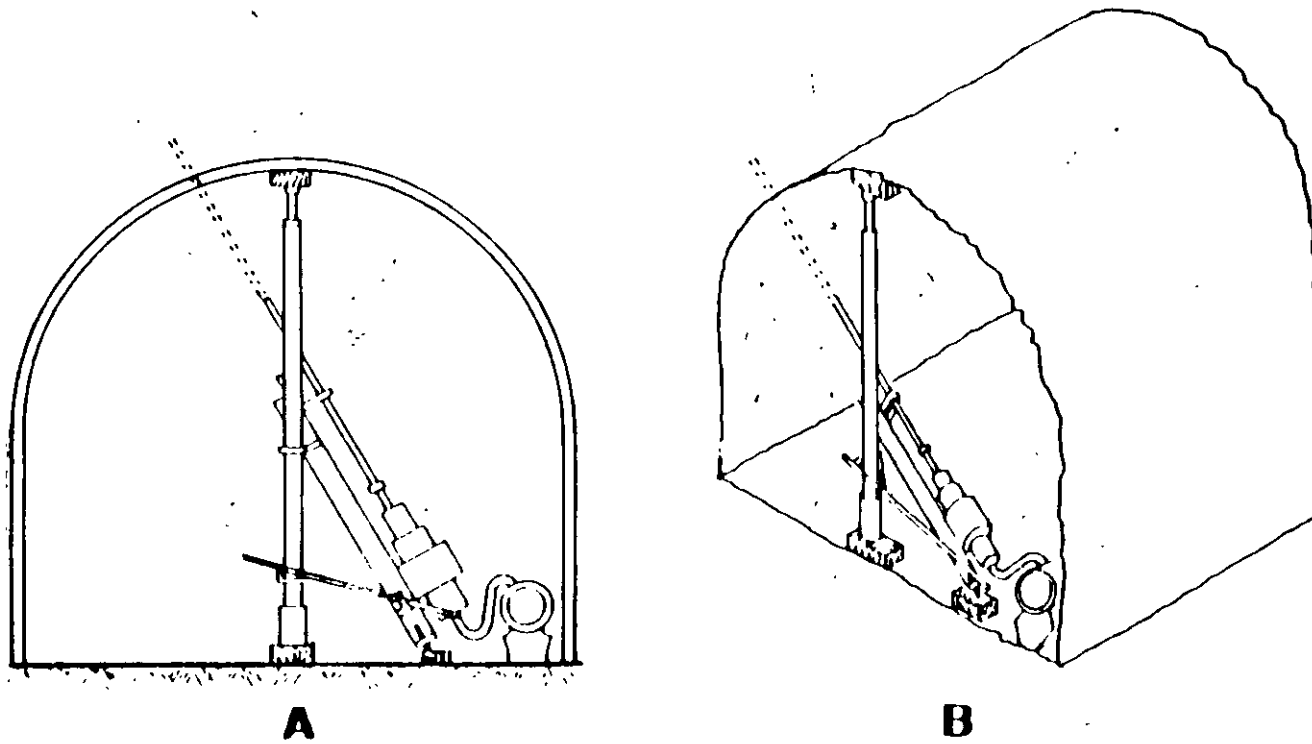


FIGURA 3.2 2.2 PERFORADORAS PARA INTERIORES

(Segun Ruiz de la Peña, 1978)

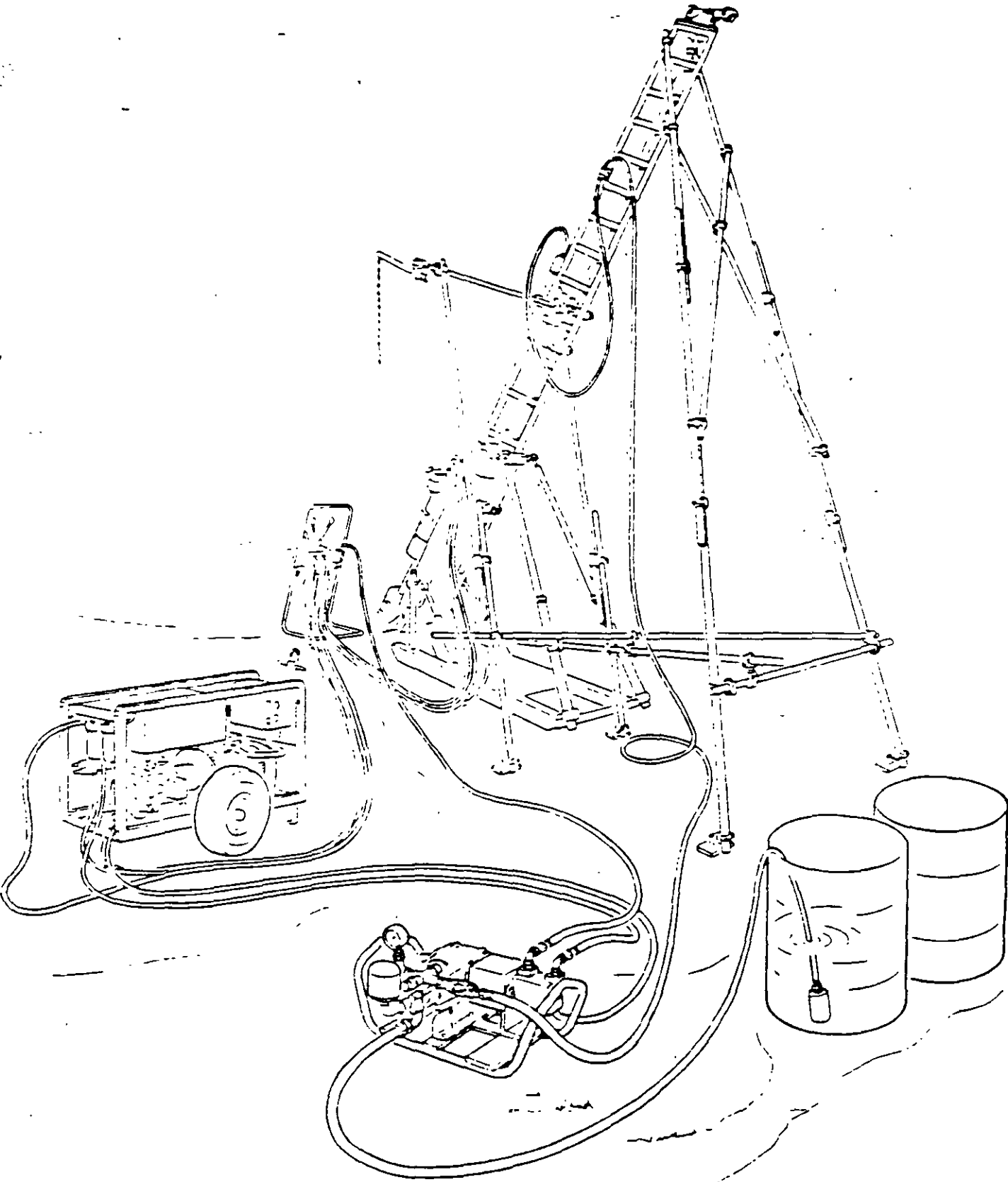


FIGURA 3.2 2 3 PERFORADORA SIN RECUPERACION DE NUCLEOS

**TABLA 3.2.2.2**

**PROFUNDIDAD DE PERFORACION**

EQUIPO DE PERFORACION	TRICONO	MARTILLO NEUMATICO
Perforadora rotaria, cabezal hidraulico	20 a 500	20 a 200
Track Drill		50 a 200
Steinick		35 a 50

\* Capacidades en metros de acuerdo al tipo de herramienta de corte

En esta tabla 3.2.2.3 se indica el diámetro mínimo de barrenas y el máximo recomendable para cada tipo de equipo con las barras y transmisiones que existen en el mercado.

**TABLA 3.2.2.3**

**DIAMETROS DE PERFORACION SIN RECUPERACION**

EQUIPO	TRICONO	HELICOIDAL (pulgadas)	MARTILLO NEUMATICO
Perforadora rotaria, cabezal hidraulico	3 a 10"	3 a 24"	3 a 6"
Track drill			4 a 10"
Steinick			4"

**b) Bombas**

La bomba que se utiliza para inyectar los fluidos de perforación puede ser de dos tipos: de pistón, capaces de manejar agua y lodos de muy baja densidad; y de cavidad progresiva, que manejan desde agua hasta lodos de densidad alta con sólidos en suspensión. Estas últimas son las más recomendables para la exploración geotécnica. En la Tabla 3.2.2.4 se presentan las características principales de las dos bombas más utilizadas en exploración.



**TABLA 3.2.2.4**

**BOMBAS DE PERFORACION**

MARCA	TIPO	GASTO MAXIMO (lt/min)	PRESION MAXIMA (kg/cm <sup>2</sup> )	POTENCIA (HP)	PESO (Kg)	OPERA
Moybo 3L6	Cavidad progresiva	162	16	7.5	250	Agua y lodo denso
Royal Bean 420	Patón triple	132	35	7.5	350	Agua y lodo de muy baja densidad

**c) Brocas y rimas**

Las herramientas de corte (broca y rima) están hechas en acero con diamantes industriales, su procedimiento de fabricación permite gran variedad de diseños. La selección adecuada del tipo de broca debe conducir a obtener un porcentaje elevado en la recuperación y calidad del núcleo, y desde luego una economía en el costo por metro lineal perforado. Las características que deben tenerse en cuenta en forma preliminar para elegir la broca y la rima se mencionan a continuación, sin embargo se deben ir observando sus rendimientos para hacer las modificaciones requeridas para cumplir adecuadamente las metas planteadas.

- **Número, tamaño y calidad de los diamantes.** En primera instancia, el cuadro de la Figura 3.2.2.4 puede ayudar a definir las características adecuadas de los diamantes que tendrá la broca.

Existen razones para incrementar el número de diamantes que debe llevar una broca al aumentar la dureza de una formación. Al aumentar la dureza de la roca, disminuye el tamaño de las cortaduras que es posible desprender; tal fenómeno reduce la velocidad de penetración de una misma broca con la que se perfora primero en una roca blanda y luego en una roca más dura. Se compensa este efecto usando más diamantes de menor tamaño, condición que se traduce en mayor número de elementos de corte y mejor velocidad de penetración. Por otra parte, las rocas más duras requieren de mayor presión en la broca que pueda penetrarlas. El tener mayor número de diamantes permite que haya una mejor distribución de la presión, evitando así que se dañen los diamantes por tener una presión excesiva en forma individual.

Recomendaciones para diamantes y matrices			Petrografía																		
Matriz	Tamaño piedra (milímetros)	Calidad diamante	Estructura					Abrastividad					Dureza					Roca			
			Grano grueso	Grano grande	Grano medio	Grano fino	Grano sólido	No abrasiva	Moderada abrasiva	Abrastiva	Muy abrasiva	Blanda	Medio dura	Dura	Muy dura	Extremadamente dura					
Normal rrc 20-30	10-15	Extra																		Marga	
Dura rrc 30-40	15-20	Primera																			Caliza
Extra dura 40-50	20-30	Segunda																			Dolomita
	30-40																				Pizarra
	40-50																				Esquistos
																					Mica Esquistos
																					Arenisca Caliza
																					Arenisca Cuarzo
																					Mermol
																					Gneis
																					Gneis
																					Cuarzo
																					Cuarzo
																					Granito

FIGURA 3 2 2 4 RECOMENDACIONES PARA LA SELECCION DE LOS DIAMANTES Y MATRIZ DE UNA BROCA.

Las brocas de diamante trabajan girando a velocidades relativamente elevadas y bajo una presión determinada que las fuerza contra la formación rocosa que se está perforando. Al ejercer su acción cortante, se desprenden partículas de roca muy pequeñas a las que se conoce como "cortaduras". Mientras mayores sean las partículas que corta la broca mayor será la velocidad de avance, y menor el costo del barreno por unidad de longitud. En la medida en que lo permita la naturaleza de la broca, los diamantes deben ser del mayor tamaño posible para que desprendan partículas grandes, y dejen a la vez espacio entre la roca y la matriz para que pasen las cortaduras. En las formaciones más blandas pueden forzarse los diamantes a tomar un corte profundo y a producir, por tanto, cortaduras mayores. En las formaciones más duras deben usarse diamantes pequeños.

El tamaño de los diamantes se especifica por el número aproximado de piedras por quilate, y se expresa como intervalo. Si se dice, por ejemplo, que una broca está montada con diamantes de tamaño 16/30, esto significa que los diamantes son de tamaño tal, que cada quilate lo forman de 16 a 30 piedras.

Los diamantes que se utilizan en las brocas y rimas para perforación son diamantes industriales. Atendiendo a su calidad, se seleccionan e inspeccionan cuidadosamente los diamantes, y se agrupan en diversas calidades que cada compañía denomina de acuerdo a sus normas internas.

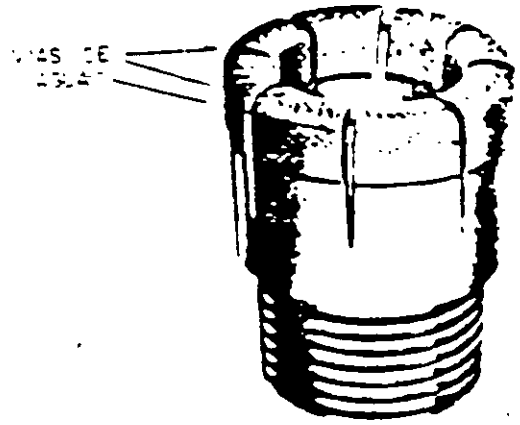
En general, hay que mejorar la calidad de los diamantes cuando éstos se desgastan antes de pulirse, y hay que bajar la calidad de los diamantes cuando se parten antes de desgastarse.

- **Dureza del metal de la matriz** en la que se empotran los diamantes en las formaciones abrasivas, si la matriz es demasiado blanda se desgasta con rapidez, y deja expuestos los diamantes al grado de desprenderse; esto ocasiona una pérdida excesiva de diamantes. En tales casos debe aumentarse la dureza de la matriz para corregir el problema. En general, son de preferirse las matrices duras para perforar en formaciones abrasivas y en formaciones fracturadas. En la tabla 3.2.2.5 se resumen las posibilidades entre las que se puede elegir.
- **Forma.** Básicamente la forma puede ser escalonada o convencional (fig. 3.2.2.5) y que puede tener un número variable de canales para la salida del fluido de perforación, usualmente de 2 a 8.

La forma escalonada es adecuada en formaciones blandas en que la perforación avanza rápidamente, reduciendo las vibraciones durante la perforación y creando una combinación de corte y



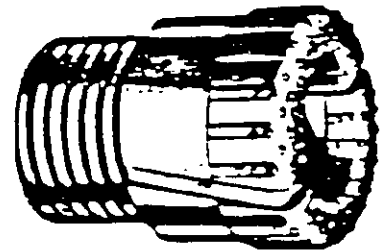
BROCA ESCALONADA



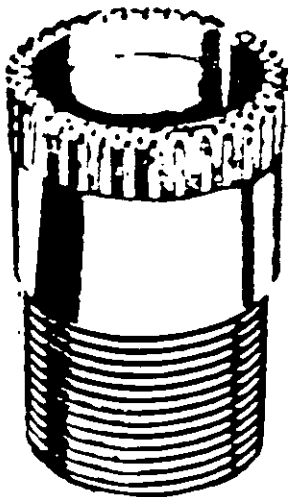
BROCA IMPREGNADA



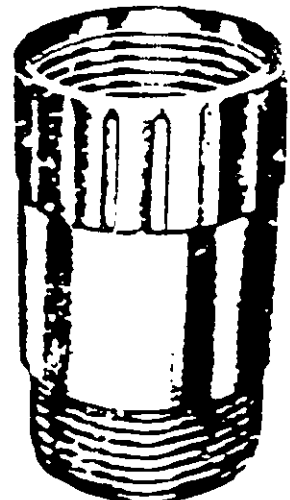
BROCA CIEGA



BROCA DE ENCASCARILLAR CON DIAMANTES MONTADOS



BROCA DE PARED DELGADA



RIFA

FIGURA 3 2 2 5 ALGUNOS TIPOS COMUNES DE BROCAS

rimado simultáneos que facilita la salida de los recortes. La forma convencional, es de uso general y adecuada en formaciones duras y/o fracturadas.

Es también importante la forma de colocación de los diamantes. Las brocas en las que los diamantes se montan en su corona es la más común y es aplicable a todo tipo de perforación. Otro tipo de montaje de los diamantes que lleva la broca son piedras muy pequeñas que van distribuidas por toda la matriz. Cuando se pulen las piedras, se reacondiciona la broca, reavivando sus filos cortantes mediante un soplado abrasivo, o bien se coloca en una matriz de dureza tal que al desgastarse deja constantemente al descubierto los diamantes. Esta broca se usa en rocas demasiado duras e intensamente fracturadas, aunque su penetración es mas lenta que la de brocas montadas.

- **Número de vías de agua.** Al perforar formaciones blandas y pegajosas, siempre hay una tendencia marcada a la acumulación de las cortaduras en la cara de la broca, y esta condición restringe la circulación del líquido de perforación, necesitando a la vez de mayores presiones de bombeo. Este problema se alivia considerablemente agregando más vías de agua a la broca; con ello se mejora además la recuperación de muestra. Sin embargo, el aumento de vías de agua tiene su límite, porque al abrir cada vía de agua adicional se reduce el área diamantada de la corona, y por tanto, el poder de corte de la broca.

En la elección de la broca se debe tener la asesoría del fabricante para reducir las posibilidades de error, que siempre será costoso.

La tabla 3.2.2.5 muestra los diámetros comúnmente usados para la obtención de núcleos.

TABLA 3.2.2.5

DIAMETROS COMUNES DE BROCAS

Tamaño	Diámetro del núcleo (mm)	Diámetro de la perforación (mm)	Tamaño	Diámetro del núcleo (mm)	Diámetro de la perforación (mm)
EWX & EWM	21.5	37.7	AQ wire line	27.0	48.0
AWX & AWM	30.0	48.0	BQ wire line	36.5	60.0
BWX & BWM	42.0	59.9	NQ wire line	47.6	75.8
NWX & NWM	54.7	75.7	HQ wire line	63.5	96.0
HWC	76.2	99.2	PQ wire line	85.0	122.6

## d) Barriles muestreadores

Los barriles muestreadores son tubos que llevan en su extremo inferior una broca de insertos de carburo de tungsteno o de diamantes industriales, que por rotación cortan anularmente la muestra de roca; esta queda alojada en el tubo que soporta a la broca o bien en otro tubo interior protector.

Los barriles muestreadores se identifican según su diámetro como EX, AX, BX, NX y H; las muestras que se recuperan varían de 22 a 54mm de diámetro; la longitud de ellos varía de 1.00 a 3.05m.

La selección del tipo de barril muestreador esta basado en las condiciones de la roca, y en la cantidad y calidad del núcleo requerido.

En la tabla 3.2.2.6 se resumen los principales tipos de barriles con sus características, aplicaciones y condiciones de la roca para una óptima aplicación. A continuación se describen brevemente los barriles usualmente utilizados para exploración en roca.

TABLA 3.2.2.6

### BARRILES MUESTREADORES EN ROCA

BARRIL MUESTREADOR	APLICACIONES	CONDICION	COMENTARIOS
Barril sencillo	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Roca dura, homogénea y resistente a la erosión.</li> <li>- Donde no se requiera alta recuperación.</li> </ul>	El flujo de agua llega directamente al núcleo. Usa anillos para retener las muestras.	Es simple y rudimentario. Hay pérdidas fuertes en rocas suaves, fracturadas y erosionables.
Barril doble rígido	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Rocas de dureza media a alta y moderadamente fracturadas.</li> <li>- Algo de resistencia a la erosión.</li> </ul>	El barril interior está unido a la cabeza y gira junto con el tubo exterior y el flujo del agua viaja a través del espacio anular.	El agua hace contacto con el núcleo solo en el área de salida de la broca, reduciendo la erosión.
Barril doble giratorio	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Formaciones fracturadas de rocas duras que no sean susceptibles de erosión.</li> <li>- Donde se requiere alta recuperación.</li> </ul>	El barril interior permanece fijo mientras que el barril exterior y la broca giran. El barril termina con el retenedor de muestra.	Agujeros en el tubo interior pueden propiciar pequeños flujos en el núcleo.
Barril doble serie M	<ul style="list-style-type: none"> <li>- En rocas muy fracturadas, blandas, friables o fácilmente erosionables que requieren alta recuperación.</li> </ul>	Similar al convencional, excepto que el retenedor de muestras está fijo al tubo interior y permanece orientado, y se extiende hasta la cara de la broca.	Superior a las series convencionales, minimiza la erosión y el bloqueo de fragmentos. Los barriles son más complicados y costosos.
Barriles Wire-Line	Recuperaciones de rocas profundas, en todo tipo y condiciones de la roca.	Facilita la extracción sin sacar la tubería, mejorando la rapidez y calidad de muestreo.	No es eficiente a profundidades mayores de 30m.
Método Integral	Se usan en rocas de mala calidad con cavidades numerosas, fracturadas y zonas cizalladas.	Recupera núcleos y determina la orientación.	Procedimiento lento y costoso.

(Segun Hunt, 1984)

### Barriles muestreadores convencionales.

En las Figuras 3.2.2.6, 3.2.2.7 y 3.2.2.8 se muestran los barriles sencillo, doble rígido y doble giratorio que pueden ser utilizados en rocas duras a semiduras.

- **Barril sencillo.** Es el más rudimentario y por tanto el más barato de los muestreadores. Es útil en los trabajos de inyección o anclaje, cuando solo importa el barreno producido. Para muestreo tiene la inconveniencia de que el fluido de perforación está en contacto directo con la muestra, originándole torsiones y erosión del agua que provoca roturas y desprendimientos del material que la forma. Por lo tanto, debe usarse solo en rocas duras y para los trabajos mencionados (Fig. 3.2.2.6).
- **Barril doble.** Con este barril se elimina la acción erosiva del fluido de perforación y se obtiene un mayor porcentaje de recuperación de muestra que con el sencillo. Consiste esencialmente de un tubo exterior y uno interior en donde se recupera el núcleo; se fabrica en dos tipos:
- **Barril doble tubo rígido.** En este tipo, el tubo interior está rígidamente unido a la cabeza del muestreador de tal forma que gira junto con el tubo exterior (Fig. 3.2.2.7). Tiene la desventaja de que el núcleo queda todavía sujeto a la fricción de las paredes interiores del tubo y por ello recupera muestras de buena calidad solamente en formaciones muy duras.
- **Barril doble tubo giratorio.** El mecanismo de este tipo permite al tubo interior permanecer estático, eliminando así los esfuerzos de torsión que se presentan en los anteriores, por lo que se utilizar en rocas blandas y deleznable que lo hace más recomendable que los anteriores (Figura 3.2.2.8).

En la exploración directa es recomendable usar el barril doble giratorio y obtener muestras NX de 54mm de diámetro, ya que a mayor diámetro la calidad de muestreo se incrementa, particularmente en rocas fracturadas.

### Barriles muestreadores no convencionales.

- **Serie M.** Este grupo de barriles muestreadores desarrollado por Sprague and Henwood, Inc, se diferencia básicamente de los convencionales por que tienen una extensión del tubo interior que llega casi hasta la broca, con lo que se logra que el fluido de perforación entre en contacto solo con una pequeña parte de la muestra antes de que esta penetre al tubo interior. Para este grupo se tiene dos tipos: de rodillos y de bolas, como se muestra en la Fig. 3.2.2.9 Son útiles en la extracción de muestras de materiales fácilmente erosionables.

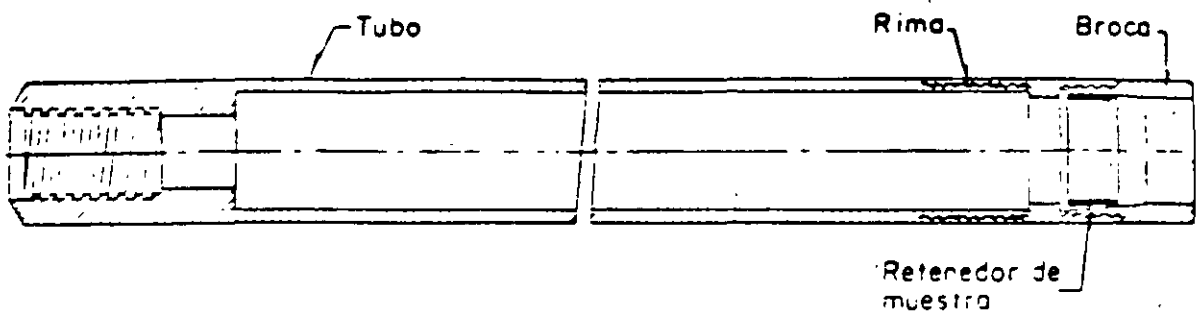


FIGURA 3 2 2 6 BARRIL SIMPLE

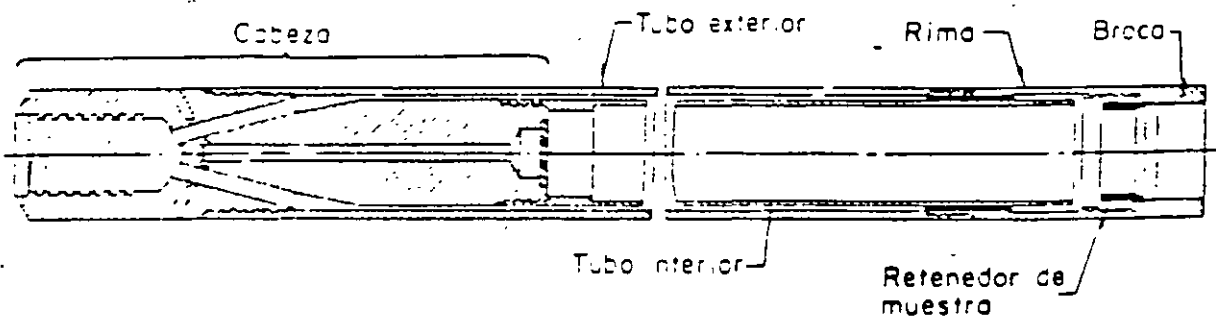


FIGURA 3 2 2 7 BARRIL DOBLE RIGIDO

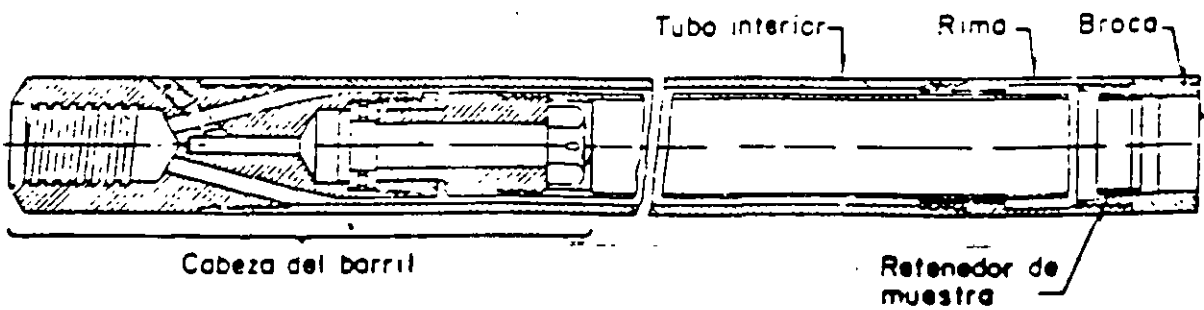


FIGURA 3.2.2.8 BARRIL DOBLE GIRATORIO



- **Tipo XL.** Este diseño desarrollado por E.J. Longyear, Co introduce, arriba del sistema de baleros axiales, una válvula de hule lo suficientemente blanda para expandirse al recibir un bloqueo en el tubo interior, en las formaciones quebradas. Al deslizarse un fragmento de roca con el contiguo origina un bloqueo que impide la entrada de la muestra en el tubo interior; esto es suficiente para que empuje el tubo interior hacia la cabeza del barril originando que la válvula produzca el cierre de la circulación del fluido de la perforación, lo que es avisado al operador en el manómetro de la bomba, se procede de inmediato a levantar el barril del fondo del barreno para liberar el bloqueo, eliminando al máximo la pérdida de muestra y elevando la eficiencia en la perforación. Su uso tiene resultados óptimos en barrenos verticales, en formaciones suaves o muy fracturadas.

- **Barriles de gran diámetro.** Permiten la adaptación de un retenedor de canasta (Fig. 3.2.2.10) con lo que se logra obtener muestras de arenas, gravas y finos.

Los diámetros comunes de este tipo de muestreadores son:

Diámetro de la muestra (mm)	Diámetro exterior del barril (mm)
69.8	98.4
101.6	139.7
152.4	197.0

- **Barriles para uso de lodos.** Puede usar lodos en la perforación debido a un espaciado mayor entre el tubo interior y el exterior, reduciendo el consumo de diamante al remover partículas de mayor tamaño con el agua.

- **Barriles de membrana de hule.** Permite recuperar las muestras dentro de una membrana protectora, reduciendo considerablemente la contaminación o la pérdida del material por efecto del fluido de perforación.

- **Barriles de tubo triplex.** Incluyen un tercer tubo o camisa delgada que sirve de forro o empaque a la muestra recuperada, se usa en rocas blandas o de mala calidad. El tubo es de media caña y de acero inoxidable para que no existan irregularidades en la pared por oxidación y se asegure su textura para una mejor recuperación.

- **Barriles de tipo Wire Line.** Es un diseño que utiliza las modificaciones de los barriles M y L, además de la utilización de un anillo centrador que permite la perforación en cualquier ángulo hasta el horizontal, evitando la desviación del tubo interior por efecto de la gravedad; así como de un sistema de seguros que permite la extracción del muestreador desde la

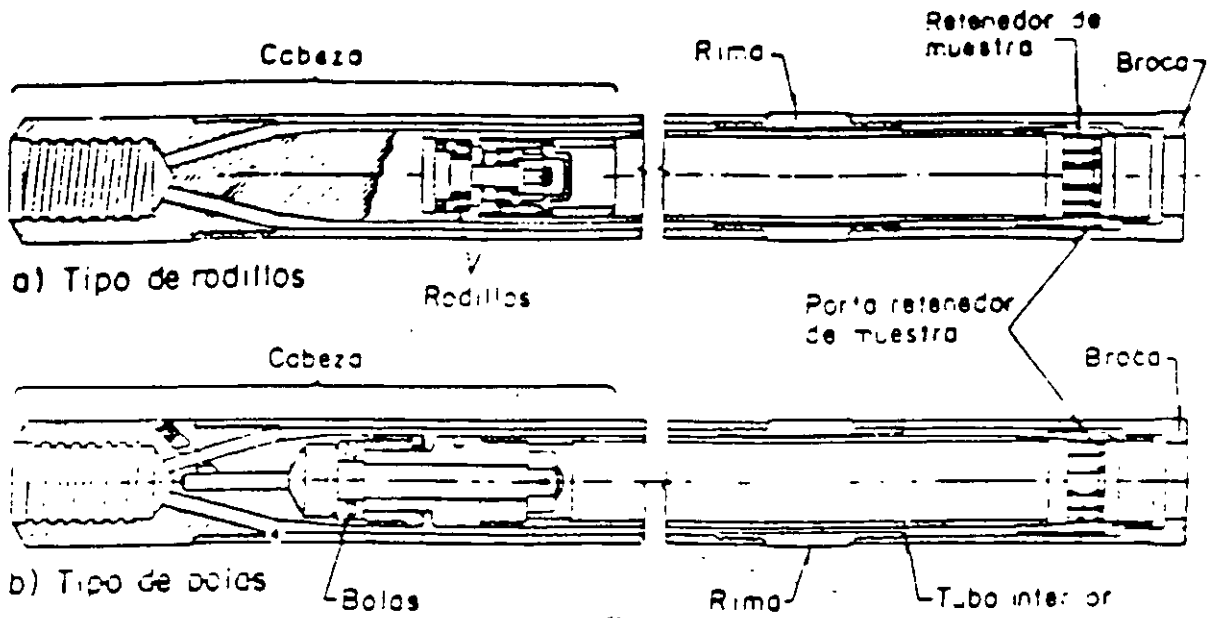


FIGURA 3 2 2.9 BARRILES DEL GRUPO "M"

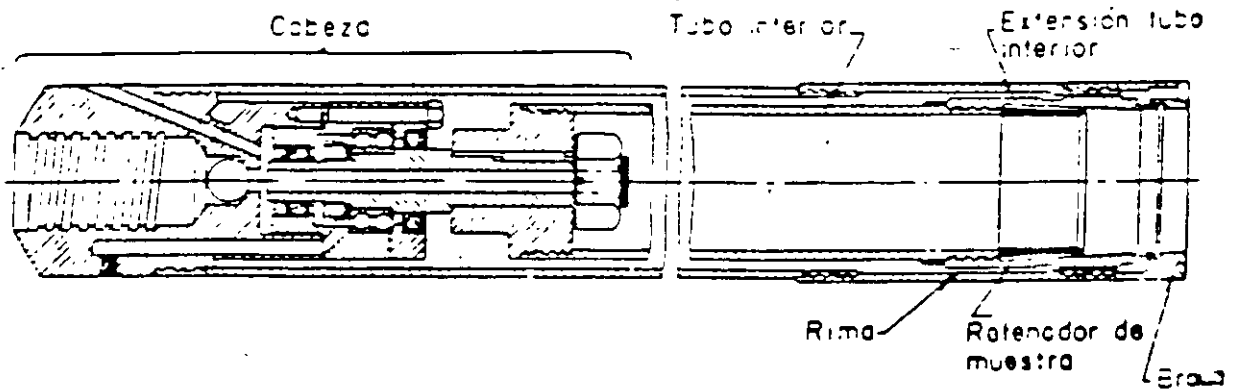
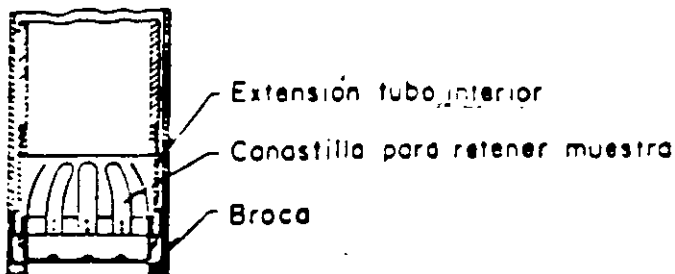


FIGURA 3 2 2.10 BARRILES DE GRAN DIAMETRO



BARRILES NO CONVENCIONALES

superficie mediante un pescador unido a un cable de acero sin necesidad de extraer la sarta de tubos lo que redundaría en una mayor velocidad de perforación y mejor estado de las paredes del pozo, así como mejoras en la recuperación de la muestra. Es conveniente usar este sistema para perforaciones mayores de 30m de profundidad (Fig. 3.2.2.11).

### **3.2.2.2 Manejo de muestras**

#### **- Recuperación de núcleos**

Una buena recuperación puede ser obtenida con un equipo de perforación y herramienta en buen estado, y siendo, supervisado por ingenieros especialistas. Su valor puede perderse si es mal clasificada y manejada la muestra antes de los estudios geológicos y pruebas de laboratorio; de ahí el sumo cuidado con el que se deben de tratar los materiales obtenidos, guardándolos en cajas y cuidando su almacenamiento, transporte y clasificación.

#### **- Extracción de núcleos**

Después de que el núcleo ha sido sacado a superficie debe removerse del barril mediante métodos que provoquen los menores alteraciones adicionales. La extracción golpeando el barril con martillo o utilizando presiones altas de agua o aire no son las adecuadas, ya que no solamente dañan el núcleo, sino también al barril. Es más conveniente utilizar barriles con tubos interiores partidos que permitan examinar el núcleo en el barril o aplicar presiones en forma cuidadosa. También se recomienda usar camisas de plástico en los barriles interiores que ayuden a mover el núcleo por pura gravedad, o bien utilizar martillos de plástico o, en su caso, pedazos de madera.

#### **- Cajas de núcleos**

Una vez que salgan los núcleos del barril deben ser colocados inmediatamente en cajas especiales, de construcción robusta que permitan soportar el peso de los núcleos y resistir el peso de las cajas que se colocarán encima. Estas deben también ser resistentes para proteger a los núcleos de la lluvia y de los movimientos bruscos.

De preferencia las cajas deben diseñarse para ser cargadas por un solo hombre, que las pueda mover con facilidad durante sus estudios. Un tamaño conveniente para el manejo de una caja es de 1m de longitud por 0.5m de ancho. Comúnmente se hacen de madera o metal y deben de tener tapa. Las cajas de plástico son convenientes para el almacenamiento final de los núcleos.

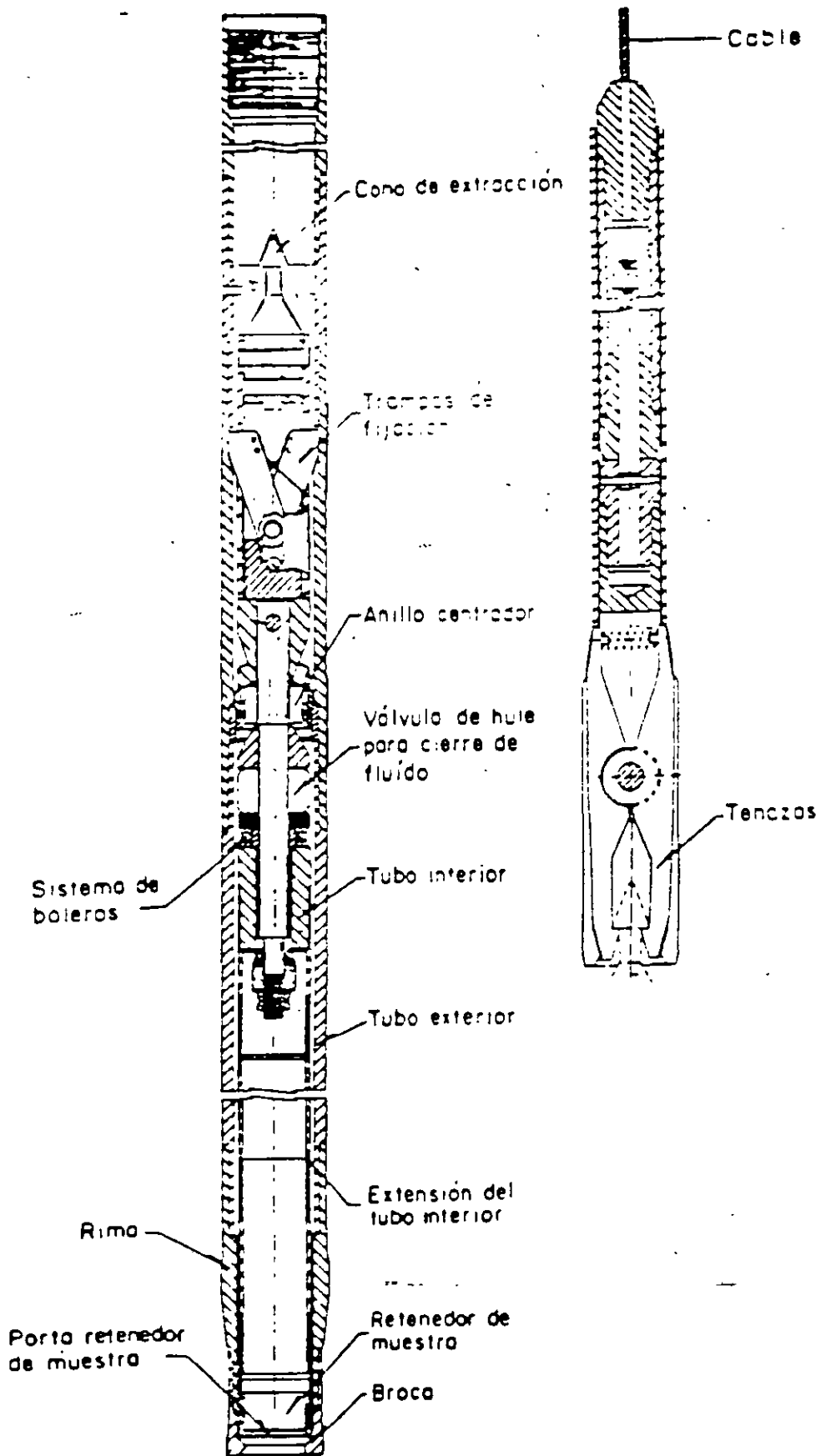


FIGURA 3.2.2 II SISTEMA "WIRE LINE"

### **- Fotografía de núcleos**

Es muy conveniente efectuar fotografías de los núcleos y acompañarlas con el registro final. Deben fotografiarse antes de que las muestras sean alteradas durante el transporte y antes de que su contenido de humedad sea cambiado.

Hay varias formas de fotografiar los núcleos: Una es fotografiar cada caja de núcleos en forma separada, o bien, se pueden sacar de dos a tres cajas al mismo tiempo. Hay ventajas en cada alternativa. Si se fotografía individualmente se toman más detalles y describen las condiciones más precisas; mientras que fotografiar varias cajas a la vez se pueden observar cambios en el intemperismo o fracturamiento, o grandes zonas de cizalla.

Es conveniente combinar ambos métodos. Se recomienda tomar fotos de cajas individuales en el sitio de perforación, y posteriormente todo el barreno completo debe fotografiarse en grupos de tres o mas cajas.

También puede ser útil tomar fotos de partes específicas de los núcleos, en que se tengan zonas de alteración, expansión o disgregación; sin embargo en estas condiciones hay que tomar las fotos rápidamente para tener información cercana a sus condiciones naturales.

Cada fotografía debe ser tomada aproximadamente a la misma distancia para que la escala de cada una sea idéntica. La caja debe caber en el cuadro de la cámara para que se pueda obtener la mejor calidad de resolución de los núcleos. La cámara deberá colocarse lo mas normal posible a la caja y de preferencia con el uso de tripies, por lo que en ocasiones conviene colocar las cajas con una inclinación de 70 a 80°.

Debe colocarse en algún sitio de la caja información acerca del proyecto, número de sondeo, número de caja y las profundidades de los intervalos perforados en cada caja.

Una vez que se tengan las fotografías de cada caja es muy recomendable recortar únicamente la caja, para formar un perfil continuo de los núcleos de un sondeo.

### **- Etiquetado de las cajas**

Los núcleos sacados del barril deben ser colocados inmediatamente en las cajas, de manera que se lean como un libro, es decir los núcleos mas someros a la izquierda y profundizando a la derecha. Las cajas deben identificarse por el nombre del proyecto, número de barreno, número de caja, profundidad de la parte baja y alta del

núcleo, incluido tanto en la tapa como dentro de la caja y con un marcador perdurable.

La profundidad de la cima y fondo del núcleo total contenido y la separación de cada corrida de perforación debe señalarse dentro de la caja en pedazos de madera u otro material de tamaño adecuado, y colocarse marcas en zonas donde no se obtengan núcleos a la profundidad señalada.

También es conveniente marcar con flechas en ciertos núcleos el sentido de avance del sondeo; o bien indicar los núcleos que se rompieron en forma artificial durante el proceso de perforación o al momento de colocar los núcleos en las cajas.

#### **- Transportación**

La mayoría de los núcleos son removidos del sitio de perforación a un lugar para su examen y almacenamiento. Durante el transporte los núcleos pueden fácilmente ser dañados, por esta razón es conveniente que el registro inicial se realice en el sitio. Antes de moverse las cajas, estas deberán estar bien cerradas. El daño mas común resulta de la falta de cuidado en la carga y descarga, sobre todo cuando el personal desconoce el valor de los núcleos, por lo que hay que evitar este problema lo más posible.

#### **- Almacenamiento**

Los núcleos que vayan a tener un almacenamiento a largo plazo deben mantenerse adentro para minimizar su deterioro por pérdida de humedad. Deben colocarse de manera que se identifiquen rápidamente y se remuevan con facilidad, por lo cual deben marcarse en sus costados.

Durante el transcurso de una investigación, los núcleos pueden ser examinados varias veces y no por la misma persona, ni con el mismo conocimiento, por lo que es conveniente llevar un registro del estudio de las muestras en el que se anote el propósito del análisis y el nombre del examinador, junto con una nota si se tomo una muestra de algún lado.

### ***3.2.2.3 Información que debe obtenerse de los sondeos***

La información de los sondeos debe obtenerse de:

- El análisis de los registros de perforación.
- Del estudio de los núcleos recuperados.
- La inspección de las paredes del pozo.

- Resultados de los ensayos de laboratorio de los núcleos y de las pruebas "in situ".

En este apartado se describirá con mayor detalle la información que se obtiene de los registros de perforación y del análisis de los núcleos.

#### **a) Integración de los registros de perforación.**

La comunicación entre el perforista y el geólogo es muy importante en la perforación, por lo que debe establecerse una comunicación verbal y escrita para la planeación y ejecución de los trabajos.

Una forma para propiciar las relaciones perforista/geólogo, es la elaboración de un programa de exploración, que debe ser preparado antes de iniciar el sondeo y después de que el geólogo ha investigado los datos del proyecto y ha determinado si se requieren pruebas o muestreos especiales. El documento da al perforista información acerca de la seguridad, condiciones especiales del sitio, procedimientos a seguir, requerimientos de pruebas de agua, materiales que se piensa recuperar, cualquier muestreo o prueba geofísica que se requerirá y las necesidades de terminación del pozo.

El perforista debe llevar un registro diario de perforación en donde anotarán todos los datos técnicos relacionados con el proceso de perforación. Los datos se deben anotar en una libreta y agregar al reporte después de cada tramo muestreado; al finalizar el turno preparará un reporte que se entregará al ingeniero para que vaya controlando el avance de la perforación y preparando el registro del sondeo.

La información técnica mínima que debe registrarse en los diarios es la siguiente:

- Profundidad de la perforación al inicio y fin de un turno o día de trabajo.
- Profundidad de inicio y terminación de cada tramo muestreado.
- Profundidad y diámetro del ademe al inicio y terminación de cada tramo muestreado.
- Diámetro del núcleo y cambios en el tamaño de los núcleos.
- Tipo y estado de la broca y barril muestreador.
- Tiempo de perforación de cada tramo muestreado.
- Pérdidas o recuperaciones de agua, lodo o flujo de aire;

anotando tipo, color y estimación del porcentaje de retornos en cada tramo muestreado; tipo y características del recorte.

- Medición del nivel de agua al inicio y término de cada día de trabajo.
- Descripción simplificada del material.
- Recuperación total de núcleos, con la información posible de la localización de pérdidas de núcleos.
- Localización de zonas de muestreo.
- Detalles de zonas con problemas y condiciones de perforación inusuales (atorones, elevación de la presión del fluido de perforación, etc).
- Detalles de pruebas "in situ" e instrumentación instalada.
- Rellenos y cementaciones.

Es importante recalcar que todos los puntos antes descritos son importantes para conformar el registro final del sondeo, pero algunos de ellos son particularmente importantes ya que no pueden ser deducidos posteriormente de la inspección de núcleos.

Una especial atención debe hacerse en el estudio detallado de los retornos del fluido de perforación y el mantenimiento de los niveles de agua durante la perforación. Las pérdidas de agua y las variaciones de los niveles son una medida de las condiciones de permeabilidad. El mantenimiento de los niveles de agua deben ser relacionados cuidadosamente a las condiciones del terreno y a la localización del ademe. Es importante asegurarse que los niveles se han estabilizado adecuadamente y registrar si están bajando, subiendo o estáticos. Es útil anotar la profundidad de los cambios en el color del agua de retorno.

## **b) Estado de recuperación de núcleos**

### **b.1) Fracturamiento de núcleos**

El estado de los núcleos de roca recuperados es un indicador de las condiciones "in situ" y del probable comportamiento ingenieril de la masa rocosa. Aunque hay que mencionar que esto está también muy relacionado a la maquinaria y técnicas de perforación utilizadas. Las fracturas pueden ser de origen natural y artificial; estas últimas son más comunes en las rocas frágiles, particularmente al final del tramo perforado con barril por lo que deben diferenciarse claramente.



## b.2) Recuperación de núcleos

Las muestras que se recuperan en los barriles muestreadores pueden ser divididas en cinco partes.

- i) Núcleos sólidos de longitud mayor a 10cm (ver anterior discusión de RQD).
- ii) Núcleos sólidos de longitud menor a 10cm.
- iii) Fragmentos de material no recuperados como núcleo.
- iv) Material adicional que pudo haberse perdido del tramo perforado previo. Esto puede ser el pedazo de núcleo perdido cuando el barril fue extraído, ya que el material se cae del barril durante su salida del agujero, o bien pueden ser recortes que se quedan cuando la circulación del fluido de perforación es detenido.

Además, los núcleos pueden ser perdidos por:

- v) Erosión de materiales blandos o friables, resultado de una reducción en diámetros o longitudes del núcleo o ambos. Este material erosionado puede ser totalmente removido por el fluido de perforación.

El material que se coloca en las cajas de núcleos proviene de las partes (i) (ii), (iii) y (iv) antes indicadas y se define estrictamente como *Recuperación Total del Núcleo*. Por otra parte, se define como *Recuperación de Núcleo Sólido* al material recuperado como piezas de núcleo sólido de diámetro completo, que corresponden a los indicados antes como (i) y (ii). Es muy común en la práctica que la recuperación registrada por los perforistas sea la recuperación total del núcleo, lo cual puede provocar una impresión equivocada del estado de los núcleos en términos ingenieriles.

Las pérdidas del núcleo pueden resultar de tres condiciones generalizadas: mediciones inadecuadas del perforista; técnicas de perforación, equipo y manejos deficientes; o a condiciones geológicas. El geólogo debe utilizar los datos de profundidad del agujero, el núcleo recuperado, las observaciones de las muestras y las observaciones del perforista para hacer sus propias interpretaciones de las pérdidas de núcleos. No hay que olvidar que lo que no se ve y/o se reporta (pérdidas de núcleos) es más difícil de utilizar para el diseño y puede, bien, ser el parámetro más significativo. También las pérdidas del núcleo y la interpretación de las razones de su pérdida son datos ingenieriles importantes que se pueden correlacionar con fracturas abiertas, zonas blandas o de cizalla de barreno.

### b.3) Estado de fracturación

Existen varios criterios para describir cuantitativamente el estado de fracturación de los núcleos, como son: la Recuperación de Núcleo Sólido, la Frecuencia de Fracturamiento, la Densidad de Fracturas y el Índice de Calidad de Roca (RQD).

- La recuperación de núcleo sólido es la forma más simple de medición del fracturamiento, particularmente cuando contrasta con la recuperación total de los núcleos.
- La frecuencia del fracturamiento es una medida del número de fracturas naturales presentes en una longitud arbitraria. Es convencional omitir las fracturas artificiales obvias y las discontinuidades resultantes del deterioro de los núcleos.
- La densidad de fracturas esta basada en el espaciamiento natural de las discontinuidades que existen en el núcleo recuperado. Ese espaciamiento siempre debe ser descrito con mediciones físicas, pero es mas adecuado referirse a ellos en términos descriptivos y ayudan a dar información sobre las características del macizo rocoso. Es útil estimar los porcentajes de los tipos de discontinuidades presentes.

Una descripción completa de la densidad de fracturamiento puede ser la siguiente: "Fracturamiento moderado, núcleos recuperados en longitudes de 10 a 35cm, la mayoría de 15cm (25% de planos de estratificación y 75% de fracturas).

- El Índice de Calidad de la Roca (RQD), establecido por Deere et. al (1967), considera únicamente los fragmentos de núcleos mayores de 10cm en relación a la recuperación del núcleo sólido (ver sección 3.2.1.4 de este Manual). Este parámetro ha sido ampliamente utilizado por su relación con varias características del macizo rocoso.

### c) Descripción geológica

La descripción de los núcleos de roca debe incluir tanto sus características litológicas generales como datos de los rasgos estructurales y sus condiciones físicas. Las unidades litológicas deben ser diferenciadas e identificadas no solamente en función de los tipos de roca generales, sino por cualquier rasgo geológico o mineralógico de importancia ingenieril o que sea pertinente para la interpretación de las condiciones del subsuelo.

Los núcleos de roca deben ser descritos de acuerdo con los criterios de descripción de la roca matriz y del macizo rocoso indicados en los incisos 3.2.1.3.1 y 3.2.1.3.2 de este capítulo.

En el caso de la descripción de las discontinuidades hay que tener presente el hecho de que algunos de los parámetros descriptivos no siempre pueden ser obtenidos del análisis de los núcleos, como es el caso del espaciamiento, abertura y tamaño del bloque.

La descripción sistemática de los núcleos de roca debe ser soportado o complementado con otra información geológica que ayude a correlacionar datos entre barrenos. Esto puede incluir por ejemplo; echados, localización estratigráfica, estructuras sedimentarias, identificación de bandas de fósiles o clasificaciones relacionadas con su génesis.

#### *3.2.2.4 Localización, profundidad y orientación de los sondeos.*

Los sondeos se localizan de acuerdo con el tipo de obra a construir y desde luego tomando como base el conocimiento previo de la geología del sitio obtenida por los métodos indirectos y por los levantamientos geológicos realizados en la superficie del terreno. Los sondeos estarán ligados siempre al sistema de referencia topográfico del lugar.

En la exploración de sitios estrechos y alargados (presas, túneles, vías terrestres y canales), se realizarán sondeos a lo largo del trazo o eje longitudinal propuesto. El número de sondeos dependerá de las características del terreno (uniforme o errático), de la magnitud de las cargas impuestas por las estructuras al terreno, y de las características y funciones de las obras proyectadas.

En el caso de las presas los factores que influyen en el criterio de planeación del programa de exploración, según Gamboa F. J. (1977), son:

- Control por geología.- Las perforaciones se localizan con el objeto principal de definir con el mayor detalle posible la geología del sitio y a partir de este conocimiento efectuar la mejor adaptación del proyecto al sitio, realizando perforaciones adicionales complementarias para satisfacer los requerimientos del proyecto elegido.

- Control por los requerimientos de ingeniería. El programa se planea en función de los anteproyectos de presa elaborados, ejecutándose las perforaciones, por ejemplo, a lo largo del eje de la cortina, del eje del vertedor, de los túneles, etc.

- Control por cuadrículas o ejes.- La ventaja del mismo es que se obtiene información con la que pueden fácilmente interpretarse las secciones y elaborarse modelos en tres dimensiones de la geología del sitio.

No obstante esta sistematización, el éxito de la exploración depende del criterio con que el geólogo responsable vaya modificando el programa a medida que se acumula la información, y se vaya confirmando o modificando la interpretación original que se haya hecho del sitio.

En lo referente a la profundidad, tampoco pueden establecerse reglas precisas, ya que depende de la función y características de las obras. En general se penetra hasta llegar a la roca sana, siempre y cuando no se espere encontrar, a mayor profundidad, rocas de deficiente calidad (Ruíz V., 1957). Según Krynine (1957) en las presas chicas las perforaciones en los estribos deben llegar hasta aproximadamente la altura del fondo del río; en la zona del cauce, la profundidad debe ser por lo menos igual a la altura de la cortina.

También puede ser la permeabilidad de los materiales del subsuelo un factor decisivo, como en el caso de las presas. Se recomienda entonces seguir el criterio de Lugeon: para presas mayores de 30 metros, se prolongarán los sondeos hasta encontrar materiales de permeabilidad inferior a una unidad Lugeon. Tratándose de roca sana, se recomienda que las perforaciones penetren en ella por lo menos 5 metros.

La distancia entre sondeos puede ser sumamente variable en el caso de obras de gran extensión. En las líneas de transmisión, por ejemplo, si las condiciones geológicas son muy favorables basta con un sondeo para cada torre de atraque. Sin embargo, en condiciones desfavorables, puede ser necesario estudiar con atención zonas reducidas como derrumbes, deslizamientos, reptación etc; multiplicando en ellas los sondeos.

En el caso de vías terrestres las perforaciones también se distribuyen a lo largo del trazo de acuerdo a las condiciones geológicas, así como en las zonas donde se vayan a realizar cortes grandes, cruces de ríos o arroyos importantes, túneles o bancos de material. Los cruces de ríos, o arroyos los túneles y los bancos de material requerirán de programas de exploración detallados que sirvan de antecedente para los proyectos ejecutivos.

Para investigar si una obra no sufrirá asentamientos excesivos es preciso efectuar, por lo menos, un sondeo hasta una profundidad mayor de vez y media el ancho de la superficie rectangular cargada. La teoría de Boussinesq demuestra que a tal profundidad los esfuerzos netos normales inducidos en el suelo son del orden del décimo de la sobrecarga impuesta. Si la superficie de carga es irregular, resulta apropiado determinar la distribución de incrementos de esfuerzos verticales inducidos por la carga a lo largo de una vertical que pase por el centro del área cargada. Tal incremento, a la profundidad mínima de exploración, no debe sobrepasar el 10% del esfuerzo vertical inicial a esta misma profundidad (Fig. 3.2.2.12).

Para verificar los posibles asentamientos de la estructura que descansa en pilotes de punta, es preciso considerar que la superficie de carga queda delimitada por el área de apoyo de los pilotes en la capa resistente, y comprobar que bajo esta superficie de carga no existen mantos compresibles.

Cuando se tema un deslizamiento por cortante de los materiales de cimentación, se recomienda llevar los sondeos hasta una profundidad mayor de aquella donde ocurren los máximos esfuerzos cortantes. Tal profundidad es igual a  $1.25 L$  para cortes y  $L$  para presas de tierra, siendo ( $L$ ) la proyección horizontal del talud (Fig. 3.2.2.13).

En el caso de excavaciones profundas, la estabilidad de los taludes es el factor predominante y se recomienda llevar los sondeos hasta una profundidad igual al ancho del fondo de la excavación (Fig. 3.2.2.14).

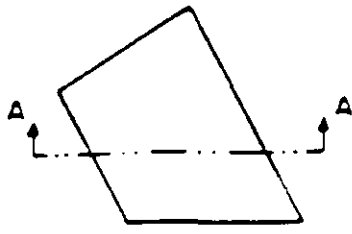
Si se trata de túneles, es conveniente ubicar por lo menos un sondeo en la zona de los portales y colocar otros sobre la traza del túnel, en los sitios que aporten la mayor información geológica; la profundidad siempre deberá alcanzar por lo menos el nivel de la plantilla del túnel y es recomendable bajarla a una distancia igual al diámetro de la excavación. Cabe subrayar que en casos de topografía muy accidentada, en el que diversas condiciones impidan o hagan impracticable la ejecución de perforaciones desde la superficie del terreno, es muy aconsejable realizar perforaciones desde el frente de ataque del túnel, a fin de conocer de antemano las condiciones de las rocas que van a ser excavadas; en ocasiones estas perforaciones se hacen en abanico (Fig. 3.2.15).

Cuando los criterios que rigen en la obra son varios, se elegirá la profundidad de los sondeos de acuerdo con el de mayor exigencia.

Los sondeos se orientarán, por lo general, según la vertical. Se recomienda utilizar sondeos horizontales o inclinados para explorar los valles o cauces sepultados, las zonas de falla o el subsuelo de las estructuras ya existentes.

### *3.2.2.5 Consideraciones para el desarrollo de un eficiente programa de perforación exploratoria.*

En muchas ocasiones los programas de perforación incluyen muestreos en suelos y en rocas, instalación de instrumentos o ensayos "in situ", que implican altos costos y tiempos largos de ejecución. Es, por lo tanto, muy importante desarrollar un programa de perforación bien organizado que defina en forma explícita todos los requerimientos que puedan aumentar la calidad de muestreo y disminuir los costos de exploración, eliminando trabajos innecesarios que a su vez permitan concluir los trabajos en los tiempos establecidos.



Plano de cimentación



Corte A-A

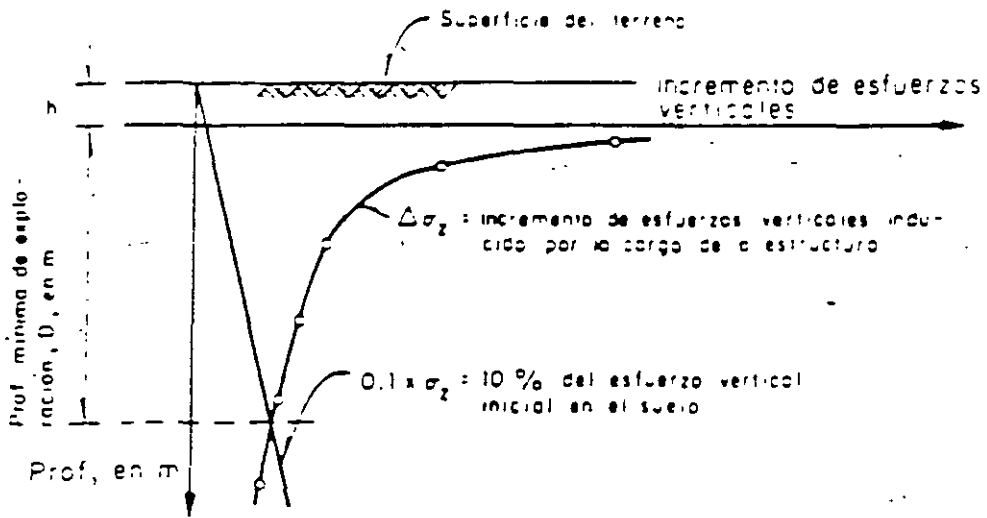


FIGURA 3 2 2.12 PROFUNDIDAD MINIMA DE EXPLORACION PARA CIMENTACIONES

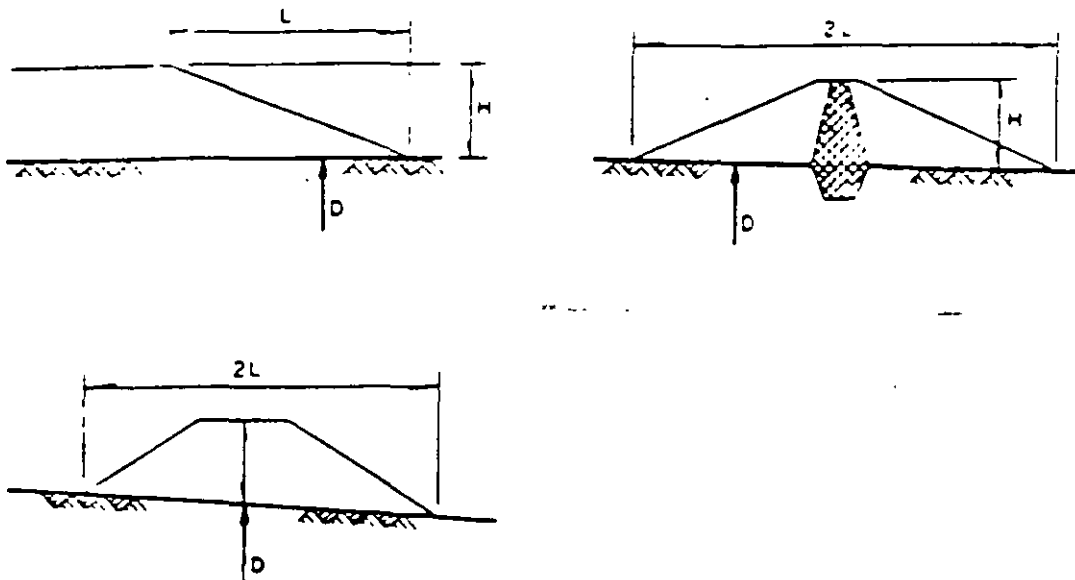
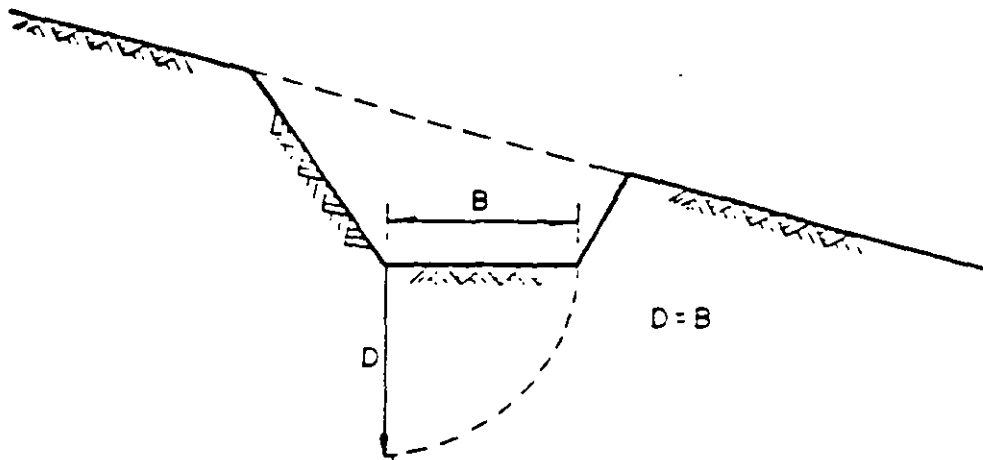
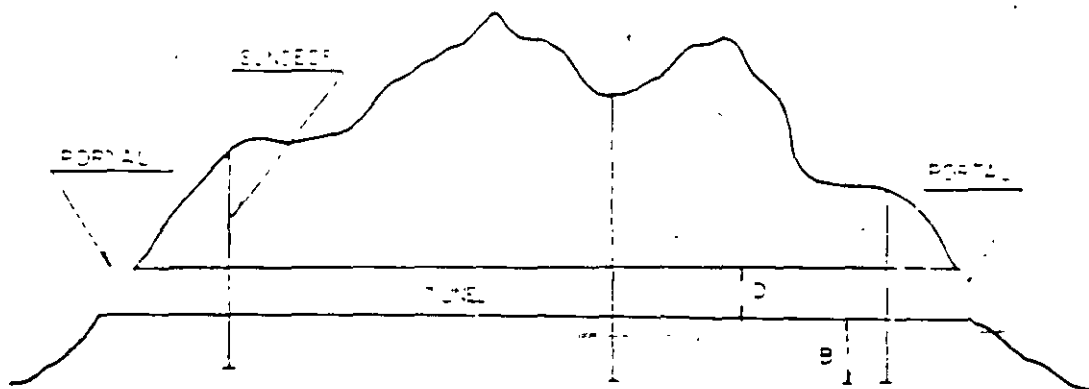


FIGURA 3 2 2.13 PROFUNDIDAD MINIMA DE EXPLORACION PARA CORTES, RELLENOS



D = Profundidad mínima de exploración  
 B = Ancho del fondo de la excavación

FIGURA 3 2 2 14 PROFUNDIDAD MINIMA DE EXPLORACION PARA EXCAVACIONES PROFUNDAS



D = DIAMETRO DE LA EXCAVACION  
 B = PROFUNDIDAD MINIMA RECOMENDABLE DE EXPLORACION BAJO LA PLANTILLA

FIGURA 3 2 2 15 PROFUNDIDAD MINIMA DE EXPLORACION EN TUNELES

Los ingenieros responsables del desarrollo del programa de exploración deben tener un amplio conocimiento de las necesidades de diseño, suelos y rocas a muestrear, las condiciones del sitio y su accesibilidad, así como los requerimientos de equipo. Los siguientes párrafos mencionan la información esencial para organizar y desarrollar un efectivo y eficiente programa.

Es importante hacer una visita de inspección al sitio de perforación por los ingenieros responsables de un proyecto, que permitan conocer el área a trabajar y sus condiciones geológicas. Esta visita permitirá definir el tamaño, cantidad, tipo y calidad de las muestras de suelo o roca que permitan hacer un análisis cuidadoso de la estructura geológica. También será posible obtener información para recomendar el tipo de equipo y procedimiento de perforación a seguir.

Como resultado de la inspección del sitio debe prepararse un programa claro y conciso que deberá proporcionarse al personal que llevará a cabo el trabajo. A continuación se presenta un formato (Hunt, 1984) que organiza los requerimientos pertinentes para la programación adecuada de los trabajos exploratorios con perforaciones:

- a) Descripción general del programa de exploración.
  - Datos geológicos disponibles.
  - Identificación de los requerimientos de diseño.
  - Requerimientos generales de la perforación exploratoria, muestreo, ensayos e instrumentación.
  
- b) Características del área de trabajo.
  - Identificación del área.
  - Poblados cercanos.
  - Sitios para abastecerse de combustible y refacciones.
  - Rutas de acceso y condiciones de caminos.
  - Restricciones de acceso a sitios públicos o privados.
  - Permiso de derecho de vía.
  
- c) Localización del sitio
  - Ubicación de perforaciones.
  - Topografía y acceso.
  - Protección del medio ambiente.
  - Abastecimiento de agua.
  - Zonas de desecho del agua de perforación.
  
- d) Requerimientos de trabajo.
  - Preparación del sitio.
  - Inclinación y diámetro de los sondeos.
  - Requerimientos de ademe.



- Definición del tipo de muestras (alterada/inalterada).
- Tamaño e intervalos de los núcleos.
- Cuidado y transporte de muestras.
- Requerimientos de pruebas "in situ".
- Requerimientos de instrumentación.
- Terminación final del pozo.
- Limpieza del sitio.

e) **Requerimientos de equipo.**

- Capacidades de las brocas.
- Capacidad de las bombas o compresores de aire.
- Equipo de muestreo
- Equipo de pruebas "in situ".
- Equipo de instrumentación.
- Cajas de núcleos.

f) **Aspectos especiales de perforación.**

g) **Posibilidades de cambios en el programa, modificaciones o aumentos.**

h) **Programas de seguridad.**

i) **Reportes de perforación exploratoria.**

j) **Supervisión del proceso de perforación, maquinaria y costos.**

### 3.2.3 POZOS A CIELO ABIERTO, TRINCHERAS Y SOCAVONES

Son métodos de exploración que mediante excavaciones, ya sea con herramientas manuales, equipo neumático, cortadoras o explosivos, permiten contar con una exposición de las rocas en sitios donde naturalmente no existen, permitiendo un estudio directo y visual de las condiciones geológicas del subsuelo. Las características generales de estas obras son las siguientes:

**Pozos a cielo abierto.** Son excavaciones desde la superficie del terreno en sentido vertical, de profundidad no mayor de 10m y sección cuadrada aproximada de 1.5m de lado.

**Trincheras.** Consiste también de una excavación desde la superficie del terreno pero su forma es alargada, las dimensiones de estas son variadas de acuerdo con el objeto que se busca en su construcción.

**Socavones y galerías.** Son excavaciones efectuadas en sentido sensiblemente horizontal, a partir de las laderas o cortes de la obra; en general sus dimensiones son de 1.2 a 2m de ancho y de 1.5 a 2.5m de altura.

Se recomienda su empleo para problemas específicos que no se hayan podido dilucidar con los otros métodos, o cuando se trata de obras que no requieren otro tipo de exploración.

El uso de estos métodos de exploración dependerá del análisis de varios factores, entre ellos:

- El tipo de estructura proyectada.
- Los datos que se necesitan obtener mediante la excavación.
- Los datos que pueden proporcionar las excavaciones:
- Usos posteriores de las excavaciones en la obra.
- Comparación entre el costo y beneficios de las excavaciones con otras técnicas de exploración.
- El tiempo del que se dispone para la investigación.

El resultado del análisis de los factores mencionados permite definir la ventaja o desventaja de su uso en un caso determinado, así como el número y tipo de obras que se deben realizar. Independientemente del método de excavación, estas obras se realizan con diferentes propósitos:

- Investigación de la estructura del macizo rocoso.
- Observación del sistema de diaclasas o del contacto entre diversos tipos de roca.
- Obtener información acerca de zonas particulares en el macizo rocoso.
- Observar la profundidad y grado de alteración de los materiales.
- Seguir la traza de fallas o fracturas importantes.
- Observación de estratos permeables (especialmente en áreas volcánicas), amplitud de fracturas, túneles en corrientes de lava, o cavidades de disolución y fisuras en calizas.
- Permitir la realización de pruebas *in situ*.
- Pruebas de corte, de deformabilidad, medidas de la permeabilidad, medición de los estados de esfuerzo del macizo o exploración geofísica.

- Obtención de muestras de bloque para identificación o ensayos de laboratorio.
- Permiten también la instalación de instrumentos de medición subterránea, mediciones del gradiente térmico de la roca, obtención de muestras de aire para conocer emanaciones de gases nocivos, detección y muestreo de aguas subterráneas, observación de la alterabilidad de la roca en paredes, piso y techo debidas a la exposición al aire.

De acuerdo con las características particulares de la obra, en algunos casos podrán determinarse una o más zonas en las que se provean condiciones críticas, por ejemplo, por ser mayor la magnitud de los esfuerzos que se transmitirán al subsuelo en esas zonas, o bien, por ser sensiblemente mayor la importancia de una parte determinada de la obra. En estos casos debe enfocarse la atención a esas zonas y frecuentemente bastará con ellos para decidir la ubicación de la excavación.

En algunos casos habrá que recurrir al ensayo en laboratorio de muestras obtenidas durante la exploración superficial o con sondeos de perforación, para decidir la ubicación de las excavaciones. En este caso, conviene efectuar un gran número de ensayos índice rápidos y económicos; por ejemplo: se puede determinar la absorción de las diferentes muestras que, proporcionan un índice del grado de alteración de la roca correspondiente, y está directamente relacionado con otras propiedades físicas y mecánicas de la misma.

#### 4. ESTUDIOS DURANTE LA CONSTRUCCION

Es esta una de las etapas también muy importantes. Los trabajos de limpieza, los cortes y las excavaciones necesarias para la edificación de la obra, vendrán a confirmar el modelo geológico que habría resultado de la investigación detallada, o bien estos mismos trabajos modificarán ese modelo geológico original. En ambos casos habrá necesidad de realizar el levantamiento geológico estructural en todos los cortes y excavaciones con la minuciosidad con que se ejecutaron los estudios detallados, definiendo además el tipo y estado en que se encuentra la roca (grado de sanidad).

De lo observado en los cortes se verá la necesidad de aplicar métodos de exploración adicionales, perforaciones o microsísmica por ejemplo, lo que permitirá además determinar el módulo de elasticidad dinámico.

De gran utilidad en la etapa de construcción es la toma de fotografías a color e inclusive pares estereoscópicas, que permitirán mostrar las familias de fracturas o discontinuidades y el estado de equilibrio de los cortes y excavaciones en general. De las fotografías además se pueden hacer croquis, calcados de la fotografía misma, en donde se indiquen todas las discontinuidades y zonas alteradas de la roca, inclusive aquellas que están fuera del alcance del ingeniero.

En el caso de obras subterráneas, las observaciones geoestructurales y el monitoreo en los túneles o galerías de acceso a la excavación principal, permitirán anticipar el comportamiento del macizo rocoso donde se ejecutará la obra. El monitoreo podrá realizarse con extensómetros y aplicando también microsísmica para determinar la magnitud de la decompresión. El tipo de soporte primario que se dé a estas obras auxiliares, sin duda será el mismo que se aplique a la excavación principal.

Tratándose de vías terrestres, el geólogo residente de la obra, a medida que se realicen los cortes, hará el levantamiento geoestructural de los mismos para definir las condiciones geodinámicas de los taludes, condiciones que deben haberse señalado en los estudios previos. El mismo geólogo residente ayudará a determinar la susceptibilidad de utilización de los materiales excavados en la construcción de terraplenes.

## 5. ESTUDIOS DURANTE LA OPERACION DE LA OBRA

Toda obra civil, que se construya en cualquier sitio de la corteza terrestre, traerá como consecuencia un cambio o una alteración de las condiciones naturales del terreno; cuanto mas grande o mas larga es la obra civil, mayor será la superficie afectada.

Póngase por ejemplo una presa de almacenamiento. La flora y fauna del área del embalse se verán afectadas. El equilibrio de los taludes del área inundada podrán modificarse, con la consecuente afectación de las obras construidas en la vecindad.

Para bien o para mal, los acuíferos de la región se verán alterados. En los valles vecinos a niveles inferiores y aguas abajo, en el valle principal, pudieran presentarse manantiales. Así que durante la operación de la presa, deberá llevarse un estricto control de los piezómetros que se hayan instalado durante la investigación detallada, tanto en el área de la cortina como en la zona de las obras auxiliares. De gran importancia en una presa de almacenamiento es la sismicidad inducida, de tal manera que al iniciar el llenado de la presa ya debe existir una red de sismógrafos que permitan llevar el monitoreo sísmico. Aunque esta no es propiamente una actividad del dominio del geólogo pueden surgir algunas interrogantes. ¿Cual será por ejemplo la respuesta de la caverna o excavación principal a la excitación sísmica?. Es este un aspecto que debe considerarse en la investigación detallada, pero que se verá hasta que esté la presa en operación.

Si se trata de una presa de jales ¿Que perjuicios pueden causar los fluidos residuales a los acuíferos regionales?.

En la vecindad de la presa, en ambas márgenes y hacia aguas abajo, deberán hacerse perforaciones que permitan hacer un muestreo de las aguas subterráneas.

En el caso de un Relleno Sanitario no obstante que la selección para ubicarlo haya sido la más adecuada, deberá existir un monitoreo de las aguas subterráneas en la vecindad a fin de verificar que efectivamente no existe contaminación de los acuíferos.

En una vía terrestre en terrenos planos y de morfología accidentada, en cualquier época del año pero particularmente en la temporada de lluvias, es una necesidad vigilar la acción permanente de los fenómenos de geodinámica externa, erosión, sedimentación y movimiento en masa del terreno.

## BIBLIOGRAFIA

- Anon. (1970). "Logging of cores for engineering purposes". Engineering Group Working Party Report. Quaterly Journal of Engineering Geology, 3, 1-24.
- Anon. (1977). "The Description of Rock Masses for Engineering purposes". Engineering Group Working Party Report. Quaterly Journal of Engineering Geology, 10.
- Anon. (1979). "Classification of rocks and soils for engineering geological mapping, Part 1. Rock and Soil Materials". Report of the Commision of Engineering Geological Mapping, Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No. 19.
- Aronoff, S. (1989). "Geographic information systems: A management perspective". WDL Publications, Ottawa, Canada.
- Atenucci, J. C. Browk., Crowell, P. L, Kevany, M. J., (1991). "Geographic Information Systems". Van Nostrand Reinhold, M. N.
- Attewell, P. B. and Farmer, I.W. (1970). "Principles of Engineering Geology". Chapman and Hall, London.
- Barton, N., Lien R. and Lunde J. (1975). "Engineering Classification of Rock Masses for the Desing of Tunnel Support". Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Publication 106.
- Bell, G. F. (1993). "Engineering Geology". Blackwel Scientific Publications.
- Bieniawski Z. T. (1989). "Engineering Rock Mass Classification". Wiley-Interscience, New York, John Wiley Sons.
- Burrough, P. A. (1990). "Principles of Geographical information systems for land resources assesment". Clarendon Press, Oxford.
- Christensen Diamond Products. Utiles de diamante y su empleo en sondeos poco profundos.
- Chuvieco, Emilio (1990). "Fundamentos de Teledetección Espacial". Ediciones Rialp, S. A. Madrid.
- Deere, D. U. and Miller, R. P. (1966). "Engineering Classification and Index Properties for intact rock". Thechnical Report No. AFWL-TR-65-116. Air Force Weapons Laboratory, New México.
- Dutro, J. T., Dietrich, R. V., Foose, R. M. (1989). "Agi data sheets for geology in the field, laboratory and office". Third Ed. American Geological Institute.
- Ehlers, M. (1990). "Remote sensing and geographic information systems: Towards integrated spatial information processing". IEEE vol. 28 No. 4.

Eastman Kodak Company (1979). "Encyclopedia of Practical Photography". American Photographic Book Publishing Company, Inc.

Freitas, de (1985). Apuntes del Curso de Ingeniería Geológica de la Universidad Complutense de Madrid.

Franklin J. L. and Broche (1972). "The point load Test" International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 9.

Gamboa F. J. (1977). "Estudios geotécnicos para presas de arco o machones". Recursos Hidráulicos, Vol. VI, No. 2.

Guerra Peña F. (1989). "Fotogeología", UNAM, México, D.F.

Hallbauer, D. K., Nieble, C., et. al. (1978). "Suggested Methods for Petrographic Description". ISRM, Commission on Standardization of Laboratory and Field Test. Intn. Journal of Rock Mechanics., 15.

Hawkins, A. B. (1986). "Rock descriptions. In Site Investigation Practice": Assessing BS 5930, Engineering Geology Special Publication No. 2. The Geological Society, London.

Hudson, J and Priest, (1976). "Discontinuity Spacing in Rock". Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 13.

Hunt, R. E. (1984). "Geotechnical Engineering Investigation Manual". Mc Graw Hill Book Company.

Iliev, I. G. (1967). "An Attempt to estimate the degree of weathering of intrusive rocks from their physico-mechanical properties". Proceedings of the 1st. Congress of the International Society of Rock Mechanics, Lisbon, 1.

ISRM (1978). "Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses". Intern. Society for Rock Mechanics. Commission on Standardization of Laboratory and Field Test. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, Vol. 15, No. 6.

Krynine, P.D. y Judd, W.R (1957). "Principios de Geología y Geotécnica para Ingenieros". Ed. Omega. Barcelona.

Legget, R. F. and Kaarow, P. F. (1983). "Handbook of Geology in Civil Engineering". Mc Graw-Hill, New York.

Malcev, A. (1964). "Interpretation of Standards spoon penetration for testing". The Economic Use of Soil Testing in Site investigation.

Onodera, T. F. (1963). "Dynamic investigation of foundation Rock" Proceedings of the 5th Symposium on Rock Mechanics, Minnesota. Pergamon Press, N. York.

Paul M. Mather (1989). "Computer Processing of Remotely Sensed Images". Ed. John Wiley and Sons N. York.

Presuss, H. D. (1974). "Nummensch. Photogrammetrische Messung geologischer Trennflächen". Dt. geodät. Kom. Bay. Akad Wiss, Reihe C, Heft 201.

Price, N. L. (1966). "Fault and Joint Development in Brittle and Semi-brittle Rock". Pergamon Press, Oxford.

Rosas, L. y Prieto V. (1978) "Exploraciones geológicas para obras de Ingeniería Civil". Tesis Profesional, UNAM.

Santoyo V. E. (1978) "Exploración de sitios de Presas". IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. SMMS. México.

Snobble Jonh K. (1970). "Stereoscopic Aerial Photographs for Earth Science". Silver Burdett Company., Morristown, New Jersey, USA.

Sowers, G. (1970) "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones". Ed. Limusa, México.

Pemex (1975). "Exploración y muestreo en suelos para proyectos de cimentaciones". Pemex, 1a. 2a. parte.

Rengers, N. (1978). "Remote Sensing for Engineering Geology, Possibilities and Limitations" 35t Int. Congress IAEG, Madrid.

Ruiz de la P., A. (1978). "Obtención óptima de muestras con base a la selección de herramientas y fluidos de perforación". Simposium de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, México.

Ruiz, V. M. (1957) "Estudios Geológicos para el proyecto y construcción de obras de riego" Sociedad Geológica Mexicana, Tomo XX No. 2.

U.S. Dept of the Interior Bureau of Reclamation. (1988). "Engineering Geology Field Manual".



**Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas**

**Ingenieros Civiles Asociados**

**División de Educación Continua, UNAM**

**CURSO:**

**GEOLOGÍA APLICADA A LA INGENIERÍA CIVIL**

**27, 28 y 29 de noviembre de 1997**

**TEMA**

**GEOHIDROLOGÍA**

**Expositor:**

**MELVÍN HERNÁNDEZ MANCILLA**

## FIELD HYDROGEOLOGY

R, BRASSINGTON, 1988

CAPITULO 1 Y 2, PAG. 1 - 23

CAPITULO 5, PAG. 51 - 60

**1.1 Why investigate groundwater?**

Groundwater plays a very important role in many geological processes. The presence or absence of groundwater, its chemistry and temperature, may all significantly affect lithification, and groundwater is essential for hydrothermal processes and the genesis of many ore veins and bodies. In applied geology too, groundwater is important. The engineering properties of rocks and soils are often controlled by groundwater, and changes in groundwater conditions may have a disastrous effect on the stability of slopes, buildings or other structures. A study of groundwater conditions is, therefore, an essential element in a site investigation for new construction works. Perhaps the most important feature of groundwater, however, is its value as a resource for water supplies.

This Handbook is concerned with the field techniques used by hydrogeologists to evaluate groundwater systems. Such studies are needed to position new wells in favourable sites - a job still left to the water diviner in some countries - or to calculate the

total quantity of groundwater available in an area. Pumping from new wells may reduce the quantities which can be pumped from others nearby, or cause local spring flows to dwindle; the hydrogeologist will be expected to make predictions on such effects and can only do so if he has a proper understanding of the local groundwater system based on adequate field observations. It is equally important to evaluate the quality of groundwater to ensure that it is suitable for drinking or for other uses. Hydrogeological studies are also needed to assess the hazards of waste disposal sites (landfill), septic tanks and other activities which may pollute groundwater resources and supplies. In such instances, detailed hydrogeological investigations may need to be carried out in a limited area, such as at the waste disposal site itself, but an understanding of the groundwater system in the surrounding area is equally necessary to assess the potential for groundwater pollution and the resulting consequences for local water supplies.

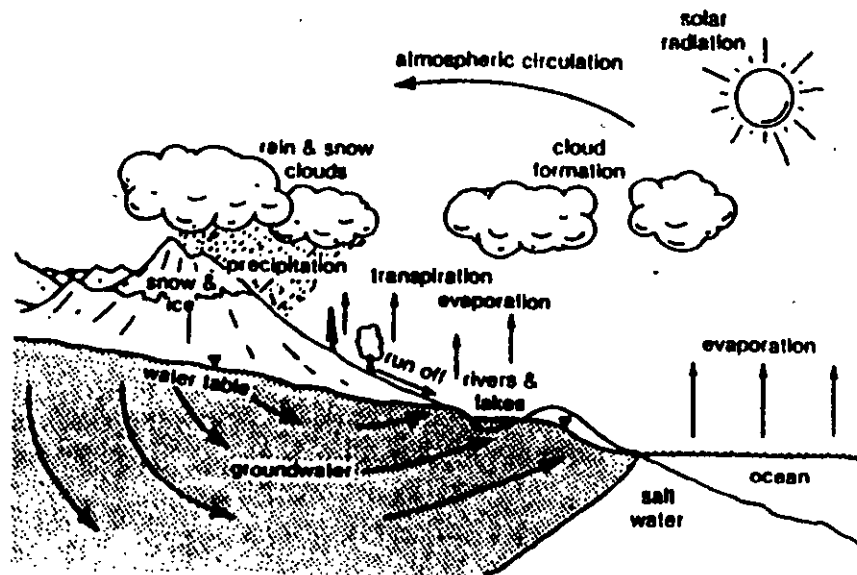


Fig. 1.1 The hydrological cycle.

## 1.2 The hydrological cycle

All hydrological and hydrogeological textbooks have an introductory chapter describing the hydrological cycle, and the reader should refer to some of the books listed in the bibliography in order to obtain a detailed understanding of the various processes which are involved. Groundwater forms part of this cycle and, in order to understand how a particular groundwater system works, it is necessary to examine the other elements in the cycle. This section contains a brief description of the hydrological cycle as a background to groundwater studies, which will both explain the need for

the various types of field measurements described in subsequent chapters, and serve as a check-list in planning your own field investigations.

The hydrological cycle is a vast and complex system which circulates water over the whole planet. Figure 1.1 illustrates the various parts of this cycle, which both starts and ends with the oceans. Energy from the sun powers the system, causing water to evaporate from the surface of the world's oceans which then vaporises to form large cloud masses. These clouds are moved by the global wind system and, when conditions are right, the water precipitates, falling back to the surface again as rain, snow

or hail. Some of the water falls on to the land and collects to form streams and rivers which eventually flow back into the sea, from where the process starts all over again. Not all rainfall contributes to the flow of streams and rivers in this way. Some of it is returned to the atmosphere as evaporation from water-bodies or the ground surface, and as transpiration from plants. A further portion of rainfall percolates through the soil to reach the water table and becomes groundwater. Groundwater usually flows through saturated rock under the influence of a hydraulic gradient which, in unconfined aquifers, is the water table. Rocks which both contain groundwater and allow water to flow through them in significant quantities are termed *aquifers*. Unless groundwater is removed by pumping from wells, it will flow through an aquifer towards natural discharge points, which comprise springs and seepages into streams or rivers, and also discharges directly into the sea. The property of an aquifer which allows fluids to flow through it is termed *permeability*, and this is controlled largely by geological factors. Properties of the fluid are also important, and water permeability is often called *hydraulic conductivity*. In both sedimentary rocks and unconsolidated sediments, groundwater is contained in and moves through the pore spaces between individual grains. Fissure systems in solid rocks can significantly increase the hydraulic conductivity of the rock mass. Indeed, in crystalline aquifers of all types, most

groundwater flow takes place through fissures and very little moves through the body of the rock itself.

Some geological materials do not transmit groundwater at significant rates, while others only permit small quantities to flow through them. Such materials are termed *aquicludes* and *aquitards* respectively, and although they do not transmit much water, they play a major role in controlling the movement of water through aquifers. Very few natural materials are completely uniform and most contain aquiclude and aquitard materials. Figure 1.2 shows how the presence of an aquiclude, such as clay, can give rise to springs and may support a perched water table above the main water table in an aquifer.

When an aquifer is overlain by impermeable rocks, the pressure of groundwater can be such that the level of water in wells would rise above the base of the overlying rock. In such instances the aquifer is said to be *confined*. Sometimes this pressure may be sufficiently great that the water will rise above the ground surface and flow from wells and boreholes without pumping. This condition is termed *artesian flow*, and both the aquifer and the wells which tap it are said to be *artesian*.

A groundwater system, therefore, consists of rainfall recharge percolating into the ground, reaching the water table, and flowing through rocks of varying permeabilities towards natural discharge points. The rate at which water flows through the system depends upon the rainfall,

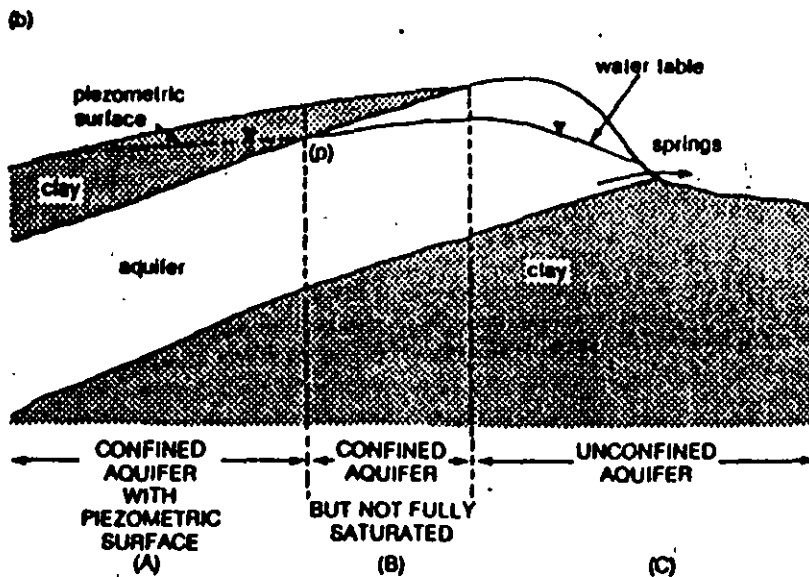
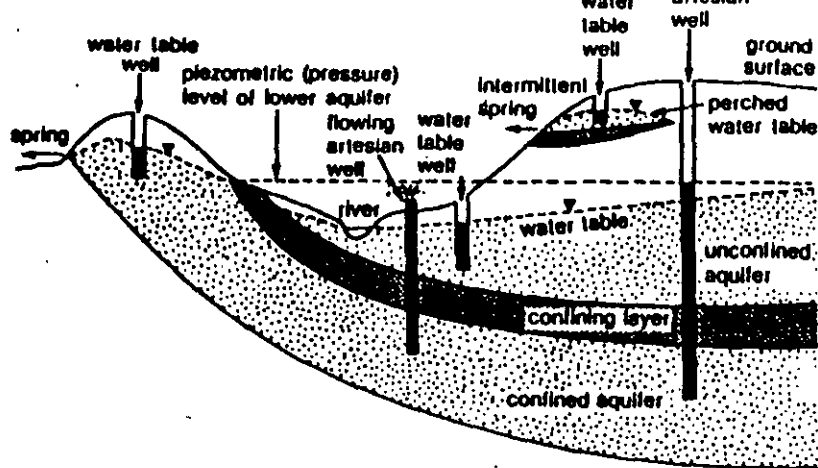


Fig. 1.2 The top diagram (a), shows two aquifers; a lower aquifer which is confined over much of the area; and an upper aquifer which is unconfined. The upper aquifer includes low-permeability material which supports a perched water table. The diagram shows the rest water levels in various wells in both aquifers. The lower diagram (b), shows

in this part of the aquifer is at a pressure controlled by the level of water at point (p), and the aquifer is fully confined by the overlying clay and is fully saturated. The groundwater pressure is the same as that in zone C. In zone B, the aquifer is overlain by the clay but is not fully saturated and the groundwater pressure is the same as that in zone C. In zone B, the overlying clay will prevent any direct recharge. The aquifer in zone C is unconfined and is that part of the aquifer which receives direct recharge. Seasonal fluctuations in the water-table levels will alter the lateral extent of zone B along the edge of the aquifer. It is likely to be at a minimum at the end of the winter and at its greatest extent in early autumn, before winter recharge causes groundwater levels to rise.

evaporation, the geological conditions and many other factors. It is this system which the hydrogeologist is trying to understand by carrying out field measurements. Your hydrogeological investigation will define part of this overall cycle, as it exists in your area of study.

### 1.3.1 Desk study

This is an essential prerequisite to any hydrogeological field investigation. It consists of the assembly of all available information, and provides an early opportunity to get a 'feel' for the groundwater system you are to study. It also enables the information which will be needed to complete this understanding to be identified, so that the collection of field measurements can be planned in detail. The desk study includes an examination of published geological information, so that potential aquifers can be identified from their lithologies and their extent can be defined. An examination of topographic maps for the area will help identify spring lines, which may provide clues to the elevation of the water table if water-level measurements are not available. In Britain, along with many other developed countries, the geological and hydrogeological information required for a desk study is likely to be available. In other parts of the world these records may not be so easily acquired and this puts a greater emphasis on the fieldwork as a means to defining an area's hydrogeology.

### 1.3 Stages of an investigation

John Barnes stated in *Basic Geological Mapping* (Open University Press) that 'much of the search for water is geological common sense'. He is quite correct, as no proper understanding of a groundwater system can be achieved without first understanding the local geology. A hydrogeological investigation, however, consists of more than geological mapping, interpretation and common sense. There are several phases to such studies, and the amount of effort put into each one, and the order in which they are carried out, is often varied to meet the needs of a particular set of circumstances.

### 1.3.2 Initial reconnaissance

Once a desk study has been completed, it is important to get to know the study area. In common with most other forms of geological fieldwork, this means putting your boots on and walking over at least some of the area. Where the investigation covers a large area it will not be possible to cover it on foot. Drive round as much of it as you can, and if possible stand on a hill or other vantage point so that you can see across the area. Picture the geology in your mind, and envisage how groundwater is flowing through the rocks, using information which you obtained in the desk study. It may be necessary to carry out additional geological mapping, and certainly you will need to look for such features as seepage and spring lines. It also gives an early opportunity to locate wells and to get to know the people who are using them. A very important part of this reconnaissance is to identify the type of information needed to complete your understanding of the groundwater system and which can only be obtained from the exploration phase of the investigation.

### 1.3.3 Further data gathering and evaluation

In many ways this part of the investigation overlaps with the reconnaissance study. Whenever a spring is located, record its position and measure its flow and possibly its conductivity and temperature. When-

ever you find a well, always measure and record its depth, the standing-water level and whether or not pumping was going on. In addition, try to obtain an idea of how frequently, and at what rate, the well is pumped. Any such extra information is then evaluated against that assembled at the desk study stage. An increasingly more detailed understanding of the groundwater system is built up in this way, and is used to plan the remaining stages of the investigation. The continual re-evaluation of data is an important feature of groundwater investigations, because the data available are usually sparse.

### 1.3.4 Monitoring programme

Once the initial reconnaissance of an area has been completed, it is usual to initiate a monitoring programme. It is important to measure and record, on a regular basis, the flow of springs and streams, the level of the water in local wells and how much water is being pumped from them. Rainfall and evaporation measurements may also be required. Such information will enable you to build up a picture of how much water is flowing into and out of the groundwater system. It is also important to take samples of water from springs and wells, to have them analysed and to examine their chemistry. Quite often, water chemistry is used to identify and 'fingerprint' groundwaters from different aquifers.

### 1.3.5 Exploration

It is very likely that the information you have been able to collect so far in the groundwater study is not enough to allow a proper understanding of the local hydrogeology. Additional information is often needed on the geology, the water levels in various horizons, or the hydraulic conductivity. This type of information can only be obtained by using such techniques as surface geophysics (see the companion Handbook, *Field Guide to Geophysics* by Milsom). This stage of the investigation may also include drilling exploration boreholes and conducting pumping tests on suitable existing or newly drilled boreholes, to assess the aquifer's hydraulic characteristics (see the companion Handbook, *A Field Guide to Water Wells and Boreholes* by Lewis Clark).

### 1.3.6 Water balance

Once the extent of an aquifer has been established and its boundaries identified, it should be possible to quantify the volumes of water which are passing through the groundwater system. The amount of recharge can be assessed using information about rainfall and evaporation. Discharges from the aquifer can be estimated from spring flow measurements, stream gauges and the amount of water pumped from local wells. This stage of the investigation constitutes a summary of all the previous work and is the point at which it becomes possible to start to answer those questions

which caused you to initiate the investigation in the first place. These may include the availability of groundwater resources and the suitability of the resources for supply, the effects of new or increased abstractions, or the threat of pollution from a proposed waste disposal operation.

## 1.4 Hydrogeological report-writing

A great deal of information is drawn together during a hydrogeological investigation. This allows the groundwater system to be understood, and provides answers to specific questions asked by the person, company or authority who commissioned the work. At this stage, it is usual to write a report which describes the investigation and the conclusions which you have drawn. The introduction should state the purposes of the investigation, the terms of reference and the name of the body requesting the work. The body of the report will contain both information and interpretation, with the facts clearly separated from any inferences drawn from them. The final section should contain the recommendations, which are the actions which you think should be taken to fulfil the purposes of the investigation. If necessary, include information as to how the recommendations can be implemented.

The report should be written in a clear, straightforward way which the reader will be able to understand. The inclusion of carefully drawn maps and

ing. It is good practice to present all the data collected in the field, usually in summary form in an appendix. In large reports it may be better to present these data in a separate

writing is contained in *Guidance Notes on Report Writing*, published by the Institution of Geologists (1985).

## Instruments and equipment

The most frequent field measurement that a hydrogeologist is likely to make is the water level in a well or borehole. It is good practice to have a suitable 'dipper' handy in your car boot or the back of your truck. Tools will be needed to remove the cover from the top of the well, before taking a water level reading or a water sample. Special equipment is needed to take this sample, together with clean glass or polythene bottles. On-site readings may call for the use of a pH probe or at least some pH-sensitive paper, a thermometer and conductivity meter or other similar instruments. Flow measuring equipment could also be required, and this is described in Chapter 7. It may only be a kitchen-measuring jug or a large bucket, but you will sometimes have to use more expensive equipment such as a current meter which measures stream flow velocities. In any event, a stop-watch will be needed for timing your measurement and on occasions, continuous recording equipment will also be required. You will always need a notebook to make a record of all field measurements and observations.

Some investigations will require the use of specialist equipment such as

borehole geophysical logging probes to look at variations both in the rock and groundwater, or ion-specific meters for detailed groundwater chemistry studies. Some of this equipment is discussed in later chapters but generally instruction in its use is beyond the scope of this book. You should refer to the companion Handbook in this series: *Groundwater Quality and Chemistry*, by Mazor, or to one of the books listed in the bibliography, for further information on this equipment.

Finally, do not forget the 'geology' in hydrogeology. You are likely to need your rock hammer, perhaps a chisel, measuring tapes, map-case, hand lens and all the other paraphernalia found in a field geologist's knapsack. Table 2.1 lists this equipment and is based on information contained in Chapter 2 *Basic Geological Mapping* by John Barnes.

### 2.1 Water-level dippers

Among the hydrogeological fraternity, any instrument which is lowered into a borehole or well to measure the water level is called a 'dipper'. Despite

Table 2.1 Geological field equipment (after Barnes, 1981)

- Hammer - ideally 1 kg weight
- Chisels
- Compass and clinometer
- Handlens
- Tape - 3 m 'roll-up' steel tape
- Map-case
- Field notebook with pencils and erasers
- Scale rule, protractor and stereonet
- Suitable field clothing

this being a jargon term, I intend to use it throughout this book. Over the past few years there has been an increased range of dippers brought out by different manufacturers. Most

of these consist of a length of twin-core cable, which is graduated in metres, wrapped on a drum and has a pair of electrodes attached to the end. When the electrodes touch the water surface, a circuit is completed which activates either a light or a buzzer. Some dippers have ordinary round-section cable, with the depth graduations marked by adhesive bands. It is necessary to use a steel tape to measure the distance in centimetres from the nearest metre mark, to obtain a precise water level reading. These instruments are not so easy to use as the sort which has twin wires, one running down each side of a flat tape graduated in metres and centimetres. Figure 2.1 shows the main

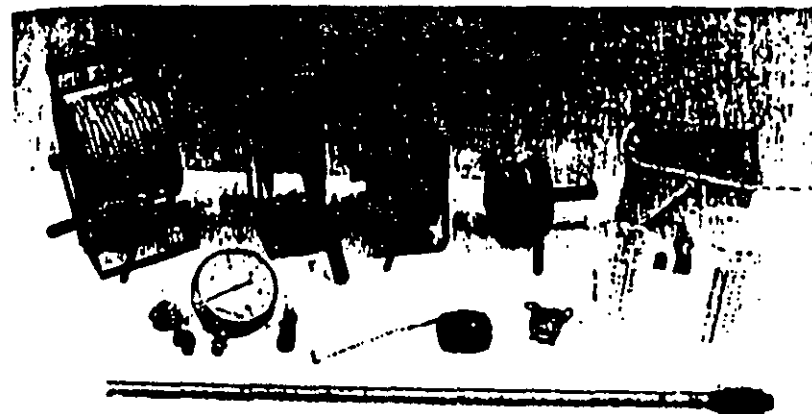


Fig. 2.2 The photograph shows several different types of commercial dippers currently in use in Britain. A total depth probe (2nd left) is included in the picture. These are used to measure the depths of wells and boreholes, and consist of a cylindrical weight suspended on 500 m of steel-wire cable. Depth markers are fastened to the cable at 5 m intervals. Artesian water levels are measured using the clear plastic tube at the front of the picture and the steel tape. The jug, bucket and stop-watch are used for spring-flow measurement.

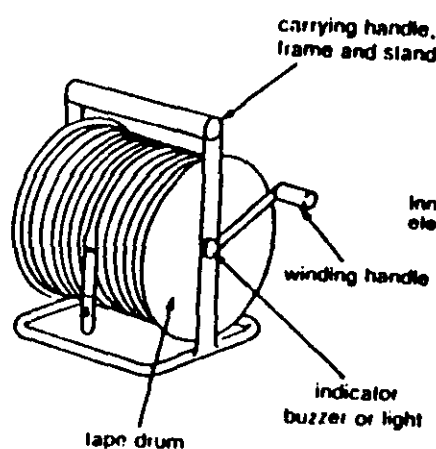
features of such an instrument. This arrangement allows quick and easy readings to be taken, and the tape can be read to the nearest half centimetre if required. These dippers can be obtained in a wide range of sizes, from a compact ten metres up to an enormous 500-metre length (although it is difficult to imagine anyone needing to measure a water level at this depth!). When purchasing a dipper, ensure that it is long enough to measure the deepest water table in your area, bearing in mind that pumping-water levels in abstraction boreholes are much deeper than rest-water levels. A dipper of 80 metres or 100 metres length will cater for most situations, but 200 metres tape may be required for measuring some pumping levels in boreholes with large drawdowns. If you are studying a shallow aquifer

where there are only hand dug wells, a ten or thirty metre dipper should be adequate. It is important to make these considerations as the size of the dipper affects the cost and if you can get away with a smaller one they are very much more convenient to carry. Figure 2.2 shows several commercially available dippers.

### 2.1.1 Using a dipper

Water-level measurements should be taken by lowering the probe down the well or borehole until it hits the water, causing the buzzer to sound or the light to come on. When this happens, pull the tape back slowly out of the water until the signal stops. Repeat the exercise several times to enable you to 'feel' the water surface. It is conventional to take the point where

(a) general assembly



(b) detail of probe

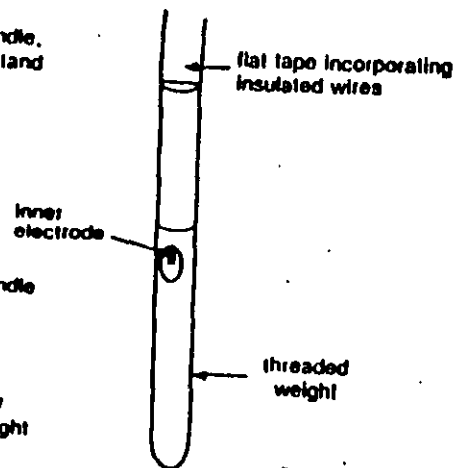


Fig. 2.1 Most commercially available dippers are made on the same general format. Batteries (usually totalling 9 V) are housed in the drum spindle, which also contains the electronic circuitry. The probe is usually made of stainless steel or brass and acts as an electrode, with a second inner electrode being visible through holes in the weighted end. This weight is usually threaded and can be unscrewed to give access to the inner electrode.

the buzzer stops or light goes off as being the water level. Use your fingers to mark the position on the tape against a fixed datum point such as the top of the casing, and then read off the level to the nearest centimetre. When using a dipper with a cable marked off in metres, use a steel tape to measure the distance from the nearest metre mark *below* your fingers and add the two values together. Record the dipped level and time of measurement and make a note of the datum used (see section 6.2). If the dipper is of the 'lamp type', position it so that bright sunlight will not prevent you from seeing when the indicator light comes on, perhaps testing the light before starting to make sure that no readings are missed. In some makes, the electrical circuit includes a mechanical relay which makes a 'click' as the light goes on and off. On the whole, fewer mistakes are made with audible dippers. It is a good idea to test the dipper each day before lowering it down a borehole. The usual way is to unscrew the weighted end of the probe to expose the inner electrode, and then to complete the circuit either by using the weight to short out the contacts or by immersing the end in water. The commonly used, unhygienic alternative is to wet the fingers with spittle to do the same job, but this is not good practice. If the lamp or buzzer does not work, check the batteries (and bulb), and should these be working, inspect the cable for breaks. The first thirty metres of cable gets most wear, and the insulation can

be rubbed off as the tape is lowered over sharp edges such as the top of the casing. Try to reduce this wear as much as possible by using softer materials such as wood or your hand. If the insulation is worn through to the wires, they may break, thereby preventing the circuit from being completed. Do not be tempted to cut off the damaged section and reconnect the probe, otherwise you will always have to remember to deduct a constant length from your readings and errors will inevitably occur. Occasionally, the circuitry inside the drum may be faulty and will need checking and repair by an electrician. It is worth remembering that dippers will not work in groundwater with a low conductivity. Such conditions are unusual and occur in aquifers with a low chemical reactivity, such as pyroclastic rocks. Great confusion can be caused in the field when the dipper works at the surface but fails down the borehole. In these circumstances try an improvised dipper which 'feels' the water surface (see below).

### 2.1.2 Improvised dippers

If a commercial dipper is not available, it is possible to make your own using the sort of electrical cable used for door bells, provided that it is weighted adequately to make it hang straight. Make sure that the two electrodes cannot touch accidentally and that the only way a circuit can be completed is when both are underwater (see Fig. 2.3). Before you use the probe in a well, test it in a bucket of

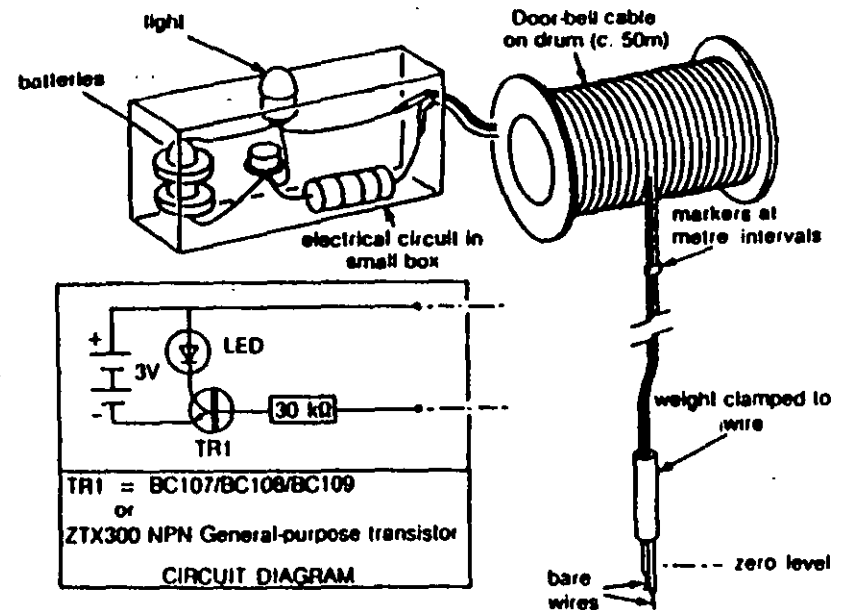


Fig. 2.3 This home-made dipper comprises a length of door bell cable and a simple electronic circuit which is made from components which are available from any electronics supplier. The cable should be weighted to make it hang straight, and then hung to allow it to stretch before markers are fixed at metre intervals. Special adhesive numbers can be obtained, but care must be taken during use to ensure that they do not move or come off. The electronic circuit consists of a transistor, a 30 kΩ resistor, a LED display light and is powered by two 'button' batteries. Make sure that the two bare ends of the cable cannot touch and the circuit will then only be completed when both electrodes are submerged. Test the circuit in a bucket of water before using in the field.

water. Divide the cable into metre graduations, using electrical insulation tape as markers. This improvised dipper should be used in the same way as a commercial one, with a steel tape being used to measure from the nearest marker, as described above.

An old-fashioned way of measuring a water level is the 'wetted string' method. Tie a weight to a length of string and then rub the string with coloured chalk. Lower the weight into

the well until it is submerged. Now pull it out and lay the string in a straight line on the ground. Measure the depth to the water level with a tape, using the point where the chalk was washed off to indicate the water surface. This method is cumbersome, slow to use and susceptible to errors if water is flowing into the well from levels higher than the standing water level. It can be improved a little, however, by using a surveyor's tape instead of string. The technique will



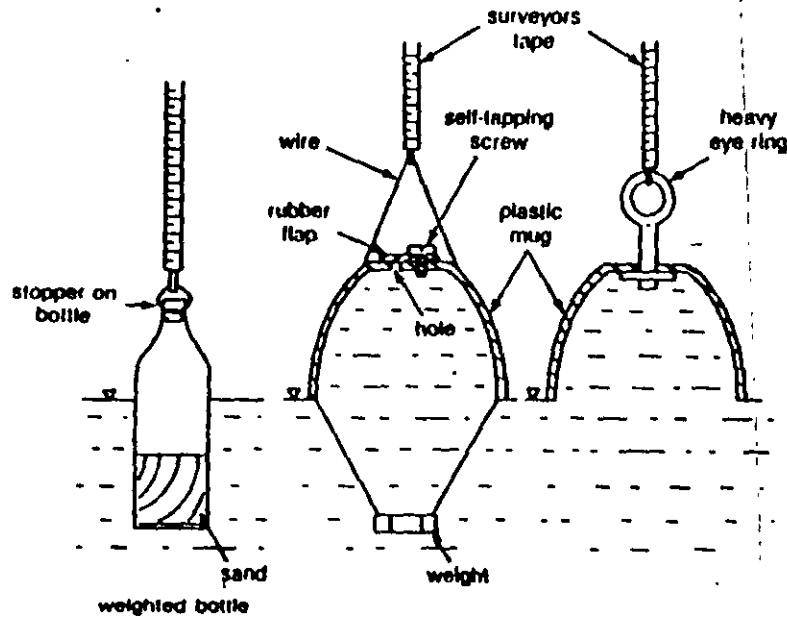


Fig. 2.4 If a commercial dipper is not available, improvise with one of the dippers shown in this diagram. In each case it is important to ensure that the 'instrument' hangs vertically, and to test it in a bucket of water before using it in a well. This will enable the difference between the water surface and the zero mark on the surveyor's tape to be measured. Add this value to all readings.

usually work with water levels to depths of 25 metres or so, but requires the operator to know the approximate depth beforehand to ensure that the end is submerged.

There are several other types of home-made probe which all work by 'feeling' the water surface by a change in the weight on the line and are generally more satisfactory than the 'wetted string' method. In each case either a length of string or a surveyor's tape is used to lower the device down the well. These devices are shown in Fig. 2.4. The first type uses a small screw-top bottle as a float. The sort of bottle used for soft drinks is very

suitable. Weight the bottle with sand so that it will float upright, screw the top on tightly and then tie the bottle securely to the measuring tape or string. The device needs to be calibrated before use, by being lowered into a bucket of water until the weight on the string reduces as the bottle starts to float. The distance between the water surface and the zero on the tape should then be measured. This value should be noted and added to all readings taken with that particular device.

Another type of home-made dipper is the 'plover'. There are two main types of plover, which are also

shown in Fig. 2.4. Both are made from a plastic handleless mug (or even an old can), which is weighted so that it will sink when it hits the water. The mug is attached to the tape in such a way that when it is pulled back out of the water, the flooded cup is inverted and emerges bottom-end first. As it is pulled out of the water, atmospheric pressure will keep the cup full until the rim leaves the water surface. At this point, the water flows out of the cup and the weight on the line is dramatically reduced, enabling the water surface to be 'felt'. Each reading should be repeated two or three times before you note it down. Once again the device will have to be calibrated in a bucket of water to measure the

constant value to add to all field measurements. These improvised methods will work best in large-diameter wells with a shallow water table. They are not recommended as a permanent substitute for commercially available dippers, but there may be times when no alternative is possible.

When making water-level measurements in wells or boreholes used for water supplies ensure that you adhere to the hygiene precautions given in section 10.7.

### 2.1.3 Measuring artesian heads

In boreholes where the water level is

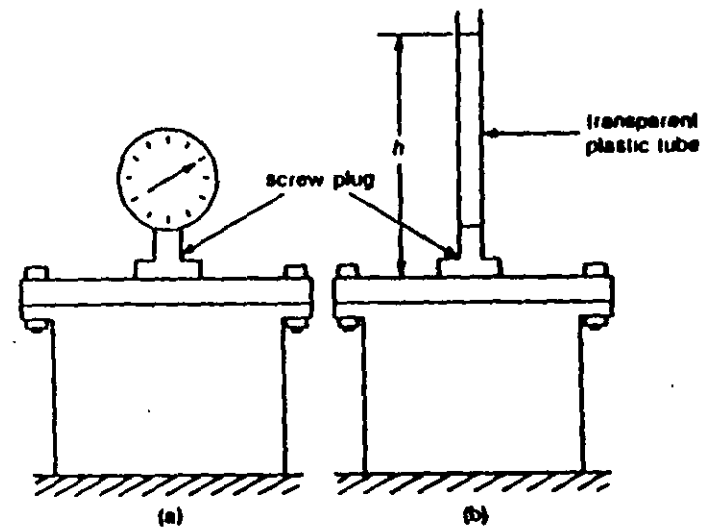


Fig. 2.5 To measure groundwater levels where artesian conditions exist, either use a pressure gauge which is calibrated in metres head of water (a), or fix a transparent plastic tube to the borehole (b) and measure the water level as a head (b) above the datum point. Choose a robust plastic tube and fix a metal screw fitting to one end. It is sometimes difficult to keep the tube absolutely vertical, but this will not matter, provided that you measure the vertical distance between the datum and water surface (see also Fig. 6.6).

taken from small-diameter boreholes or where access is limited. The main disadvantages are the limited volume of sample (100–150 ml), which may mean several trips, and a somewhat cumbersome means of retrieval.

If a depth sampler is not available, you can improvise one, using a weighted bottle. Choose a one-litre size glass bottle, capable of withstanding high pressure, e.g. one which has held beer or lemonade. It needs to have a narrow neck, otherwise restrict the opening by punching a small hole (2–5 mm) in the cap which is left on. Make sure that the bottle is thoroughly clean, so as not to contaminate the sample.

Weight the bottle with a suitable object of at least half a kilogram and firmly secure strong string around the neck. Calculate the depth from which you want to take your sample; remember, it should be from below the stagnant water inside the casing. This information should be available from the driller's records or by talking to the owner. Mark this length on the string and then wind the string on to a stout stick. To take the sample, lower the bottle into the well as quickly as possible until the predetermined depth is reached. As the bottle sinks, the air trapped inside it will bubble out through the restricted opening and prevent a significant inrush of water before you reach the depth you want. Once you have let out all the string, wait for a couple of minutes or so, to allow all the air to bubble out. Then carefully haul the bottle to the surface.

When taking a depth sample, bear in mind that the water obtained is unlikely to be totally representative of groundwater at that depth in the aquifer. Groundwater flow in the borehole is common and usually affects the groundwater quality within the borehole by mixing or chemical reaction.

### 2.3.1 Sample bottles

It is essential to have a supply of clean glass bottles in which to put your samples for transport back to the laboratory. In most cases 500 ml is large enough, but some laboratories require 1-litre samples. Use a funnel to help avoid spillage, and always rinse the funnel and bottle with a little of the sample before you fill it to the top. It is usual to take a sample of about one litre, which provides enough water for rinsing out and also a separate 50 ml sample for heavy metal determinations. This small sample should be put into a separate bottle, usually of polythene, which contains 1 ml of nitric acid ( $\text{HNO}_3$ ), thereby keeping the metals in solution.

Several parameters are often measured at the well-head, as well as in the laboratory. This is important in order to assess how much change has occurred between the sample being taken and the analysis being carried out. These changes are generally due to the reduction in pressure of the groundwater sample since it was removed from the bottle. A general description of the appearance of the

sample should always be made, e.g. clear, cloudy, etc. The usual parameters measured in the field include pH, temperature and conductivity. Probes are available which will enable you to take these measurements very easily. Indicator paper can also be used to measure pH, although this does not give such accurate results.

Once you have filled the bottles, take great care not to drop them. Wet

glass is slippery and you do not want to have to repeat depth samples if it can be avoided – they are hard work! Simple carriers are available (see Fig. 2.9), which are also useful in preventing samples from rolling about in your car-boot. Make sure that you label the bottles very clearly to identify the borehole or well and the depth from which the sample was taken. Table 2.2 lists the information

Table 2.2 Information to be recorded in the field for groundwater samples

#### (1) General information

Date: day/month/year

Time: hours/minutes (indicate time zone, daylight saving, etc.)

Sampler: name and initials

Sample point: location where sample was taken, e.g. Blogg's No. 2 borehole or Brown's spring

Description:

Sample point

Number: reference number in well catalogue, etc.

Total depth of borehole (in metres)

Rest/pumping water level (in metres below datum); state the pumping information and give details of datum

Sampler's comments: give any relevant information to help to interpret the data

General appearance of the sample – e.g. clear, cloudy, coloured (state which)

#### (2) Field measurements

Depth sampled (give depth below datum and specify datum used)

Pumped sample (state how long the pump was running before the sample was taken)

Temperature ( $^{\circ}\text{C}$ )

Dissolved oxygen (DO) (mg/litre)

DO % saturation

Alkalinity to pH 4.5 (mg/l as  $\text{CaCO}_3$ )

Eh (mV)

pH

Conductivity ( $\mu\text{siemen/cm}$  measured at field temperature)

which could be recorded on the label. In addition, make a record of each sample in a field notebook. The same information should be written on the label of 'metals' samples. If you are taking samples in and around a waste disposal site, or from where the groundwater could be contaminated, wear rubber gloves to prevent getting any sample on your skin. Ensure that the sample cannot spill in your car, and avoid having samples which may contain volatile substances in an enclosed space such as a vehicle. Clean the sampler and other gear afterwards with detergent and rinse well with clean water. Do not use it in other boreholes, especially ones used for a water supply.

### 2.3.2 Pumped samples

Pumped samples are usually obtained from supply wells, or during pumping tests on new wells and investigation boreholes. They are not likely to show up variations in water chemistry at different levels within the aquifer, but will provide valuable information on the quality of water which is being used for supply. Samples taken over a period, the duration of a pumping test, for example, will show up any likely variations with time. Ideally, samples should be taken from a tapping on the pumping main, at a point as close to the well-head as possible. Try to avoid taking samples from a weir tank, but if this cannot be helped, make sure that a sample of water is taken from the discharge pipe and not out of the tank.

In some circumstances it is necessary to take a pumped sample from observation boreholes where you will have to install a temporary pump. For example, two or three cubic metres are required for some isotopic measurements, and in a study of dissolved gases, samples need to be pumped to ensure that pressures are maintained and de-gassing does not occur. This type of fieldwork would require special equipment such as a small submersible pump, generator, lifting tackle and a higher level of staffing than usual.

### 2.4 Ground-level measurements

In most groundwater investigations it is important to know the relative ground levels at the places where you take groundwater level and spring discharge measurements. This enables you to interpret flow directions and to determine the aquifer units being drained by each spring.

These levels can be estimated from topographic maps to an accuracy of less than half the contour interval. On British Ordnance Survey 1:25 000 scale maps this interval is either 25 feet or 10 metres, so you should expect to be able to estimate levels to  $\pm 5$  m which may be adequate for a general idea of groundwater flow directions in hilly areas, but will not be good enough in most cases.

A better measure of altitude can be obtained using an altimeter, which is basically an aneroid barometer graduated in metres height. It is im-

portant to calibrate an altimeter before and after each time that it is used, by taking it to a place of known elevation. It is also important to know what changes have occurred in atmospheric pressure during the period the altimeter was in use. If large changes have taken place, then either the field values must be corrected, or abandoned and the exercise repeated. Information on short-term variations in atmospheric pressure is best obtained from a recording barograph. However, these are expensive instruments and usually it is not worthwhile to buy one (you would be better off investing in a hand level). In many countries, meteorological stations have a recording barograph. As these stations include fully instrumented government stations, airports and airfields and many high schools, there is an excellent chance that it will be possible to find one in the general location of your study area.

Robust, pocket-watch sized instruments are available, such as the *Thommen Mountain Altimeter* and these will give much more accurate level values than you can estimate from contour lines on a topographic map. In areas of low relief, however, where it can be expected that the gradient on the water table is small, this technique will not be sufficiently accurate, and should not be used. The likely errors of measurement will be greater than the differences in elevation of the observation points, which will almost certainly lead to significant mistakes in estimating the direction of groundwater flow.

Be careful if you are travelling by air, and take your altimeter in your hand luggage. Although aircraft cabins are pressurized, baggage compartments seldom are. Most altimeters only register up to 5 000 metres above sea-level, and may not function properly if they are subjected to altitudes of two or three times this maximum.

An alternative method of determining your elevation is described by Barnes in *Basic Geological Mapping*, and employs a hand level. This is an instrument which enables you to sight a truly horizontal line. Some geologists' compasses such as the Brunton and Meridian models have one built into them, while the Abney level is designed as a hand level. The method involves standing at the point where you require a level, and looking round the surrounding countryside with the hand level for a prominent feature at approximately your own elevation and where the ground level can be established accurately from information on your topographic map. Provided that you can find a feature no more than 1 km from your position, and within  $1/2^\circ$  of your level, it should be possible to determine your elevation within 10 m. Figure 2.10 illustrates this technique.

The most accurate ground-level measurements are obtained by using a surveyor's level. This type of instrument is essentially a telescope mounted on an adjustable base, which enables the line of sight through the telescope to be maintained in a horizontal position. Ground levels are

## 5 Field evaluation of aquifers

This chapter is concerned with the assessment of how water flows through an aquifer. Geological features such as lithology, petrology and structure, largely control the ease with which water will flow through the ground. Hence, by looking at these features, it is possible to identify the various flow mechanisms which exist in an aquifer. Besides examining these mechanisms of flow, it is important to consider the rate at which water is able to flow through the rock, as this governs the yield of wells and dictates the rate at which excavations will flood. It is also useful to know how much water is stored in an aquifer and can be extracted from wells. The characteristics which control groundwater flow and storage are usually referred to as the hydraulic properties. These can be measured in the field or laboratory but can also be assessed in general terms by consideration of the overall aquifer geology.

### 5.1 Hydraulic properties of aquifers

Groundwater flows through an aquifer when the water levels within it

are at different elevations. This difference in level is called *head loss* and is usually expressed in metres. The slope of the water table is called the *hydraulic gradient*, and is a dimensionless ratio of head to distance (Fig. 5.1). The equation which relates the velocity of groundwater flow ( $v$ ) to the hydraulic gradient  $h/l$  is known as Darcy's law and has the following form:

$$v = k \times h/l$$

In this equation,  $k$  is the *hydraulic conductivity*, which is defined as the volume of water that will flow through a unit cross-sectional area of aquifer in unit time, under a unit hydraulic gradient and at a specified temperature. The usual units of hydraulic conductivity used by hydrogeologists are metres per day. (This is a reduced dimension from  $m^3/d/m^2$ .) Hydraulic conductivity is sometimes expressed in  $m/s$  and there are other units which are included in Appendix 1.

Hydraulic conductivity depends on the properties of the aquifer to allow water to flow through it, and also on the density and viscosity of the water. These properties of water are affected

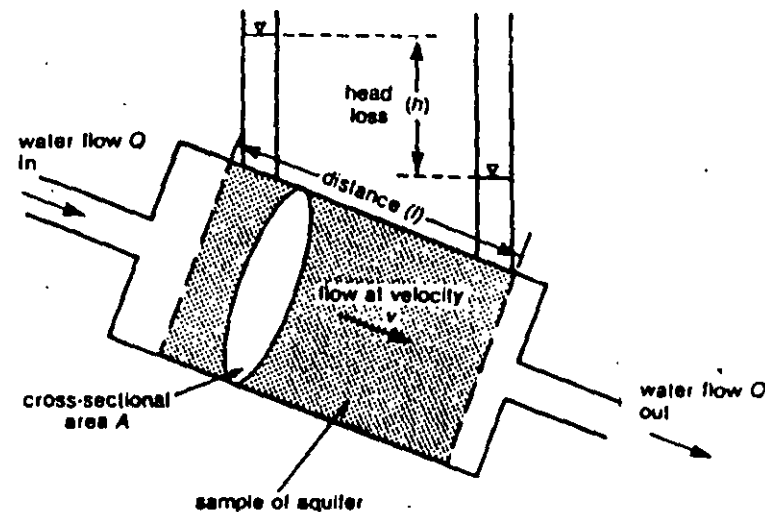


Fig. 5.1 Darcy showed that the velocity ( $v$ ) of water flowing through a porous medium is equal to the hydraulic gradient ( $h/l$ ), times a constant ( $k$ ), which he called permeability. For a porous medium, the value of permeability varies according to the fluid involved, and water permeability is called *hydraulic conductivity*. As the amount of flow ( $Q$ ) is determined by the velocity ( $v$ ), and the cross-sectional area of the sample ( $A$ ), Darcy's law can be used to calculate discharge.

by a number of conditions, such as the concentration of dissolved minerals, but the most important factor is temperature, because it alters the viscosity of the water. An increase in water temperature from  $5^{\circ}\text{C}$  to about  $30^{\circ}\text{C}$ , for example, will double the hydraulic conductivity. According to Darcy's law this will then double the velocity at which groundwater flows. As the temperature of groundwater generally remains constant throughout the year, this is not normally a serious problem for hydrogeologists, except in some shallow aquifers in areas of climatic extremes or in particular situations involving waste

water and industrial effluent. It can prove a problem where tests are being carried out, either in the field or the laboratory, to measure the hydraulic conductivity – if they involve pumping water into a test section or sample. It is important to ensure that the temperature of the test water is the same as the usual groundwater temperatures in that aquifer.

The property of a rock which controls the hydraulic conductivity is its *intrinsic permeability*. As this is a property of the rock, it remains constant whatever the fluids are flowing through it and applies equally well to oil and gas as to water. Intrinsic

permeability can be calculated when fluid density and viscosity are known. It has the reduced dimension of  $m^2$  but is usually expressed in darcys.

It is usually more practical to measure groundwater flow in terms of the volume of water flowing through an aquifer, rather than its velocity. Darcy's law can be written as follows:

$$Q = A \times k \times h/l$$

where  $Q$  is the volume of water flowing in unit time through a cross-section with area  $A$ .  $Q$  represents a discharge and is measured as volume per unit time (for example  $m^3/d$ ).

The amount of water which a rock can hold depends upon its *porosity*. This is the proportion of the volume of rock which consists of pores, and is usually expressed as a percentage. The principal factors which control porosity are grain size and shape, the degree of sorting, the extent of chemical cementation and the amount of fracturing. Figure 5.2 illustrates how porosity varies with grain shape and the degree of sorting in unconsolidated sediments. Those sediments which have been ideally sorted and have rounded grains of uniform size are the most porous. Porosity decreases as the angularity of the grains increases, because the grains pack together more closely. Similarly, as the degree of sorting is reduced smaller grains fill the pore spaces between the larger grains and porosity is also reduced.

In consolidated rocks, porosity tends to be lower than with unconsolidated sediments, because part of

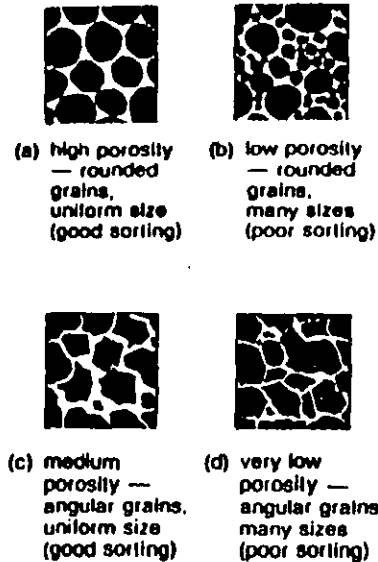


Fig. 5.2 Porosity in unconsolidated sediments varies with the degree of sorting and with the shape of the grains. (Reproduced from Cargo and Mallory, 1974.)

the pore space is taken up with cement. Some rocks with relatively high porosity values may be poor transmitters of water because the individual pores are not interconnected. Figure 5.3 illustrates some of the aspects of porosity development in consolidated rocks. Porosity which has developed after the rocks have formed is termed *secondary porosity* to distinguish it from intergranular or primary porosity. Secondary porosity typically has two causes. Fracture porosity is caused by cracks in the rock associated with joints, bedding-plane fissures, tectonic joints and faulting (although where fault gouge

because a proportion of the water will remain in the rock, retained around the individual grains by surface-tension forces. This water is called the *specific retention*. The volume of water which will drain from the aquifer is termed the *specific yield*, and is a measure of how much water can be withdrawn from an aquifer under the influence of gravity.

## 5.2 Hydraulic properties and rock types

From the above discussion of the hydraulic properties of aquifers, it is obvious that a great deal can be learned about groundwater flow from the study of aquifer geology.

### 5.2.1 Porosity and specific yield

The proportion of porosity which is made up of specific yield is controlled by the grain size in non-indurated materials. This relationship is shown in Fig. 5.4. Specific retention decreases rapidly with increasing grain size, until it remains roughly around 6–8% for coarse sands and larger sized sediments. Specific yield is at a maximum in medium grained sands, because porosity decreases with increasing grain size. Note that a high degree of sorting will significantly reduce specific retention in coarse-grained sediments.

Although Fig. 5.4 is a best-fit curve based on scattered data, it can be used as a means of estimating likely values,

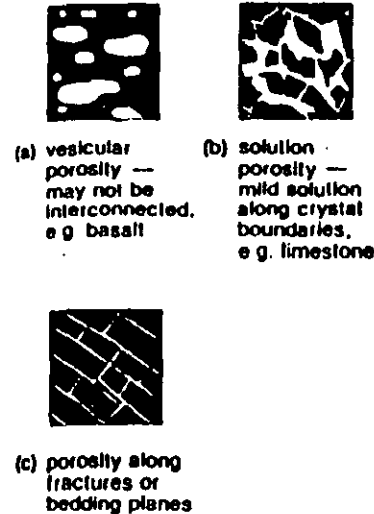


Fig. 5.3 Porosity in consolidated rocks. Note that example (c) shows bedding planes rather than individual grains, so covers a much larger area of rock. (Reproduced from Cargo and Mallory, 1974.)

has been produced or mineralization has occurred along the fault plane, groundwater movement will be restricted rather than enhanced). Secondary porosity is also caused by solution, which is common in limestones and other soluble rocks. Dolomitization also increases porosity because the magnesium ion is smaller than the calcium which it replaces. This process can produce an increase in porosity by as much as 13% of the total rock volume. The crystals are usually very small, so the increase in hydraulic conductivity is not as great. Porosity does not provide a direct measure of the amount of water that will drain out of the aquifer. This is

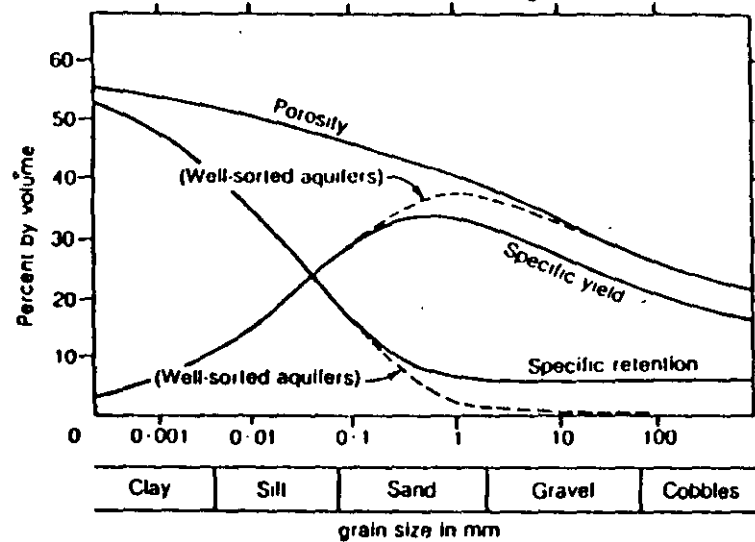


Fig. 5.4 The relationship between porosity, specific yield, specific retention and grain size for unconsolidated sediments only. The lines on this graph are best-fit curves drawn through scattered points and you should not ascribe any degree of precision to them.

Particle size	Assumed proportion of sample (%)	Typical specific yield (%)	Estimated specific yield (%)
Clay/silt	10	10	1.0
Fine sand	15	25	3.75
Medium/coarse sand	45	30	13.5
Fine/medium gravel	30	25	7.5
TOTAL			25.75

From total specific yield estimated as 20%

Fig. 5.5 In this example, the specific yield of an unconsolidated aquifer has been estimated using the grain-size distribution from a sieve analysis and estimated typical values for specific yield taken from Fig. 5.4. Each particle size is assumed to contribute to the overall specific yield of the aquifer in the same proportion as its volume. The components are summed and the estimated specific yield rounded down from this total. It must be stressed that this is a first-order estimate only, and the results should be treated with caution.

if you have obtained information about the grain size distribution for the aquifer. A method is outlined in Fig. 5.5. It is very important to remember that this is only a very rough estimate of the specific yield, and the results should be used with caution. Both porosity and specific yield can be measured in the laboratory but require adequate samples of aquifer material.

Table 5.1 shows the range of values of porosity associated with different unconsolidated sediments and solid rocks. Table 5.2 gives typical values of specific yield in a similar way. By comparing the two tables, it is apparent that the relationship between porosity and specific yield is more

complicated in solid rocks than in unconsolidated sediments. From this comparison it is possible to get an idea of the effect of cementation and compaction in reducing specific yield and the influence of fracturing in increasing specific yield.

### 5.2.2 Permeability

The permeability of a rock is affected by the same geological factors as is its porosity. It is important, however, not to confuse porosity and permeability. Porosity is a measure of how much water the rock contains, whereas permeability determines how fast the water can flow through it. In this way, permeability and specific yield are

Table 5.1 Indicative values of porosity for a range of geological materials. Compare with Table 5.2

Material	Porosity (per cent)	Material	Porosity (per cent)
Coarse gravel	28	Loess	49
Medium gravel	32	Peat	92
Fine gravel	34	Schist	38
Coarse sand	39	Siltstone	35
Medium sand	39	Claystone	41
Fine sand	43	Shale	6
Silt	46	Till - mainly sand	31
Fine-grained sandstone	33	Till - mainly silt	34
Clay	42	Tuff	41
Medium-grained sandstone	37	Basalt	17
Limestone	30	Gabbro (weathered)	43
Dolomite	26	Granite (weathered)	45
Dune sand	45		

(Adapted from Water Supply Paper 1819-D by permission of the United States Geological Survey).

## Field Hydrogeology

Table 5.2 Indicative values of specific yield for a range of geological materials

Material	Specific yield per cent
Coarse gravel	23
Medium gravel	24
Fine gravel	25
Coarse sand	27
Medium sand	28
Fine sand	23
Silt	8
Clay	3
Fine-grained sandstone	21
Medium-grained sandstone	27
Limestone	14
Dune sand	38
Loess	18
Peat	44
Schist	26
Siltstone	12
Till (mainly silt)	6
Till (mainly sand)	16
Till (mainly gravel)	16
Tuff	21

(Adapted from Water Supply Paper 1662 D by permission of the United States Geological Survey).

broadly related, so that in general, aquifers which have a high specific yield tend to be more permeable, and less permeable rocks usually have a lower specific yield.

In general terms, unconsolidated sediments tend to be significantly more permeable than their consolidated counterparts. This is because cementation has both reduced the overall void space in the rock and has

made the interconnection between pore spaces more restricted. As with porosity, the permeability of consolidated rocks (igneous and metamorphic as well as sedimentary) will be increased by jointing and fissuring. This is termed *secondary permeability*. Rock types can be classified on the basis of having primary permeability, secondary permeability, or both, and this has been done in Table 5.3.

Table 5.4 lists porosities and hydraulic conductivities (permeability in respect of water, remember) for a selection of unconsolidated sediments and rocks. Similar information on hydraulic conductivities is present in a slightly different form in Fig. 5.6. This information can be used to estimate likely values for the aquifers in your study area, in a similar manner to estimating specific yield but, in this case, read the hydraulic conductivity value straight off the scale in Fig. 5.6. Again, the same words of caution must be repeated. Remember that this will only provide a rough estimate of the hydraulic conductivity and that you must use it with care.

One aspect of permeability (or hydraulic conductivity) which should be borne in mind is the wide range of possible values it can have. The values of hydraulic conductivity given in Fig. 5.6 are on a logarithmic scale, hence the hydraulic conductivity of clean gravel can be expected to be around one thousand million ( $10^7$ ) times greater than that of massive clay (i.e. nine orders of magnitude). In fact, it is quite common for hydraulic

Table 5.3 Classification of rock types in terms of permeability

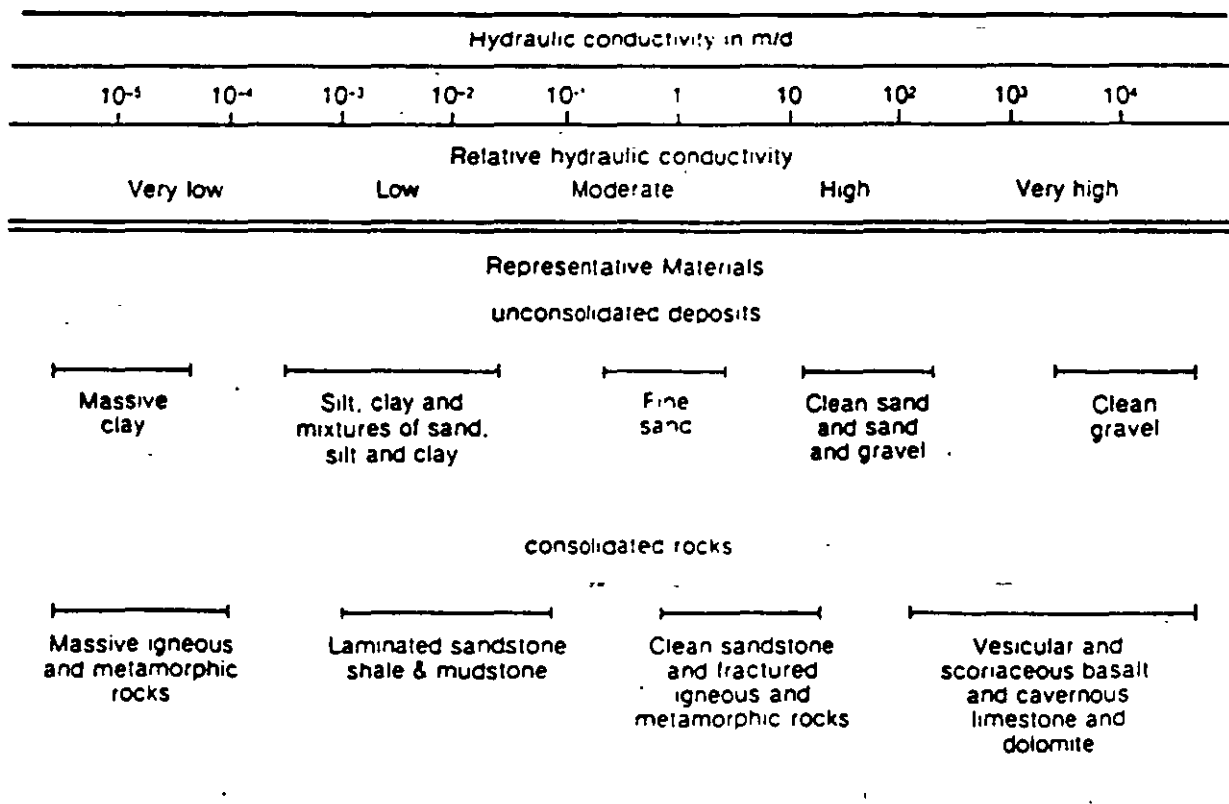
Type of permeability	Sedimentary		Igneous and metamorphic		Volcanic	
	Unconsolidated	Consolidated	Unconsolidated	Consolidated	Consolidated	Unconsolidated
Intergranular	Gravelly sand, clayey sand, sandy clay		Weathered zone of granite-gneiss	Weathered zone of basalt	Volcanic ejecta, blocks, and fragments	Ash
Intergranular and secondary	Breccia, conglomerate, sandstone, slate	Zoogenic limestone, oolitic limestone, calcareous grit		Volcanic tuff, volcanic breccia, pumice		
Secondary	Limestone, dolomite, dolomitic limestone	Granite, gneiss, gabbro, quartzite, diorite, schist, mica-schist		Basalt, andesite, rhyolite		

Major rock types which behave as aquifers have been classified on the basis of the type of permeability which they exhibit. Intergranular or primary permeability is a feature of unconsolidated deposits and weathered rocks. It also occurs in most sedimentary rocks and those igneous rocks which have a high porosity. Secondary permeability is largely due to fissuring or solution weathering and only affects indurated rocks. (Adapted from *Groundwater in the Western Hemisphere* by permission of the United Nations.)

**Table 5.4** List of indicative porosities and hydraulic conductivities for unconsolidated sediments and rocks

Geological material	Grain size (mm)	Porosity (per cent)	Hydraulic conductivity, K (metres per day)
<b>Unconsolidated sediments</b>			
Clay	0.0005–0.002	45–60	$< 10^{-2}$
Silt	0.002–0.06	40–50	$10^{-2}$ –1
Alluvial sands	0.06–2	30–40	1–500
Alluvial gravels	2–64	25–35	500–10 000
<b>Consolidated sedimentary rocks</b>			
Shale	Small	5–15	$5 \times 10^{-4}$ – $5 \times 10^{-6}$
Sandstone	Medium	5–30	$10^{-4}$ –10 (secondary permeability)
Limestone	Variable	0.1–30 (secondary porosity)	$10^{-4}$ –10 (secondary permeability)
<b>Igneous and metamorphic rocks</b>			
Basalt	Small	0.001–1 (up to 50 if vesicular)	0.0003–3 (secondary permeability)
Granite	Large	0.0001–1 (up to 10 if fractured)	0.0003–0.03 (secondary permeability)
Slate	Small	0.001–1	$10^{-4}$ – $10^{-1}$
Schist	Medium	0.001–1	$10^{-7}$ – $10^{-4}$

(Reproduced from S248 by permission of the Open University.)



**Fig. 5.6** Hydraulic conductivities in metres/day for various rock types. Adapted from the *Groundwater Manual* by permission of the United States Department of the Interior.



activities, to be quoted to the nearest order of magnitude (e.g.  $10^3$ ), rather than as a precise value. This reflects the reality of spatial variation within an aquifer due to geological factors, which basically means that it is virtually impossible to measure it accurately for an aquifer as a whole.

### 5.2.3 Dispersion

Another aspect of groundwater flow which is related to both the type of porosity and to the hydraulic conductivity, is the way in which a body of water is dispersed as it flows through the aquifer. It is easier to think of this body of water as a tracer (see section 7.7), which is injected into an aquifer as a fixed volume at a specific point. The tracer will not retain its original volume, because molecular diffusion and mechanical dispersion (see Fig. 5.7) will cause it to be diluted. This property of aquifers is important in tracer work and in the

consideration of the movement of pollutants through an aquifer. Attempts have been made to derive general relationships for the dispersion characteristics of aquifers, in a similar way to how hydraulic conductivity can be quantified. It has been found, however, that minor variations of both intergranular and fissure porosity, and also of permeability within an aquifer, can have very significant effects on the way in which dispersion occurs in any particular part of the aquifer. Dispersion is often assessed in the field, using tracer techniques (see section 7.9).

### 5.3 Assessing hydraulic properties

The relationship between hydraulic properties and geology can be used to classify the different rocks in the study area into potentially good aquifers, poor aquifers, and non-aquifers. You

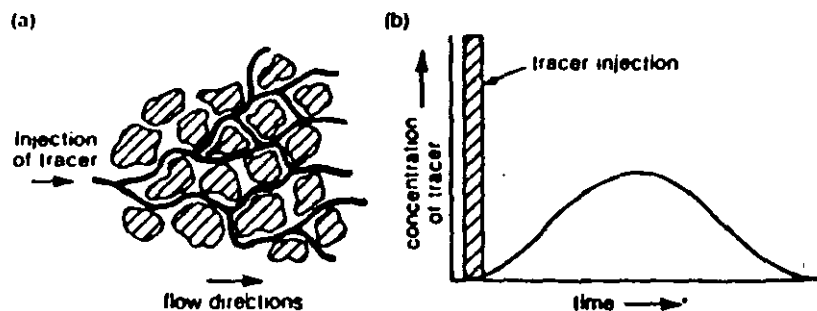


Fig. 5.7 As a tracer flows through a rock (a), it splits up each time an alternative pathway is reached. The result is that the tracer concentration is diluted by mechanical dispersion. Graph (b) shows how the concentration of a tracer varies with time as it flows past a particular point in an aquifer or emerges at a discharge point.

should be able to estimate likely values of hydraulic conductivity and specific yield for each formation, and decide whether the permeability is essentially primary, secondary or a mixture of both. Even in areas where good geological maps are available you are unlikely to be able to do this without going into the field, unless you already have a good knowledge of local lithologies and structure. This exercise should be carried out as part of your initial walk-over survey.

Look at the grain sizes and degree of sorting of sediments and sedimentary rocks. Use the grain size chart in Appendix III and carefully record the location where you take each reading. If necessary, bring samples back with you and have them tested or test them yourself (see Chapter 2). Inspect exposures of solid rocks for joints and other fissures and, if possible, examine cores recovered from boreholes in the area, to see if the rocks change with depth. It is important to remember that in most instances the size of individual fissures seen in rock faces is greater than that which occurs in the main body of the rock. This is because stress release takes place when the rock face is exposed by quarrying or erosion processes, and this allows fissures to widen. In aquifers where fissure flow is likely to be important, record the trend of joints and identify the direction of joint sets, plotting them on a stereonet if necessary. This will help determine the possible directions of groundwater flow. Your geological training should be adequate to enable you to complete these field

exercises without undue difficulty. Where extra advice is needed, you will find it useful to have a copy of the appropriate Handbook in your rucksack (see the list in the front of this book). As information is gathered about the aquifers, draw it together in a summary form (see Fig. 5.8). You will now be able to use the estimated values of the aquifer properties and other information to help interpret groundwater level data and construct groundwater level contour maps and flow nets.

### 5.4 Using hydraulic properties information

An important reason for assessing the hydraulic properties of aquifers is to identify those formations which are likely to give the highest yields, thereby helping site new wells. Conversely, you may be looking for a suitable location for a waste disposal site and need an area with a very low hydraulic conductivity and no secondary permeability. The information contained in a summary such as the example given in Fig. 5.8, will enable you to decide which areas are worth further, more detailed consideration. In this example, any of the three main aquifers would ensure high yielding wells, but the success of a well in the Carboniferous Limestone would depend on sufficient fissures being encountered by the well, because all the permeability is through the fissure system. Likely sites for waste disposal may be found on either

	Grain size, sorting, etc	Estimated hydraulic conductivity m/d	Estimated specific yield	Type of permeability	Notes
<b>Main aquifers</b>					
1. Glacial sands and gravels	medium/ coarse sands and fine gravel with some cobbles	10-10'	25%	primary	grain size analysis
2. Triassic sandstone	fine/medium sets well cemented in parts	1-10	15%	primary + bedding fissures	confined by till in part
3. Carboniferous limestone	massive, dense rock	10'	15%	secondary via fissures	some evidence of karst development
<b>Poor aquifers</b>					
1. Alluvium	mainly silt and thin sands	10'	5%	intergranular	
2. Granite	weathering c. 1-2 m deep	10	5%	secondary via fissures	joint sets mapped
<b>Non-aquifers</b>					
1. Glacial clay	mainly clay, some silt	10'	< 5%	primary	till and varved clays
2. Carboniferous mudstone	clay/silt	10'	< 1%	secondary in weathered rock	

Fig. 5.8 Build up a picture of the aquifers in your study area, and their hydraulic properties, from field observations. Use the information contained in this chapter to estimate likely values of aquifer properties from which you can identify the main aquifers. Supplement this information with notes on relevant points. These notes are used in conjunction with a geological map of the area and groundwater-level information to complete the picture of the groundwater-flow system.

the glacial clay or the Carboniferous mudstone. It would be necessary, however, to ensure that the secondary permeability developed in the mud-

stones by weathering did not allow polluted water to escape from the waste.

To assess the overall flow through

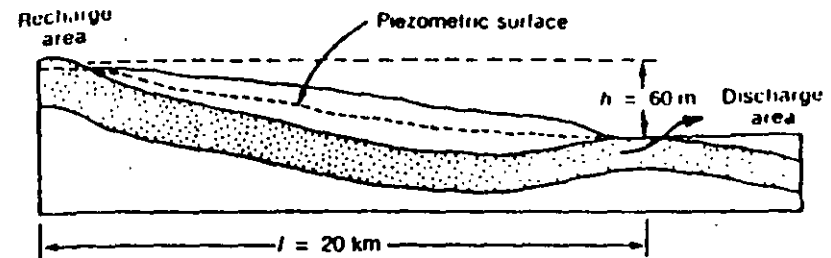


Fig. 5.9 Regional flow ( $Q$ ) through a sandstone aquifer can be calculated using Darcy's law. The sandstone has an average thickness of 200 m and is 10 km wide. The distance from the recharge area to the discharge points is 20 km, and the head difference is 60 m on average. The hydraulic conductivity is 5 m/d. Substituting these values into Darcy's Law we get:

$$Q = k Ah/l = 5 \times (200 \times 10\,000) \times 60 / 20\,000 = 10\,000 \text{ m}^3/\text{d}$$

If the specific yield is 15%, then the total volume of usable storage in the aquifer will be:

$$200 \times 10\,000 \times 20\,000 \times 0.15 = 6 \times 10^9 \text{ m}^3$$

an aquifer once a value for the hydraulic conductivity has been obtained, simply apply Darcy's law as shown in Fig. 5.9. It is also possible to work out how long it will take for water to flow through the aquifer, again using Darcy's law. Using the information from Fig. 5.9 and the first equation given in section 5.1,

$$v = khl = \frac{5 \times 60}{20\,000} = 0.015 \text{ m/d}$$

This means that it would take over 3560 years for water to travel from the recharge area to emerge from springs in the discharge zone.

The usable volume of water stored in the aquifer can be calculated using the specific yield. This figure does not necessarily represent all the water which could be removed from the aquifer by pumping, because of practical limitations, but it is the upper

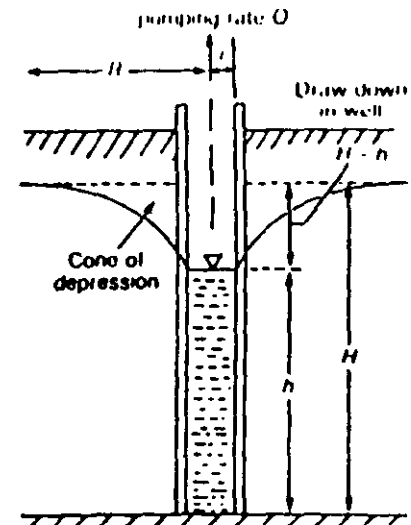


Fig. 5.10 The water table is drawn down into a cone of depression around a pumped well.  $Q$ ,  $R$ ,  $r$ ,  $H$  and  $h$  are used in the equilibrium well equation (see text) for the determination of the hydraulic conductivity of the aquifer.

When a well is pumped, the water level in the well and the surrounding aquifer drops, forming a cone of depression (Fig. 5.10). The shape and extent of the cone of depression depends on the rate of pumping, the length of time pumping has continued, and the hydraulic characteristics of the aquifer. The amount that the water table has been lowered is called the drawdown (see Fig. 5.10). One of the many formulae which relate these parameters is the equilibrium well equation:

$$Q = \frac{k(H' - h')}{C \log(R/r)}$$

$Q$  is the pumping rate;  $k$  is the hydraulic conductivity;  $H'$  is the thickness of saturated aquifer penetrated by the well;  $h'$  is the height of water in the well,  $r$  is the radius of the well; and  $R$  is the radius of the cone of depression.  $C$  is a constant with a value of 0.733;  $Q$  is in  $m^3/d$ ,  $k$  is  $m/d$  and the other dimensions are in metres.

This equation can be used to estimate the yield of a well with different amounts of drawdown once they have stabilized, if the hydraulic conductivity is known, or it can be used to calculate the hydraulic conductivity if the drawdown and pumping rates are measured once groundwater levels have ceased to change.

### 5.5 Field measurement of hydraulic properties

Hydraulic conductivity and specific yield can be determined from a range

of pumping tests. In a pumping test, water is pumped through the aquifer by pumping, and then measuring the change in water levels which result - both in the test well and a series of observation wells. Such a pumping test provides information which can be analysed mathematically using a wide variety of equations, such as the equilibrium well equation given in section 5.4. Other methods involve the analysis of the rate of change in water levels (i.e. non-equilibrium conditions). These techniques are used more frequently than the equilibrium formula, as it often takes a long time for steady-state conditions to be reached. The hydraulic properties calculated by these methods are a slight variation on the ones we have used up to now. Permeability is usually expressed in terms of *transmissivity*, which is the hydraulic conductivity multiplied by the full thickness of saturated aquifer. The volume of water contained in the rock is calculated as the *storage coefficient* (sometimes called *storativity*), which is exactly the same as specific yield in water table aquifers. The storage coefficient is defined as the volume of water released from a unit volume of the aquifer for a unit decline in head. When water is pumped from a confined aquifer, it causes a lowering of water levels, but this represents a reduction in pressure and not any dewatering. It is analogous to letting air out of a car tyre: where a measurable volume of air is removed but the tyre remains full, albeit at a reduced pressure. The storage coefficients of

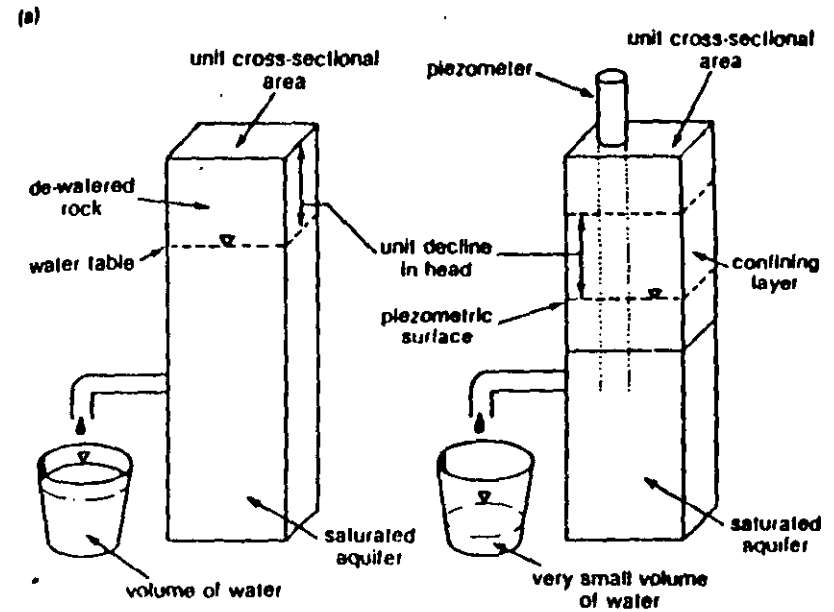


Fig. 5.11 This is a diagrammatic representation of the concept of the storage coefficient. In case (a), a water table aquifer, unit decline in head produces a volume of water equivalent to the specific yield by dewatering a unit volume of rock. With a confined aquifer (b), the unit decline in head releases a relatively small drop of water and the aquifer remains fully saturated.

confined aquifers fall in the range 0.000 05 to 0.005, indicating that substantial changes in pressure are required over large areas to produce significant yields of water. This difference between confined and water-table aquifers is illustrated in Fig. 5.11.

All hydrogeologists at some time or another will be involved in carrying out a pumping test to determine the hydraulic properties of an aquifer. Pumping tests should not be carried out until you have a general understanding of the groundwater

flow system in the aquifers in your study area. Without this knowledge it is impossible to design an appropriate test programme and monitoring network.

Pumping tests consist of controlled pumping from a test well with careful, detailed monitoring of groundwater levels in surrounding wells. These may be purpose-drilled observation boreholes or wells used for supply. Pumping tests can provide field data which enable aquifer transmissivity and storativity values to be calculated, provided that the correct analytical

## Capítulo 5.2

# Los acuíferos o embalses subterráneos

### 2.1 INTRODUCCIÓN

Dentro de esta obra, la palabra acuífero y en menor proporción, otras tales como acuícludos, acuíardos y acuífugos aparecerán muchas veces. Ello se debe a que la Hidrología subterránea, o la Hidrogeología para algunos autores, se centra en el estudio de aquellas formaciones geológicas que pueden proporcionar agua en cantidades suficientes para subvenir a las necesidades humanas. En realidad, se puede apreciar fácilmente que toda la problemática e interés científico y práctico (muy importante en el caso de una materia tan necesaria como es el agua) de su estudio, se polariza hacia un cada vez más perfecto conocimiento del funcionamiento de los acuíferos, su recarga, o alimentación, relaciones con el medio geológico que los alberga, relaciones con otros acuíferos, influencias que el hombre puede provocar en el mismo, etc.

En este sentido, la palabra acuífero, se ha generalizado en gran manera desde hace pocos años hasta hoy, especialmente en España, país de características áridas o semiáridas en la mayor parte de su territorio, y además, a la cada vez mayor demanda de agua, que ha potencializado, en parte, el estudio de los recursos hidráulicos subterráneos de muchas zonas.

Por todas estas razones parece lógico estudiar en este tema de conceptos básicos, los acuíferos en general, las formaciones geológicas, o mejor dicho litológicas, que pueden constituir acuíferos, los parámetros esenciales de los mismos (permeabilidad o conductividad hidráulica, coeficiente de almacenamiento, transmisividad y porosidad) y proceder, finalmente a una clasificación de los acuíferos. Este es, resumido, el contenido del presente capítulo.

### 2.2 DEFINICIÓN DE ACUÍFERO, ACUÍCLUDO, ACUITARDO Y ACUÍFUGO

En la Hidrología subterránea, se denomina acuífero a aquel estrato o formación geológica que permitiendo la circulación del agua por sus poros o grietas, hace que el hombre pueda aprovecharla en cantidades económicamente apreciables para subvenir a sus necesidades.

Si se analiza detenidamente esta definición, (del latín aqua = agua y fero = llevar), se aprecia que el agua encerrada en una formación geológica cualquiera (gravas de un río, calizas muy agrietadas, areniscas porosas) puede estar ocupando ya sea los poros o vacíos intergranulares que presenta la misma, ya sean las fracturas, diaclasas o grietas que también pueden darse. En este sentido algunos autores especialmente franceses, emplean las denominaciones de acuíferos por porosidad y acuíferos por fracturación o fisuración para cada uno de los casos anteriores.

La idea de un aprovechamiento económico del agua encerrada en un acuífero, aún siendo relativa en sí misma, ya que puede ser tan importante la obtención de 100 o más litros por segundo para una industria papelería, como la obtención de 1 l/seg para los habitantes de una pequeña aldea sita en una zona especialmente árida, sugiere la idea de que, en realidad formaciones geológicas de que puedan considerarse como totalmente impermeables no existen, puesto que aún un nivel de pizarras arcillosas puede poseer un nivel de alteración superficial que permita una pequeña circulación de aguas subterráneas, y por lo tanto constituya un acuífero, quizá muy pobre, pero acuífero al fin y al cabo.

Como ejemplos del término anterior se pueden citar los aluviones de los ríos, formados por una mezcla de

gravas y arenas, las areniscas poco cementadas, algunos tipos de rocas volcánicas, formaciones calcáreas muy estrofiadas, etc.

Por el contrario, un acuífudo (del latín *claudere* = encerrar o cerrar) se define como aquella formación geológica que conteniendo agua en su interior, incluso hasta la saturación no la transmite y por lo tanto no es posible su explotación. Dentro de este grupo pueden incluirse los cienos y légameos (arcillas por lo general) de origen deltaico y/o de estuario, que a pesar de poseer enormes cantidades de agua (superiores al 50 % en volumen) no son hidrogeológicamente aptos para la construcción de captaciones de aguas subterráneas.

El tercero de estos términos, es decir, acuitardo, (del latín *tardare* = retardar) hace referencia a la existencia de numerosas formaciones geológicas que, conteniendo apreciables cantidades de agua la transmiten muy lentamente por lo que tampoco son aptos para el emplazamiento de captaciones; pero sin embargo, bajo condiciones especiales permiten una recarga vertical de otros acuíferos, que puede llegar a ser muy importante en ciertos casos. Por ejemplo, un nivel de arcillas limosas o arenosas puede comportarse como un acuitardo, si está dispuesto encima o debajo de un acuífero más importante, al cual puede recargar, o incluso recibir agua del mismo.

Finalmente, se denomina acuífugo (del latín *fugere* = huir) a aquellas formaciones geológicas que no contienen agua ni la pueden transmitir, como por ejemplo, un macizo granítico no alterado, o unas rocas metamórficas sin apenas meteorización ni fracturación.

### 2.3 FORMACIONES GEOLÓGICAS COMO ACUÍFEROS

No todas las formaciones geológicas, o rocas en general, poseen, la misma facilidad para transmitir y proporcionar agua en cantidades apreciables económicamente. Las diferencias, en este aspecto, entre los aluviones de un río y un macizo granítico poco alterado, por ejemplo, son bien evidentes.

Siguiendo a Todd (1959, págs. 26-27), los acuíferos que se presentan con mayor frecuencia están formados por depósitos no consolidados de materiales sueltos, tales como arenas, gravas, mezclas de ambos, etc., pudiendo ser su origen geológico muy distinto: fluvial, como los que forman los materiales aluviales de los ríos o las terrazas de los mismos; deltaico, si se trata de depósitos acumulados en la desembocadura de los ríos;

depósitos sedimentarios ocasionados por la acumulación de partículas transportadas por la gravedad (pie-demontes), viento (dunas y/o loess), hielo (depósitos glaciares), etc.

Debido, en general a sus buenas condiciones de recarga (buena porosidad, existencia de masas o corrientes de agua que los recargan), a su permeabilidad (ver apartado 2.4 de este capítulo) y poca profundidad de su nivel piezométrico, suelen dar notables caudales de agua si se explotan convenientemente.

De entre las rocas sedimentarias consolidadas que encierran el 95 % de las aguas subterráneas para el conjunto de la tierra (véase *Ground Water and Wells*, página 30) la más importante es la caliza, roca formada casi exclusivamente por carbonato de calcio, que varía enormemente en densidad, porosidad, y permeabilidad, de acuerdo con el ambiente sedimentario existente en su formación y el desarrollo posterior de zonas permeables por disolución del carbonato (es decir, la formación de un «carst»), que pueden llegar a formar verdaderos «ríos subterráneos» y toda una morfología especial en los que en algunos casos no cabe hablar de la transmisibilidad y permeabilidad, debido a que no se cumple el régimen laminar por las grandes dimensiones de las fisuras. Además, muchas de las fuentes o surgencias famosas por su caudal (como la fuente de Vaucluse en Francia) o su posición submarina (como las de La Falconera, en Garraf (Barcelona)) poseen un origen cárstico.

Sin embargo estas rocas si no están carstificadas, suelen ser poco permeables lo mismo que las margas, intermedias entre las calizas y las arcillas. Los conglomerados y areniscas, considerados como gravas y arenas cementadas, ven disminuida su porosidad y permeabilidad a causa del cemento que las une y da cohesión. De esta forma, si éste ha desaparecido en parte, debido a una disolución química o bien no rellenó totalmente los poros intergranulares, pueden ser objeto de explotación como acuíferos. Cabe recordar aquí que el vocablo «artesiano» procede de la región de Artois, cerca de París por haberse construido el primer pozo «artesiano» o surgente en las conocidas arenas verdes del cretácico de la cuenca parisina (Bellair y Pomerol, 1968, pág. 278). Otro acuífero de este tipo es el conocido con el nombre de arenas y areniscas cretácicas del Sahara, con caudales de hasta 500 l/seg por pozo (Bellair y Pomerol, 1968, página 279).

En las rocas volcánicas es difícil establecer una clasificación de las mismas respecto si constituyen o no buenos acuíferos, puesto que depende de las características físicas y químicas y de las propias rocas, y de la erupción que las originó, del grado de alteración, edad,

etcétera, ya que si aquella es escoriácea, con grandes intersticios, puede constituir excelentes acuíferos. Hasta la fecha, los valores más altos de la transmisibilidad se han hallado en basaltos recientes (Davis y De Wiest, 1967, pág. 333), pero si es densa y compacta, como algunas riolitas y basaltos, por ejemplo, sus propiedades hidrológicas serán muy pobres.

Finalmente, en las rocas ígneas y metamórficas (granitos, dioritas, gabros, pizarras y esquistos) las únicas posibilidades de formar buenos acuíferos residen en la zona alterada superficial, o en las regiones muy fracturadas por fallas y diaclasas que permitan una apreciable circulación de agua, pero de todos modos, constituyen los peores acuíferos en cuanto a rendimiento en caudal. Como antes se ha indicado, cuando ambos tipos de rocas están poco o nada alterados pueden considerarse como acuífugos.

## 2.4 PARÁMETROS HIDROLÓGICOS FUNDAMENTALES

Considerando los acuíferos mencionados como sistemas físicos que poseen un cierto funcionamiento, regulado por la recarga, extracciones, etc., se comprende que deben poseer unas ciertas características fundamentales de las cuales dependa aquél. Así, estas características o parámetros permiten definir y en algunos casos, predecir, el funcionamiento o respuesta del acuífero frente a unas determinadas acciones exteriores.

Estos parámetros son, concretamente, la porosidad, la permeabilidad (la transmisividad no es sino un producto de la permeabilidad por un espesor saturado) y el coeficiente de almacenamiento. En este capítulo se dan las nociones elementales de los mismos, mientras que en la sección 8 se discuten detalladamente cada uno de ellos, y se explica su determinación e importancia en la Hidrología subterránea.

### 2.4.1 Porosidad

La porosidad de un material viene expresada por la relación entre el volumen de su parte vacía u ocupada por aire y/o agua y su volumen total.

Si se considera un cierto volumen de una muestra de una roca o suelo cualesquiera se puede distinguir:

- a) Volumen de la parte sólida ( $V_s$ )
- b) Volumen de huecos ( $V_v$ )
- c) Volumen total ( $V_t = V_s + V_v$ )

En este supuesto la porosidad sería

$$n = \frac{V_v}{V_t}$$

No se debe confundir este concepto con el de índice de huecos usado en mecánica de suelos que viene dado por la relación

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

El tipo de empaquetado de las partículas que componen una roca, determina el tipo de poro, y asimismo la porosidad total.

En la mayoría de los libros de hidrogeología se encuentra la clasificación de Meinzer relacionando la estructura de las rocas con su porosidad tal como se expresa en la figura 8.13, ordenándolas de mayor a menor:

1. Depósito sedimentario de granulometría homogénea y gran porosidad.
2. Depósito sedimentario de granulometría heterogénea y escasa porosidad.
3. Depósito sedimentario de granulometría heterogénea y porosidad media.
4. Depósito sedimentario de granulometría homogénea cuya porosidad ha disminuido por cementación de sus intersticios con materias minerales.
5. Roca con huecos originados por disolución. Suele presentarse en calizas, yesos, etc.
6. Roca con huecos originados por fracturación.

En la porosidad influyen varios factores, entre los que distinguiremos los siguientes:

- a) Forma de los granos que determina la forma y dimensiones de los poros.
- b) Disposición de los granos, con relación a la cual pueden citarse las seis agrupaciones de un mismo tamaño de grano citadas por Slichter y Granton y Fraser (fig. 8.9 de la sección 8).
- c) Tamaño del grano. Su influencia en la porosidad es manifiesta, tal como se observa en la figura 8.13, asimismo perteneciente a la sección 8.

En la práctica no es frecuente encontrar uniformidad en los granos. Por tamizado y sedimentación se establece la granulometría del material en cuestión, aunque la determinación de la porosidad a partir de su granulometría es muy difícil de establecer si se considera que alguno de los factores determinantes de la porosidad (empaquetamiento, por ejemplo) no quedan reflejados en una granulometría, lo que hace que los valores halla-

dos a través de ensayos de este tipo deben tomarse con mucha reserva.

Evidentemente, lo dicho anteriormente no sirve para las rocas que presentan permeabilidad por disolución o fracturación, como es el caso de las rocas calcáreas y en algunos casos, de los materiales salinos (halita, yesos, anhidrita).

**2.4.1.1. Porosidad eficaz y retención específica.** Sin embargo, de las reservas en agua del suelo sólo es recuperable mediante captaciones la gravífica, que es una parte de la porosidad total.

El agua de retención viene expresada por la capacidad de retención específica del terreno  $m_r$ , definida por la relación

$$m_r = \frac{V_r}{V_t} 100$$

siendo  $V_r$  el volumen del agua retenido por la roca inicialmente saturada una vez evacuada el agua gravífica.

El volumen de agua contenido en una roca, liberada por la acción de la gravedad y que se denomina  $V_e$  (volumen de agua libre) está determinado por la porosidad eficaz  $m_e$ , es decir:

$$m_e = \frac{V_e}{V_t} 100$$

Por lo tanto, la capacidad de retención específica, es igual a la diferencia entre la porosidad total  $m_t$  y la porosidad eficaz  $m_e$ , es decir:

$$m_r = m_t - m_e$$

La porosidad eficaz no representa más que una porción a menudo pequeña de la porosidad total. Esta observación es importante puesto que las reservas útiles de un material acuífero están condicionadas por la porosidad eficaz.

Diversos valores de  $m_t$ ,  $m_e$  y  $m_r$ , así como su determinación pueden verse en el tema 8.

## 2.4.2 Permeabilidad o conductividad hidráulica

En 1856, el ingeniero francés Henry Darcy, descubrió la ley que regula el movimiento de las aguas subterráneas midiendo el caudal  $Q$  en función de la permeabi-

lidad de los materiales estudiados y observó que (figura 5.1) éste equivalía a

$$Q = k A \frac{h}{l}$$

siendo  $k$  el coeficiente de permeabilidad,  $A$  = área de la sección, a través de la cual se produce el flujo del agua,  $h$  la diferencia de carga entre la entrada y la salida de la varija y  $l$  el recorrido que debe realizar el agua.

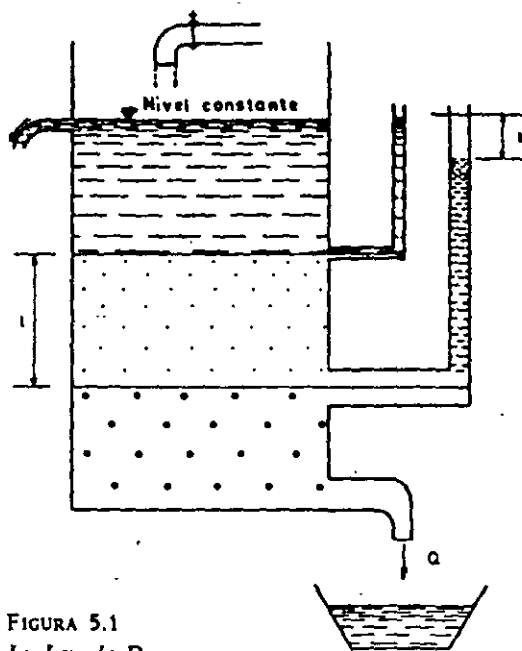


FIGURA 5.1  
La Ley de Darcy.

Si tenemos en cuenta que

$$\frac{Q}{A} = v$$

siendo  $v$  la velocidad media\*, resulta

$$\frac{Q}{A} = v = k \frac{h}{l}$$

\* Se trata de una velocidad ficticia ya que se considera que el agua fluye por toda la sección. Para más detalles véase el capítulo 8.1.

llamado el gradiente hidráulico  $i = h/l$ , resulta:

$$v = ki \quad ; \quad k = \frac{v}{i}$$

Este parámetro  $k$  o coeficiente de permeabilidad, tiene las dimensiones de una velocidad, ya que la ecuación dimensional es:

$$(k) = \frac{L^3/T}{(L/L)L^2} = L/T$$

y se define como el caudal que pasa por una sección unidad del acuífero bajo un gradiente también unidad a una temperatura fija o determinada.

Los factores que determinan la permeabilidad pueden ser intrínsecos y extrínsecos. Los intrínsecos son los propios del acuífero y dependen del tamaño de los poros. Así vemos que dos acuíferos que estuvieran formados por esferas de 0,1 m y  $10^{-3}$  m, respectivamente, pueden tener igual porosidad, pero siempre tendrán diferente permeabilidad: Si el resto de condiciones se mantiene, siempre tendrá mayor permeabilidad el medio que tenga mayor diámetro de las partículas.

Los factores extrínsecos son los que dependen del fluido y son fundamentalmente su viscosidad y su peso específico. La viscosidad de un fluido es la medida de la fuerza resistente, por unidad de área y por unidad de gradiente de velocidad transversal a la dirección del movimiento del fluido. Tanto la viscosidad como el peso específico dependen de la temperatura, por lo que en casos especiales debe tenerse en cuenta ésta, sobre todo por la notable influencia de la viscosidad en la permeabilidad (véase a este respecto el capítulo 2 de la sección 8).

Para tener una idea de órdenes de magnitud, de la misma se reproduce la tabla que da Benítez (1963), a  $10^\circ\text{C}$ , bajo un gradiente de 1 m por metro:

Permeabilidad (m/día)	$10^4$	$10^3$	$10^2$	$10^1$	1	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$
Tipo de terreno	Grava limpia	Arena limpia; mezcla de grava y arena		Arena fina; arena arcillosa; mezcla de arena, limo y arcilla; arcillas estratificadas			Arcillas no meteorizadas				
Calificación	Buenos acuíferos				Acuíferos pobres			Impermeables			
Capacidad de drenaje	Drenan bien				Drenan mal			No drenan			

### 2.4.3 Transmisividad

La ley de Darcy ha sido expresada como  $Q = k A i$ . Ahora bien si la sección  $A$  igual a la del acuífero tiene una longitud  $L$  y una altura  $b$ , tendremos

$$A = b \cdot L$$

y la ley de Darcy se puede escribir como

$$Q = K \cdot b \cdot L \cdot i$$

Al producto  $K \cdot b$  se le llama transmisividad y se designa por  $T$ , quedando la ley de Darcy en la forma:

$$Q = T \cdot L \cdot i$$

El concepto de transmisividad fue introducido por Theis en 1935, y se define como el caudal que se filtra a través de una franja vertical de terreno, de ancho unidad y de altura igual a la del manto permeable saturado bajo un gradiente unidad a una temperatura fija determinada.

Sus dimensiones son las de una velocidad por una longitud, es decir

$$(T) = [L]^2 \cdot [T]^{-1}$$

expresándose en consecuencia en  $\text{m}^2/\text{día}$  o  $\text{cm}^2/\text{seg}$ .

### 2.4.4 Coeficiente de almacenamiento

Cuando se bombea agua de un pozo, el agua procede del acuífero mediante uno de estos dos sistemas: drenaje o vaciado de los poros del mismo (acuíferos libres) o de los pequeños efectos elásticos del armazón físico del acuífero y de la propia elasticidad del agua, siendo ésta la única forma de obtener agua en un acuífero cautivo.



En el primer caso el agua procede del vaciado físico de agua gravífica contenida en el acuífero. El volumen de agua obtenido por unidad de volumen coincidirá, pues, con la porosidad eficaz de la zona saturada.

En el segundo caso el mecanismo es diferente al de los acuíferos libres y mucho más complejo, puesto que intervienen otro tipo de acciones. En efecto, el agua extraída de los poros se dilata por descompresión proporcionando una cantidad de agua; por otra parte, la presión intersticial (del agua) en el terreno disminuye, lo cual trae como consecuencia la expulsión de un poco de agua, para hacer frente a la presión constante del terreno sobre el acuífero, con lo que éste disminuye un poco su espesor gracias a los efectos elásticos del acuífero considerado en conjunto.

De esta forma el coeficiente de almacenamiento se define como el volumen de agua que puede ser liberado por un prisma vertical del acuífero de sección igual a la unidad y altura igual a la del acuífero saturado si se produce un descenso unidad del nivel piezométrico o de carga hidráulica.

El coeficiente de almacenamiento, representado por  $S$ , no tiene dimensiones.

Según la definición, en los acuíferos libres el coeficiente de almacenamiento es igual a la porosidad eficaz, es decir, al volumen de agua gravífica extraído de una unidad de acuífero saturado.

En los acuíferos cautivos entran en juego, como ya hemos dicho, los efectos mecánicos de compresión del terreno o de la propia agua. Si se supone un acuífero formado por arenas incompresibles, al disminuir la presión del agua por bombeo, el agua del acuífero se expande. En una columna de acuífero de sección unitaria y altura total saturada  $b$ , al disminuir una unidad el nivel piezométrico se obtiene un volumen de agua:

$$S_1 = m \gamma b \beta$$

$m$  = porosidad total del acuífero

$\gamma$  = peso específico del agua

$b$  = espesor del acuífero

$\beta$  = coeficiente de compresibilidad dinámica del agua.

Si se supone que el armazón de los granos de la arena del acuífero es también compresible y es  $\alpha$  su coeficiente de compresibilidad dinámica vertical, al disminuir la presión del agua, dicho armazón del acuífero deberá soportar una mayor parte del peso del terreno que tiene encima, con lo que disminuirá su porosidad al comprimirse; por unidad de descenso del nivel piezo-

métrico, la columna de terreno antes mencionada liberará un volumen de agua:

$$S_2 = \gamma b \alpha$$

La cantidad total de agua extraída del acuífero será:

$$S = S_1 + S_2 = \gamma b (m \beta + \alpha)$$

De ello, se desprende que el coeficiente de almacenamiento en los acuíferos libres coincide con la porosidad eficaz, sin intervención directa del espesor del acuífero, y en cambio en los cautivos los únicos factores determinantes son los pequeñísimos efectos elásticos del agua y del acuífero, teniendo gran importancia el espesor de los acuíferos.

Los valores del coeficiente de almacenamiento  $S$  son por tanto completamente distintos según se trate de uno u otro caso. Como idea de orden de magnitud, se puede recordar que varía de 0,05 a 0,30 en condiciones libres y caer en el campo de las milésimas a cienmilésimas en condiciones artesianas o cautivas ( $10^{-3}$  a  $10^{-5}$ ).

## 2.5 TIPOS DE ACUÍFEROS

Todos los acuíferos que se han mencionado han sido clasificados con respecto a sus características litológicas. Se da a continuación una clasificación más importante, y que los agrupa de acuerdo con la presión hidrostática del agua encerrada en los mismos, que se traduce en consecuencias prácticas de gran trascendencia, que han sido esbozadas en párrafos anteriores.

En efecto, se denominan acuíferos libres no confinados o freáticos aquellos en los cuales existe una superficie libre del agua encerrada en ellos, que está en contacto directo con el aire y por lo tanto, a presión atmosférica. En la figura 5.2 el acuífero B sería un acuífero libre. En éstos, al perforar pozos que los atraviesen total o parcialmente la superficie obtenida por los niveles del agua de cada pozo forma una superficie real (superficie freática, o «water table» de los autores anglosajones).

Por el contrario, en los acuíferos cautivos, confinados o a presión, el agua de los mismos está sometida a una cierta presión, superior a la atmosférica, y ocupa la totalidad de los poros o huecos de la formación geológica que lo contiene, saturándola totalmente. Por ello, durante la perforación de pozos en acuíferos de este tipo, al atravesar el techo del mismo se observa un ascenso rápido del nivel del agua hasta estabilizarse en una de-

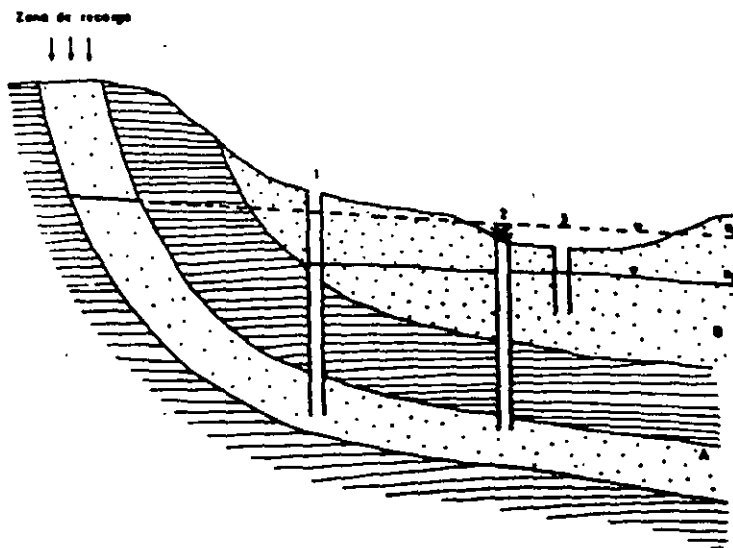


FIGURA 5.2

**Tipos de acuíferos.**

- A) Acuífero cautivo, confinado o a presión
- B) Acuífero libre, no confinado o freático
- Nc) Nivel piezométrico del acuífero cautivo
- Nl) Nivel piezométrico del acuífero libre
- 1) Pozo en un acuífero cautivo no surgente
- 2) Pozo en un acuífero cautivo surgente
- 3) Pozo en un acuífero libre.

terminada posición. De acuerdo con éste y la posición del nivel topográfico de la boca del pozo, pueden considerarse pozos surgentes o fluyentes aquellos en los cuales el nivel piezométrico está situado a cota superior de la boca del pozo y simplemente artesianos o a presión a los pozos en el mismo acuífero, pero cuyo nivel piezométrico quede por debajo de la superficie topográfica en los alrededores del mismo (fig. 5.2, pozos 1 y 2). Así pues, estos acuíferos poseen una superficie piezométrica ideal, que puede materializarse considerando todos los niveles que alcanzaría el agua en sendas perforaciones distribuidas por el acuífero equivalentes a la altura piezométrica del agua en el acuífero en la vertical de cada punto.

Una variedad de estos acuíferos la constituyen los acuíferos semicautivos, o semiconfinados (*leaky aqui-*

*fers* de los autores de habla inglesa) que pueden considerarse como un caso particular de los acuíferos cautivos, en los que el muro (parte inferior) y/o el techo (parte superior) que los encierra no sea totalmente impermeable sino un acuitardo, es decir un material que permita una filtración vertical del agua, muy lenta, que alimente el acuífero principal en cuestión, a partir de un acuífero o masa de agua situada encima o debajo del mismo. Como es lógico, este paso vertical de agua es sólo posible cuando existe una diferencia de potenciales entre ambos acuíferos (el que recarga y el recargado) y puede hacerse en uno u otro sentido, e incluso variar con el tiempo según sea la posición relativa de los niveles piezométricos de los mismos.

En la sección 9 se discute detalladamente este caso de acuíferos semiconfinados.

## Capítulo 5.3

# Situación y movimiento del agua en la hidrosfera

### 3.1 EL CICLO HIDROLÓGICO: CONCEPTO Y ELEMENTOS

#### 3.1.1 Introducción

El hidrogeólogo debe tener una clara concepción del proceso de la naturaleza, que se conoce con el nombre de ciclo hidrológico y que ya Meinzer (1942) consideraba el concepto central de la Hidrología. En las figuras 5.3 y 5.4 se representan dos esquemas simplificados del ciclo hidrológico, cuya comprensión no requiere grandes explicaciones para una persona de una cultura media. Sin embargo (ver apartado 1.2 de esta sección), este modelo conceptual de la circulación de las aguas terrestres no fue aceptado por la generalidad de los científicos hasta hace poco más de dos siglos y las aplicaciones prácticas de muchos de los principios

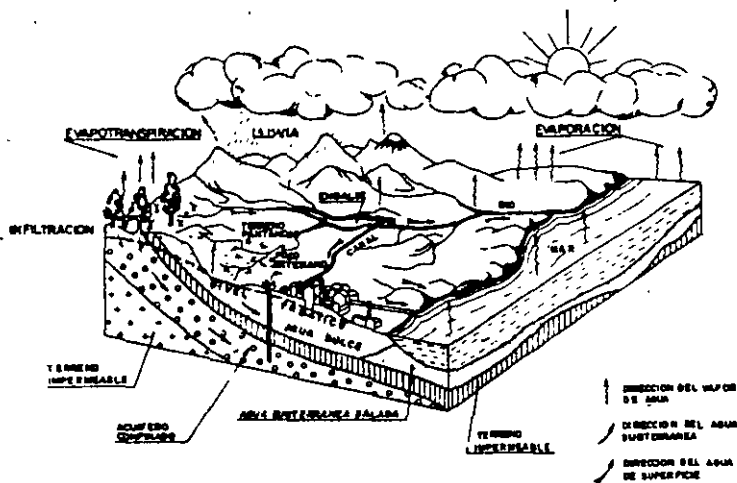


FIGURA 5.3  
El ciclo hidrológico.

en él contenidos, especialmente de las relaciones entre las aguas superficiales y subterráneas, no se han desarrollado hasta muy entrado el presente siglo. En amplios sectores de la ingeniería hidráulica todavía se proyecta y construye como si las aguas superficiales y las subterráneas fuesen totalmente independientes.

#### 3.1.2 Localización, estado y origen del agua en el ciclo hidrológico

El agua en la Hidrosfera (ámbito constituido por la atmósfera y por las capas superiores de la corteza terrestre), se encuentra en los tres estados físicos: sólido, líquido y gaseoso. El segundo estado es el que tiene mayor interés para el hidrólogo ya que en esa forma está la lluvia, los ríos y lagos; y también las aguas subterráneas de la zona saturada y buena parte de la zona no saturada. De hecho, tanto en el lenguaje vulgar como en el científico, la palabra agua, si no se indica otra cosa, se refiere al agua en estado líquido. En el estado sólido se presenta el agua en la naturaleza en forma de nieve, hielo y granizo. Por último, el vapor de agua es bastante abundante en las capas bajas de la atmósfera y en las capas más superficiales de la corteza terrestre. En el apartado 3.2 se analizará cuantitativamente la distribución o almacenamiento del agua en las distintas zonas de la hidrosfera, y en el apartado 3.3 el flujo o movimiento del agua entre esas zonas, lo que frecuentemente, va unido a un cambio de estado.

Queda fuera del objetivo de este libro elucidar sobre el origen del agua que existe en la tierra y, más concretamente, en la atmósfera y en las capas de la corteza terrestre accesibles a la observación humana. Según la opinión más común de los hidrólogos (véase Davis y De Wiest, 1966, pág. 17) no hay ningún motivo para pensar que la cantidad total de agua de la corteza terres-

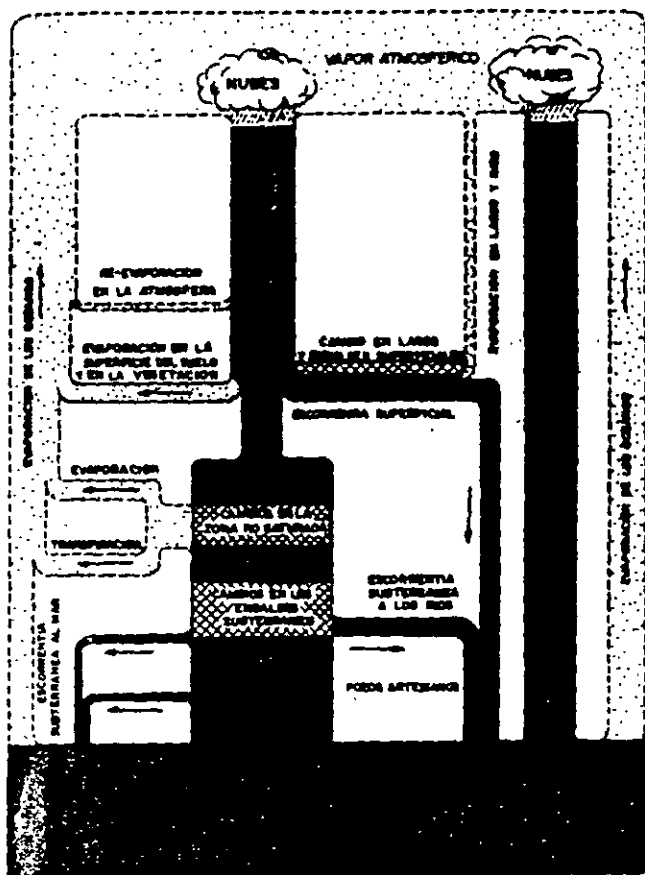


FIGURA 5.4

El ciclo hidrológico (inspirado en Meinzer, 1942).

tre no se ha mantenido *prácticamente* constante, al menos durante los últimos tiempos geológicos.

Parece, sin embargo, que a la superficie de la tierra llegan ciertas cantidades de agua «nueva», también denominada en ocasiones «juvenil» o «primaria», que proceden de las rocas ígneas cuando los magmas correspondientes son de origen profundo y alcanzan la superficie en las erupciones volcánicas o se enfrían lentamente bajo la superficie. Ahora bien, la geología moderna, al profundizar en el estudio del ciclo de las rocas, ha llegado a la conclusión de que pocas veces se puede asegurar que los magmas procedan de zonas profundas, sino que, más bien, son rocas sedimentarias que han llegado a ser magmas después de pasar por procesos de ultrametamorfismo o migmatización.

El papel de las «aguas juveniles» fue objeto de viva discusión en los Estados Unidos hace dos o tres lustros. La idea de que las «aguas juveniles» podían ser muy importantes, tanto teórica como prácticamente, tuvo un defensor destacado en Salzman (1960). La opinión oficial, o al menos, oficiosa, del U.S. Geological Survey puede verse en el trabajo de McGuinness y Poland (1954) y la del *California Department of Water Resources*, en su *Bulletin* núm. 63 del año 1960. Una síntesis de la historia de esta controversia puede verse en McGuinness (1963, págs. 18-21). En resumen, la idea de este último autor es que las aguas primarias tienen un alto contenido de sustancias disueltas y que el caudal que alcanza la superficie terrestre es insignificante, en relación con el caudal que interviene en el ciclo hidrológico. El planteamiento de McGuinness, es actualmente compartido por la absoluta mayoría de los hidrólogos.

### 3.1.3 Descripción del movimiento del agua

El concepto de ciclo hidrológico lleva consigo el movimiento o transferencia de las masas de agua, definidas en el apartado anterior, de un sitio a otro y de un estado a otro. La figura 5.3 describe gráficamente las etapas o componentes esenciales del ciclo hidrológico, y la figura 5.4 lo hace de un modo esquemático pero algo más completo. El movimiento permanente del ciclo se debe fundamentalmente a dos causas: la primera, el Sol, que proporciona la energía para elevar el agua del suelo, al evaporarla; la segunda, la gravedad, que hace que el agua condensada precipite y que, una vez sobre la superficie, vaya hacia las zonas más bajas.

Podemos suponer que el ciclo se inicia cuando una parte del vapor de agua de la atmósfera se condensa y da origen a precipitaciones en forma de lluvia o nieve. No toda la precipitación alcanza la superficie del terreno, ya que una parte se vuelve a evaporar en su caída y otra es retenida —intercepción— por la vegetación o por las superficies de edificios, carreteras, etc., y de vuelta a la atmósfera, al poco tiempo, en forma de vapor.

Del agua que alcanza la superficie del terreno, una parte queda retenida en charcas o pequeños surcos —almacenamiento superficial— y en su mayoría vuelve pronto a la atmósfera en forma de vapor. Otra parte circula sobre la superficie y se concentra en pequeños regatos que luego se reúnen en arroyos y más tarde desembocan en los ríos —escorrentía superficial—; este agua irá a parar a lagos o al mar, de donde será evaporada o bien, se infiltrará en el terreno.

Por último, hay una tercera parte de la precipitación que penetra bajo la superficie del terreno —*infiltración*— a través de los agujeros o canaliculos del suelo y va rellenando los poros o fisuras de este medio poroso. Como se vio en el capítulo anterior, en casi todas las formaciones geológicas existe una parte superficial cuyos poros no están habitualmente saturados de agua, y otra inferior, que está totalmente saturada. Una buena parte de la *infiltración* no desciende hasta la zona saturada o de *agua subterránea* (en sentido estricto), sino que se queda en la *zona no saturada* o *zona de humedad del suelo*, de donde vuelve a la atmósfera por *evaporación*, o de un modo cuantitativamente mucho más importante, por la *transpiración* de las plantas; en la práctica, no es fácil separar ambos fenómenos y se suelen denominar con el término *evapotranspiración*. El movimiento del agua a través del terreno, es algunas veces denominado *percolación*, otras *infiltración*, otras *flujo* o *escorrentía subterránea*\*; se caracteriza por su extraordinaria lentitud y se debe fundamentalmente a la acción gravitatoria. En el movimiento del agua, en la zona no saturada, otras fuerzas —especialmente la tensión superficial— pueden jugar un papel muy importante. El agua subterránea —o agua de la zona saturada— puede volver a la atmósfera por *evapotranspiración* cuando su zona de separación con la zona no saturada —*franja capilar*— queda suficientemente próxima a la superficie del terreno. Otras veces, el agua subterránea pasa a engrosar el caudal de los ríos, alimentando directamente su cauce o a través de *manantiales*; en las zonas costeras estos manantiales, a veces, son submarinos.

Excepto en las cuencas endorreicas o interiores de las zonas áridas o semi-áridas, resulta que la mayor parte de las aguas de la escorrentía directa y de la subterránea terminan en el mar, y por ello, puede considerarse que los océanos son el punto final del ciclo hidrológico, pues de ellos vuelve a evaporarse el agua y se inicia de nuevo todo el proceso.

El ciclo hidrológico es un proceso continuo en el que una partícula de agua evaporada del océano vuelve al océano después de pasar por las etapas de precipitación y escorrentía superficial o subterránea; a lo largo del ciclo hay múltiples cortocircuitos o ciclos menores; por ejemplo, una gota de lluvia sobre el continente podría recorrer indefinidamente el ciclo: lluvia-infiltración-evapotranspiración-lluvia-infiltración, etc.; o, análogamente, una partícula de lluvia sobre el mar: lluvia-evaporación-

lluvia, evaporación-lluvia, etc. También hay que tener en cuenta que el movimiento del agua en el ciclo hidrológico se caracteriza por su irregularidad, tanto en el espacio como en el tiempo. Por ejemplo, en las regiones desérticas la lluvia puede ocurrir en unos pocos días y no todos los años, sino sólo cada cierto número de años; en ese caso, algunos elementos del ciclo hidrológico, como la infiltración y la evaporación, suelen ser casi tan irregulares como la lluvia y la escorrentía superficial o subterránea, a veces prácticamente inexistentes.

La acción del hombre va introduciendo cambios progresivamente importantes en el ciclo hidrológico de algunas regiones. Por ejemplo, los drenajes extensivos han hecho descender el nivel de la zona saturada y paralelamente, ha descendido la evapotranspiración y ha aumentado la aportación de la escorrentía subterránea a los ríos; la deforestación o la repoblación forestal pueden también modificar el régimen de crecidas de los ríos, pero no parece haber datos que permitan asegurar una modificación sustancial en su aportación media anual. La construcción de presas y canales de derivación constituye hoy día la forma más extendida e importante de modificar el ciclo hidrológico.

### 3.2 INVENTARIO O ALMACENAMIENTO DEL AGUA DE LA HIDROSFERA

Desde hace casi cuarenta años, diversos investigadores han intentado dar una panorámica del inventario o almacenamiento del agua en la Hidrosfera y de su balance o flujo. Lvovitch (1967) decía que más de la mitad de la superficie de los continentes carece de suficientes datos hidrológicos, y casi una tercera parte no ha sido comenzada a estudiar desde este punto de vista. Sin embargo, seguía opinando el citado autor, la ciencia, ya entonces, podrá llegar a conclusiones dignas de confianza sobre los órdenes de magnitud del almacenamiento y flujo del agua dentro del ciclo hidrológico.

En julio de 1970, dentro de las actividades del Decenio Hidrológico Internacional, tuvo lugar un Simposio sobre el Balance Hidráulico del Mundo, que ha contribuido a que las diferentes naciones aporten nuevos datos sobre este particular, pero, al mismo tiempo, ha confirmado que los órdenes de magnitud y los conceptos anteriormente expuestos por algunos autores, eran aceptables (cfr. Pub. núm. 92 y 93 de la International Association of Scientific Hydrology). En lo que sigue, tanto en este apartado como en el siguiente, se van a utilizar especialmente los datos y criterios de trabajos de Naciones

\* En éstos —y en otros muchos términos hidrogeológicos—, no existe, teórica o prácticamente, conformidad entre los distintos autores. Probablemente el «Glosario Internacional de Hidrología» que está preparando la UNESCO contribuya a mejorar esta situación.

TABLA 5.1 Distribución del agua en la Hidrosfera\*

	(1) Área (km <sup>2</sup> × 10 <sup>6</sup> )	(2) Volumen (km <sup>3</sup> × 10 <sup>6</sup> )	(3) Altura equivalente (m)	(4) % del agua total	(5) Tiempo de residencia medio
Océanos	362 000	1 350 000	2700	97,6	3000 años
<i>Tierras emergidas</i>					
Ríos (volumen instantáneo)	—	1,7	0,003	0,0001	15-20 días
Lagos de agua dulce	825	125	0,25	0,009	10 años
Lagos agua salada	700	105	0,20	0,008	150 años
Humedad del suelo en la zona no saturada	131 000	150	0,30	0,01	semanas a años
Casquete de hielo y glaciares	17 000	26 000	50	1,9	miles de años
Agua subterránea	131 000	7000	14	0,5	decenas a miles de años
Total en las tierras emergidas	148 000	33 900	65	2,4	—
Atmósfera (vapor de agua)	510 000	13	0,025	0,001	8-10 días
Total	510 000	1 384 000	2750	100	—

\* Los datos proceden de Lvovitch (1967) y Nace (1969), y como estos autores indican, deben interpretarse sólo como aproximaciones.

(1968, 1969 y 1970) y Lvovitch (1967 y 1970), y a no ser que se indique otra cosa, debe entenderse que todas las cifras proceden de dichas fuentes.

En la tabla 5.1 se indican ocho emplazamientos o lugares de la hidrosfera que contienen agua (no se tiene en cuenta el agua de constitución molecular ni la que pueda existir en las rocas o sedimentos situados debajo de los océanos). Las columnas (3) y (4) tienen por objeto facilitar la comprensión de la diferencia en los órdenes de magnitud del agua almacenada en cada emplazamiento. Por último, la columna (5) —*Tiempo de Residencia*— es muy ilustrativa para tener una idea del orden de magnitud del tiempo medio que una partícula de agua permanece en cada emplazamiento; la deducción de las cifras del Tiempo de Residencia se hará al estudiar el balance hidráulico en el apartado siguiente, en función del volumen almacenado y de los volúmenes medios del flujo. La utilidad de este concepto, aún reconociendo el amplio espectro de desviaciones que los valores reales presentan respecto al valor medio, ha sido

reconocida por el Grupo de Trabajo sobre el Balance Hidráulico Mundial del Decenio Hidrológico Internacional (cfr. Chapman, 1970).

Llama la atención el hecho de que, casi la totalidad del agua (97 %) esté en los océanos. Su volumen equivale a la evaporación oceánica media anual durante unos 3000 años y esta cifra puede tomarse como un orden de magnitud del tiempo que una molécula de agua permanece en el océano, pero sin olvidar que algunas moléculas estarán sólo unos instantes y otras podrán parar en los fondos oceánicos incluso cientos de miles de años, antes de que vuelvan a entrar en el ciclo.

Como contraste, vemos que el volumen medio de vapor de agua que contiene la atmósfera equivale a 25 mm, es decir, hipotéticamente sería sólo suficiente para producir una lluvia medianamente fuerte durante unas pocas horas. Si tenemos en cuenta que la lluvia media anual sobre el globo son 1000 mm, resultaría una lluvia media diaria de 2,7 mm, es decir, que el tiempo de residencia de una molécula de agua en la

atmósfera, antes de volver a ser precipitada, es de unos 8 ó 10 días.

El volumen de agua que en un instante determinado contienen todos los ríos del mundo es extraordinariamente pequeño ( $1700 \text{ km}^3$ ), comparado con las otras cifras del inventario (Lvovitch da incluso una cifra menor:  $1200 \text{ km}^3$ ). Hay que tener en cuenta, sin embargo, que la velocidad con que circula el agua en los ríos es muy grande, comparada con la que tiene en los demás medios, excepto en la atmósfera. Si suponemos que el agua contenida en los ríos estuviese en un depósito, no recibiese alimentación y descargase en el mar con un caudal constante igual al caudal medio anual, dicho depósito quedaría vacío en unos 15 ó 20 días.

La cifra de la humedad del suelo en la zona no saturada puede tener importantes desviaciones, pues su cálculo a nivel mundial es muy difícil de acotar. Lvovitch supone un valor de  $75\,000 \text{ km}^3$  y el propio Nace (1968), en un trabajo suyo muy poco anterior, asigna a este concepto  $67\,000 \text{ km}^3$ , en vez de los  $150\,000$  que figuran en su artículo de 1969. El tiempo aparente de permanencia en esta zona será probablemente unas cuantas semanas para las aguas de la zona superior sometidas a los efectos de la evapotranspiración; para aguas que se infiltran hacia la zona saturada, será normalmente mayor.

La mayor reserva de agua dulce que existe en la hidrosfera es, con mucha diferencia, la contenida en las grandes masas de hielo de Groenlandia y la Antártida. El resto de los glaciares supone muy poco comparado con los casquetes polares. Su volumen ( $26\,000\,000 \text{ km}^3$ ) es unas 200 veces superior al volumen contenido en todos los lagos de agua dulce, y si el hielo se fundiese, el nivel del mar subiría unos 70 metros. Nace considera que cada año los casquetes polares aportan al mar unos  $2500 \text{ km}^3$  (Lvovitch reduce esta cifra a  $2000 \text{ km}^3$ ). Lo que, admitiendo un volumen medio constante en el hielo de los casquetes polares, supone que el tiempo aparente que un copo de nieve caído en un casquete polar tardaría en pasar a otra fase del ciclo, sería de unos 10 000 años. Se insiste en que, estos tiempos son órdenes de magnitud y corresponden a casos medios que en la práctica se darán pocas veces; por ejemplo, habrá copos de nieve caídos sobre glaciares que pasen a la fase líquida oceánica casi instantáneamente y otros que permanezcan en las masas de hielo polares durante más de un millón de años.

El volumen de agua almacenada en el subsuelo es probablemente el más difícil de definir y en el que puede haber mayor variación en las estimaciones. Lvovitch considera que el volumen total del agua subterrá-

nea es  $60\,000\,000 \text{ km}^3$  pero que de este volumen, según Nace, únicamente unos  $4\,000\,000 \text{ km}^3$  intervienen activamente en el ciclo hidrológico. Sin embargo, posteriormente, el propio Nace (1968) considera que el volumen de agua subterránea a tener en cuenta en el inventario es de  $8\,350\,000 \text{ km}^3$  y que sólo alcanza una profundidad de 4 km; y finalmente (en 1969, pág. 39), estima que el volumen de agua dulce utilizable por el hombre es  $7\,000\,000 \text{ km}^3$ , haciendo para ello las siguientes consideraciones:

«La porosidad varía entre una pequeña fracción de un 1 % en las rocas densas y masivas a, quizás, un 35 % en un sedimento muy permeable. Con una porosidad de sólo el 1 %, los 1000 metros superiores de las tierras emergidas —excluidos los casquetes polares— ( $131 \times 10^6 \text{ km}^2$ ) contendrían  $1,31 \times 10^6 \text{ km}^3$  de agua. El volumen real es probablemente, como mínimo, cinco veces ese valor, o sea, unos  $7\,000\,000 \text{ km}^3$ . Gran parte de este agua participa en el ciclo hidrológico, pero una cierta proporción no determinada queda inmovilizada en los 9,5 millones de  $\text{km}^2$  de área de suelos permanentemente helados. El tiempo de permanencia del agua en la mayor parte de los acuíferos, oscila entre unos pocos minutos u horas, hasta centenares de años, pero en algunos acuíferos este tiempo llega hasta decenas de miles de años».

«Hay una gran cantidad del agua a profundidades mayores de 1000 m pero gran parte de ella es salina y constituye la denominada agua fósil, que no participa en el ciclo hidrológico. Sin embargo, parece seguro redondear la cifra de agua recuperable en unos 7 millones de  $\text{km}^3$ . Es probable que exista un volumen adicional análogo, pero no recuperable para usos útiles».

No hemos incluido en la tabla 5.1 el «Agua Biológica», que corresponde al volumen de agua almacenada en los seres vivos. Chapman (1970) considera su volumen equivalente a 1 mm de altura y Kalinin (1970) a 1 cm. En cualquier caso, este volumen puede considerarse despreciable a efectos del inventario. El flujo del agua a través de las plantas, representa, sin embargo, un papel importante en el flujo hidráulico de las zonas terrestres, pero se considera incluído en el concepto de evapotranspiración.

Una consideración simplista de estas cifras podría, quizá, llevar a una conclusión pesimista respecto a las posibilidades de agua dulce con que cuenta la Humanidad, ya que casi el 98 % del agua de la Hidrosfera es agua marina; y de los 33 millones de  $\text{km}^3$  de agua dulce que existen, aproximadamente el 80 % están prácticamente inmovilizados como hielo en los casquetes polares. Sin embargo, esta consideración del volumen está-

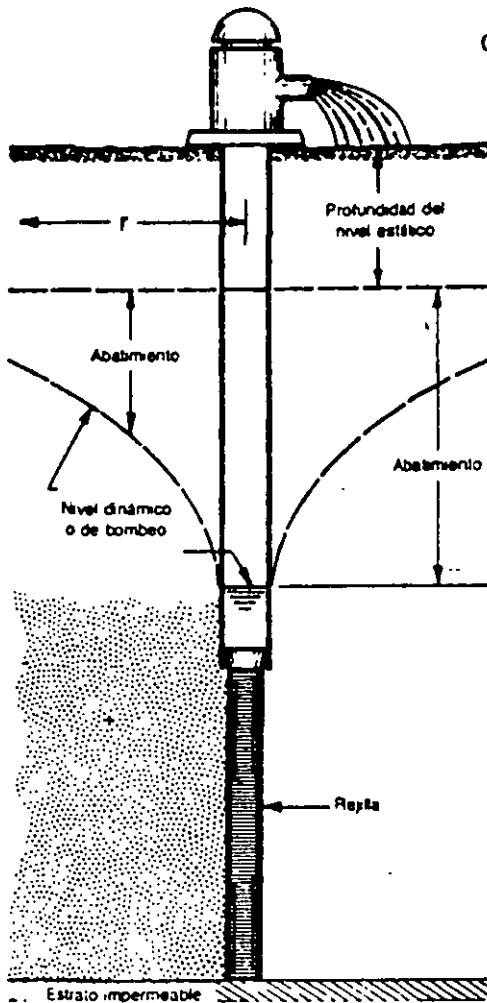


Fig. 50: Medidas relativas el comportamiento de los pozos, y a pruebas de bombeo de acuíferos y pozos.

calculada. La anterior información, analizada bajo ciertas condiciones, nos dará una medida de la capacidad productora del pozo terminado y nos permitirá tener una base para la selección del equipo de bombeo.

El otro objetivo de las pruebas, y que ha adquirido gran importancia, es el de suministrar datos de los cuales se obtienen los factores principales para calcular el comportamiento de los acuíferos. Una prueba organizada con este propósito puede denominarse, con más propiedad, una "prueba de acuífero", pues es éste o sea la formación productora, la que más que el pozo, se está probando.

Este procedimiento consiste en bombear de un pozo y registrar tanto el abatimiento en éste, como el producido por el bombeo en otros pozos vecinos de observación. Si la prueba se ha realizado adecuadamente, los datos que se obtengan pueden analizarse para descubrir las características hidráulicas del acuífero. Conforme más personas se familiarizan con los métodos para realizarlas, vemos que las pruebas de bombeo se usan con frecuencia creciente como una de las más importantes herramientas con que se cuenta en la investigación práctica de las aguas subterráneas.

Las mediciones que deben hacerse para lograr cualquiera de los propósitos antes descritos, incluyen los niveles estáticos antes de empezar el bombeo, la razón de bombeo o descarga del pozo de bombeo, niveles de bombeo o niveles dinámicos durante varios intervalos de tiempo a lo largo de todo el periodo de bombeo, tiempo en que la bomba arranca, tiempo en que se haya observado cualquier cambio en la descarga, y tiempo al cual se detuvo el bombeo. Las mediciones de los niveles dinámicos después de cesar el bombeo, son también de utilidad para el estudio de la recuperación.

El procedimiento que se sigue para una prueba de acuífero es algo más complicado que el que se utiliza con el fin de determinar la capacidad de un pozo de producción ya terminado. Sin embargo, la diferencia es pequeña en cuanto a la manera en que la descarga y el abatimiento se miden y registran en ambos casos.

Los procedimientos que se discutirán en las páginas siguientes abarcan un número de detalles que se aplican con particularidad a las pruebas de acuíferos. Los métodos para determinar la descarga y el abatimiento, sin embargo, son lo mismos que deberán emplearse en cualquier prueba de bombeo, aunque el propósito principal sea solamente el de verificar el comportamiento de un pozo para un propósito u otro.



**Medida de la Descarga**

La verificación de la razón de descarga o caudal durante una prueba, necesita de un aditamento preciso para medir la descarga de la bomba y una manera conveniente de ajustarla para mantener ésta lo más constante posible. El mejor control se obtiene mediante una válvula instalada en la descarga de la bomba. El tamaño de la tubería de descarga y el de la válvula deberá ser tal que esta última permanezca abierta la mitad o las tres cuartas partes, cuando se esté bombeando a la descarga deseada.

Los cambios no percibidos de velocidad que son el resultado de variaciones de voltaje en motores eléctricos, o de temperatura, humedad y mezcla del combustible en los motores de gasolina, causarán menores fluctuaciones de la descarga cuando la bomba actúa contra la presión que se desarrolla al estar la válvula parcialmente abierta.

El tratar de regular la descarga de la bomba mediante el recurso de cambiar su velocidad, no siempre resulta satisfactorio. Esto es todavía más inconveniente cuando la bomba trabaja a descarga abierta y entrega el agua a baja presión.

Un método simple y exacto de determinar la descarga de la bomba consiste en observar el tiempo necesario para llenar un recipiente de volumen conocido. Por ejemplo, si toma 25 segundos el llenar un recipiente de 200 litros, la bomba está descargando a razón de 8 litros por segundo. Este método se adapta mejor y es más práctico cuando se trata de medir caudales pequeños.

También puede utilizarse un medidor de flujo comercial para medir la cantidad bombeada en un tiempo dado. La carátula del medidor muestra el volumen total en metros cúbicos descargados a través del medidor. Al sustraer dos lecturas tomadas un minuto aparte, se obtiene el caudal. Este constituye quizá el aparato más simple. La única desventaja consiste en el inevitable retraso en obtener los valores iniciales al principio de la prueba, cuando se está ajustando el caudal a la razón deseada.

El vertedero de orificio circular es el instrumento más comúnmente usado para medir la descarga de una bomba centrífuga o de turbina. Desde luego, no podría medir el flujo pulsante de una bomba de pistón. La Figura 51 muestra los detalles esenciales de la construcción y armado del aparato.

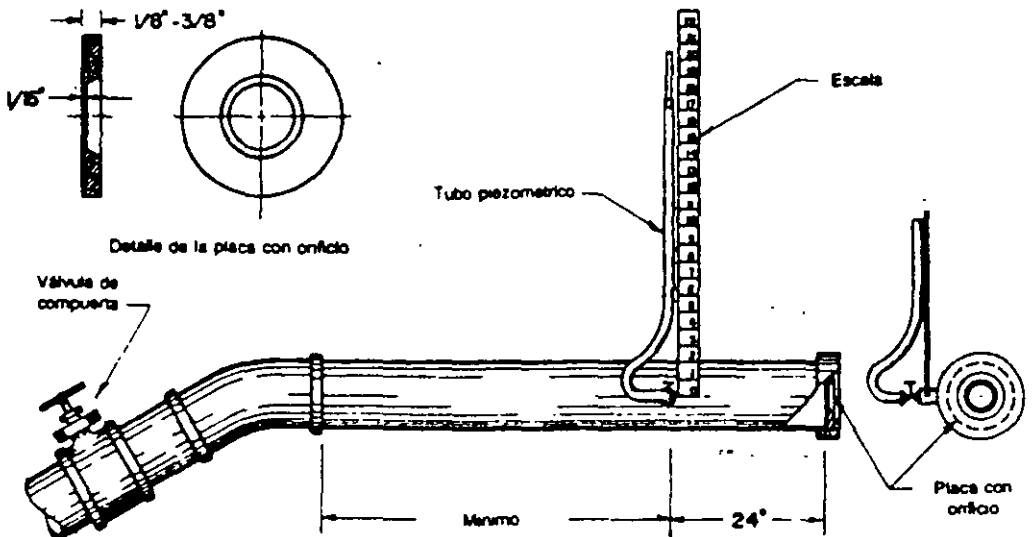


Fig. 51: Detalles esenciales del vertedero de orificio circular usado comúnmente para la medición de caudales bombeo cuando se extrae agua por medio de una bomba turbina. La tubería de descarga debe permanecer vel.

El orificio consiste de una abertura perfectamente redonda situada en el centro de una placa circular de acero. El orificio debe tener bordes a escuadra definidos. La placa debe ser de un espesor de 1.6 mm. alrededor de la circunferencia de la abertura. Esta placa deberá fijarse contra el extremo exterior de una tubería de descarga a nivel, de modo que el orificio quede centrado en ésta. El extremo del tubo debe cortarse a escuadra, de modo que la placa quede en posición vertical. El interior de la tubería deberá ser liso y encontrarse libre de cualquier obstrucción que pudiera causar turbulencia anormal. La tubería de descarga debe ser recta y a nivel en una distancia de por lo menos 1.80 metros hacia atrás de la placa de orificio. De ser posible esta conducción deberá ser más larga. A 0.60 metros exactamente de la placa del orificio, deberá perforarse el tubo con un agujero de 3.2 mm. ó 6.4 mm. de diámetro, situado en un plano coincidente con el diámetro

horizontal. Las rebarras internas que resulten de esta perforación deberán eliminarse completamente.

Para medir la carga de agua o presión dentro de la tubería de descarga, se fija a este orificio un aditamento especial. Este se denomina tubo piezométrico. Consiste de un tubo plástico o de hule de 1.20 a 1.50 metros de longitud, al cual se le agrega un tubo de vidrio en el extremo exterior. El otro extremo se conecta adecuadamente mediante accesorios de plomería a la perforación efectuada en el tubo de descarga. El niple que se enrosca a la perforación hecha en el tubo, no debe proyectar hacia adentro de éste. El nivel que el agua alcanza en el tubo piezométrico representa la presión existente en el tubo de descarga cuando el agua fluye a través del orificio de salida. Este nivel puede observarse en el tubo de vidrio, sosteniéndolo verticalmente a una altura justamente encima del punto al cual rebosaría.

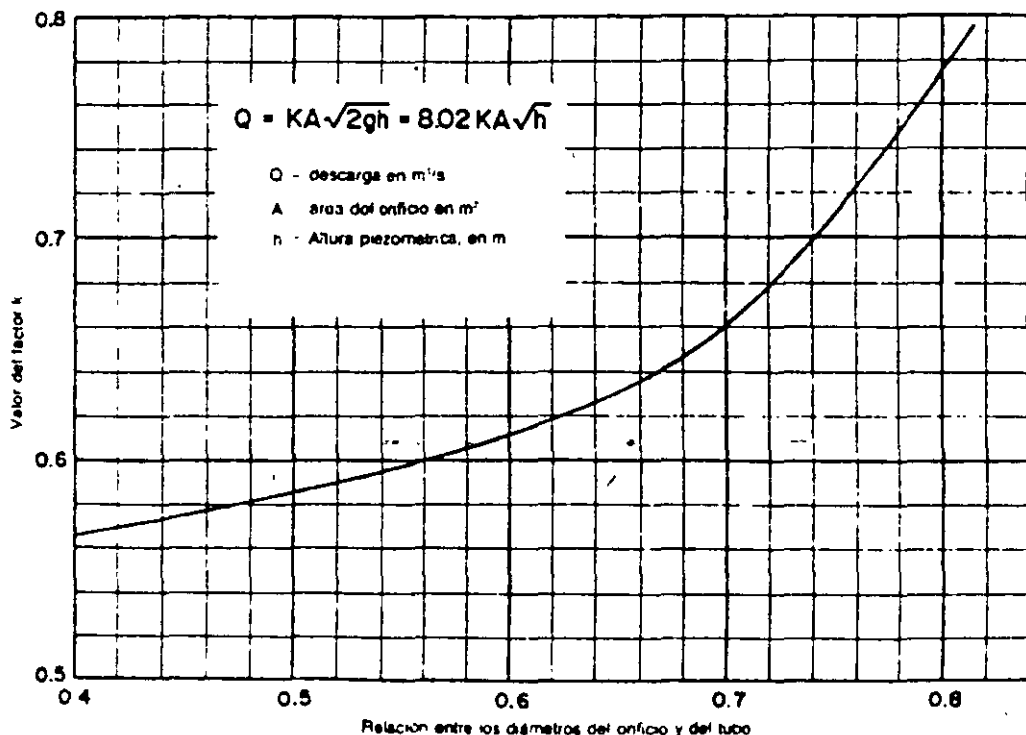


Fig. 52: Los valores del factor de descarga, K, en la fórmula del orificio circular, varían con la relación del diámetro del orificio al diámetro del tubo.

Fijando a un soporte una escala graduada precisa, se puede leer la distancia en metros desde el centro de la tubería de descarga hasta el nivel que el agua alcanza en el tubo piezométrico. Esta equivale a la carga de presión sobre el orificio. Para cualquier tamaño de orificio, el flujo o caudal a través de éste varía con la carga de presión medida de la manera anterior. Se han publicado tablas estándar que dan los valores de la descarga para varias combinaciones de diámetros de orificio y tubo.

El caudal a través del orificio se calcula mediante la fórmula

$$Q = A V C$$

expresión en la cual:

$Q$  es el flujo por unidad de tiempo

$A$  es el área del orificio

$V$  es la velocidad de flujo a través del orificio

$C$  es el coeficiente de descarga para el orificio

La velocidad del agua conforme ésta pasa a través del orificio, es la velocidad en el tubo de aproximación más la velocidad adicional creada por la caída de presión entre el punto en donde se mide la carga piezométrica y el punto en donde el agua descarga por el orificio. Puesto que el chorro descarga a presión atmosférica, toda la carga indicada por el tubo piezométrico se convierte en velocidad, haciendo caso omiso de la fricción en la tubería.

De la hidráulica tenemos la relación:

$$v = \sqrt{2gh}$$

en la cual:

$v$  es la velocidad en metros por segundo

$g$  es la aceleración de la gravedad, en metros por segundo por segundo

$h$  es la caída de presión en metros de agua, y que es convertida a velocidad en el sistema de flujo

Para obtener el valor correcto de  $V$ , la velocidad real a través del orificio, el valor de  $v$  dado por la relación anterior, debe sumarse a la velocidad en el tubo de

aproximación y a su vez, la suma debe corregirse mediante dos factores. Una corrección es debida a la contracción del chorro que tiene lugar justamente afuera del orificio, y la otra se debe al súbito cambio de sección transversal del área de flujo y que está representado por el tamaño del orificio con relación al tamaño del tubo de aproximación.

Por conveniencia, la velocidad de aproximación y los dos factores de corrección pueden combinarse en un solo factor cuyo valor varía con la relación existente entre el diámetro del orificio y el diámetro del tubo, tal como se muestra en la curva de Fig. 52.

Combinando las relaciones anteriores y llamando  $K$  al factor de descarga, tendremos la fórmula para la descarga a través del orificio:

$$Q = K A \sqrt{2gh}$$

La raíz cuadrada de  $2g$  es 9.8 metros por segundo cuadrado, de modo que la fórmula puede escribirse entonces:

$$A = 4.43 K A \sqrt{h}$$

Los valores de  $K$  pueden obtenerse de la gráfica de Fig. 52 y la fórmula puede utilizarse para calcular la descarga con cualquier combinación de diámetro de orificio, diámetro de tubería de aproximación y altura de agua en el tubo piezométrico.

La descarga  $Q$  vendrá expresada en metros cúbicos por segundo, si la sección  $A$ , la altura piezométrica  $h$  y la aceleración de la gravedad se expresan respectivamente en metros cuadrados, metros y metros por segundo por segundo. El valor de  $K$  en la Fig. 52, es válido únicamente si se usan las unidades anteriores.

Además de construir e instalar adecuadamente el instrumento, deben tomarse dos precauciones más para asegurar que los resultados sean correctos. El diámetro del orificio debe ser menor que 0.8 del diámetro interior del tubo de

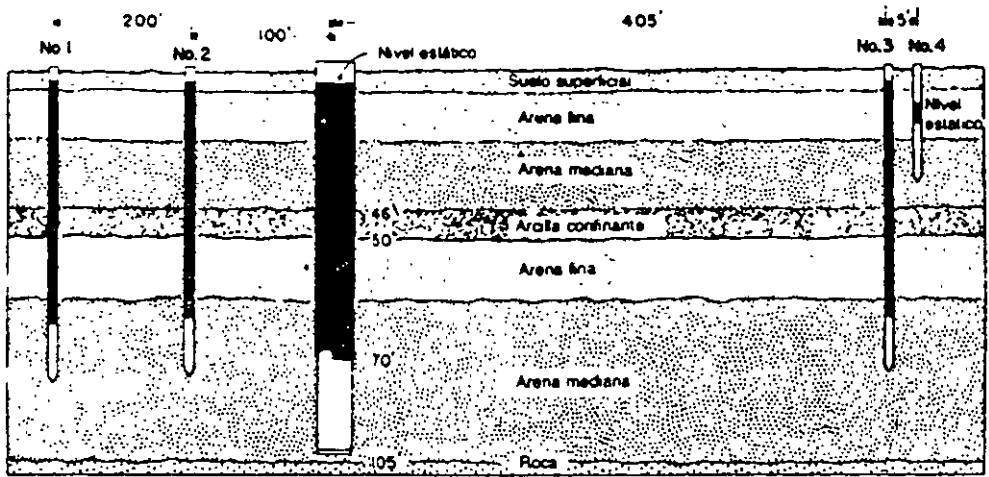


Fig. 61: Sección geológica a través de una línea que une el pozo de prueba con los pozos de observación. El estrato de arcilla separa el acuífero freático superior del artésiano inferior. La presión artésiana del acuífero inferior hace que los niveles del agua en los pozos más profundos permanezcan alrededor de 0.90 metros por encima del nivel freático.

Cualquier cambio de nivel del agua que se manifestase en el pozo somero causado por el bombeo del pozo de prueba, indicaría la existencia de una discontinuidad en algún punto del estrato de arcilla. Se recopilaron registros del bombeo de la galería de infiltración y se compararon con las lecturas tomadas en el pozo de observación No. 4, durante la prueba.

Obsérvese que dos pozos de observación fueron localizados a aproximadamente la mitad de la distancia entre la galería de infiltración y el pozo de bombeo, aunque los pozos No. 1 y No. 2 se hallasen en el lado opuesto del pozo de bombeo. Tal distribución era importante en este caso. Si el bombeo del pozo artésiano tuviera algún efecto sobre el acuífero freático y sobre la galería de infiltración, los pozos No. 3 y No. 4, situados donde fueron emplazados, recibirían tal efecto

### Estimación del Rendimiento de un Pozo

Hay veces en que es de desear el empleo de métodos que den una medida aproximada del rendimiento de un pozo. El extraer agua de un pozo mediante la cuchara de

perforación, es una manera de obtener una estimación preliminar de la productividad del pozo. Agregando agua al pozo y observando cuán rápido la absorbe éste, puede dar también una medida de su capacidad. La magnitud del chorro que fluya de una tubería, ya sea vertical u horizontal, puede también utilizarse para estimar el orden de magnitud de la descarga, cuando no se dispone de métodos más precisos.

### Prueba de Cuchara

En tanto que el costo de probar aquellos pozos que van a estar en funcionamiento más o menos continuo, representa una buena inversión, no se justifica tanto en el caso de pozos pequeños. Algún otro procedimiento más sencillo resulta adecuado para aquellos pozos de uso doméstico que se van a bombear intermitentemente y a bajo caudal. La prueba de cuchara reúne los requisitos.

Cuando se extrae agua de un pozo por medio de la cuchara, deben hacerse las siguientes mediciones:

1. Nivel estático en el pozo.
2. Volumen de agua que cabe en la cuchara.
3. Número de cucharas llenas que se

extraen del pozo en un tiempo determinado.

4. Profundidad del agua mientras se opera con la cuchara.

La razón promedio a que se extrae agua con la cuchara, es igual al volumen de agua extraído del pozo, durante un cierto lapso de tiempo, dividido por el tiempo en minutos. Resulta difícil medir con exactitud el nivel del agua mientras se ejecuta la operación. La profundidad aproximada puede estimarse fijando una marca al cable de la cuchara y a una distancia conocida del fondo de ésta, y observando la posición de esta marca con relación a la boca del ademe del pozo cada vez que la cuchara toca el agua el dejarla caer dentro del pozo.

El abatimiento que se determina de esta manera, puede ser igual o no, al abatimiento que se manifestaría si se bombease el pozo al mismo caudal. Cada vez que una cuchara llena de agua es extraída del pozo, el nivel de ésta baja, pero enseguida recupera. La recuperación del nivel del agua continúa durante el tiempo que se requiere para izar la cuchara hasta la superficie del terreno, vaciarla y volverla a introducir. El nivel está aún recuperando cuando la cuchara toca el agua en su viaje de retorno.

El que esta profundidad del agua corresponda a la que se manifestaría de bombearse el pozo a la misma razón, depende de varios factores, y varía de acuerdo con las características del acuífero, el pozo mismo y la operación con la cuchara.

Sin embargo, una prueba de cuchara da una idea de la productividad del pozo. En realidad, es la única prueba necesaria en los pozos domésticos que van a ser bombeados solamente unas pocas horas al día. Para pozos mayores, la prueba de bombeo indica si el pozo merece una prueba formal; a qué profundidad habría que instalar la b6mbo y a qué caudal se debería bombear.

La operación con cuchara debe realizarse a razón constante. Los registros deben indicar el volumen de agua que la cuchara puede almacenar, el tiempo en que se

empieza, el número de cucharas llenas que se extrae cada minuto o cada 5 minutos, y la cantidad total de cucharas llenas extraídas durante todo el período de la prueba.

### Prueba Mediante la Introducción de Agua

La prueba que se realiza mediante la introducción de agua, permite estimar la capacidad de un pozo agregando agua a éste. Se realiza llenando el ademe del pozo con agua, y observando la velocidad a la cual descende el nivel conforme el agua fluye por el fondo del pozo hacia la formación acuífera. Lo anterior es el inverso de una prueba de bombeo en cierto aspecto, en la cual se extrae agua y se mide el abatimiento que se produce.

Durante la prueba de introducir agua, el nivel de ésta se mide cada minuto o cada medio minuto después de haber llenado el ademe. Se continúa con las mediciones hasta que el nivel haya descendido varios metros.

La prueba anterior resulta de utilidad cuando la permeabilidad o la transmisividad del acuífero son bajas. Si la formación toma el agua muy fácilmente, el nivel descenderá tan rápido que las medidas no se pueden obtener.

### Estimación de la Descarga en Tubos Abiertos

Las dimensiones de un chorro de agua que fluya en un tubo abierto, sea éste vertical u horizontal, pueden utilizarse para un cálculo grosso modo de la descarga.

El diámetro de la tubería y la altura a la cual se eleva el agua por encima de ésta, son los elementos que definen el flujo ascendente de un tubo vertical. F. E. Lawrence y P. L. Braunworth<sup>4</sup> de la Universidad de Cornell, han investigado la descarga en tubos verticales y sus resultados fueron publicados en 1906.

Estos investigadores descubrieron que

existen dos tipos de flujo que deben considerarse al estimar la descarga de tubos verticales. Cuando la altura del agua sobre el borde del extremo abierto del tubo es menor que cierto valor crítico, la descarga se asemeja a la que se produce en un vertedero. Cuando la altura de la lámina de agua sobrepasa otro valor crítico, el flujo es del tipo de descarga a chorro. Las descargas comprendidas entre estos dos valores límite, guardan una relación errática con respecto a la altura del agua.

La Figura 62 indica la manera en que debe medirse la altura de la cresta cuando prevalece el flujo a chorro. El flujo debe ser suficientemente constante de manera tal que la altura  $h$  no varíe apreciablemente. El mejor procedimiento es el de promediar varias medidas. La Tabla XI suministra las descargas para varios valores de la altura de la cresta sobre el borde del tubo. Los valores corresponden a tubería estándar de acero de los tamaños indicados y de superficie interior lisa.

Este método puede utilizarse para estimar la descarga proveniente de un pozo artesiano surgente o de un pozo bombeado en el cual el tubo de descarga pueda volverse hacia

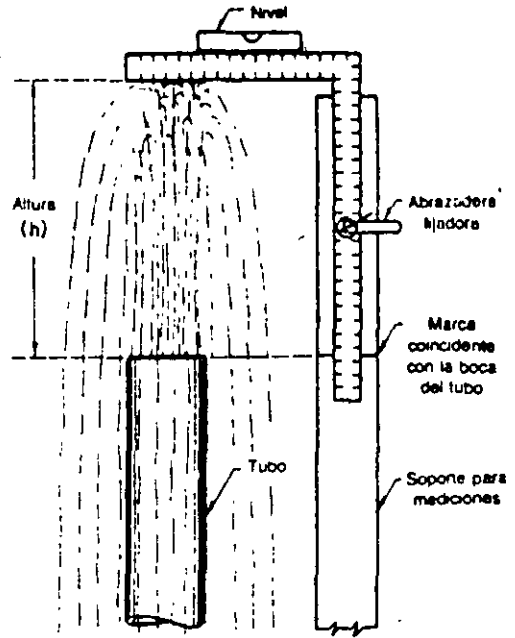


Fig. 62: Forma de medir la altura de la cresta en descarga a chorro de una tubería vertical.

arriba. La tubería vertical debe consistir de un tramo recto, no menor de 0.90 metros de longitud, de modo que el extremo abierto se halle a esa distancia por lo menos, de cualquier codo, doblez o válvula.

Para medir aproximadamente el valor de la descarga de una tubería horizontal,

Tabla XI  
Descarga en Tubos Verticales, en Metros Cúbicos por Minuto

Altura de la Cresta en mm.	Diámetro Nominal del Tubo					
	2" = 50.8 mm	3" = 76.2 mm	4" = 101.6 mm	5" = 127.0 mm	6" = 152.4 mm	8" = 203.2 mm
38 (1.5")	0.083	0.163	0.257	0.322	0.416	0.606
51 (2")	0.098	0.208	0.352	0.454	0.606	0.871
76 (3")	0.125	0.280	0.492	0.700	0.926	1.457
102 (4")	0.144	0.333	0.587	0.871	1.211	1.978
127 (5")	0.167	0.375	0.662	1.022	1.438	2.385
152 (6")	0.182	0.416	0.719	1.136	1.628	2.763
203 (8")	0.212	0.473	0.852	1.363	1.930	3.407
254 (10")	0.235	0.530	0.965	1.514	2.195	3.974
305 (12")	0.261	0.606	1.060	1.665	2.422	4.353
381 (15")	0.295	0.662	1.192	1.893	2.650	4.921
457 (18")	0.322	0.738	1.325	1.908	2.952	5.299
523 (21")	0.352	0.795	1.438	2.251	3.217	5.867
609 (24")	0.379	0.879	1.514	2.422	3.482	6.245

fluyendo a sección llena y con caída libre en el extremo del tubo, se miden las distancias horizontal y vertical desde el extremo del tubo hasta un punto dado situado en el centro del chorro. La Figura 63 muestra la manera de efectuar las mediciones.

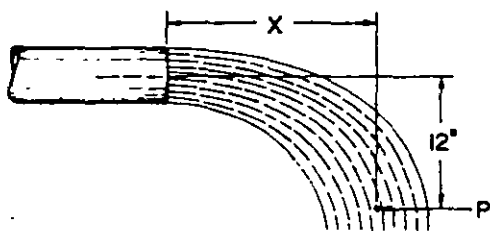


Fig. 63: La descarga de una tubería horizontal puede estimarse conociendo la distancia  $x$ .

El punto  $P$  puede localizarse si así se desea, en la superficie exterior del chorro en lugar de en el centro. En tal caso, la medida vertical deberá hacerse desde la parte superior del chorro en el extremo del tubo. Cuando el chorro se esparce, resulta más fácil localizar el centro de aquél que un punto en la superficie.

La Tabla XII da las descargas para varios tamaños de tubo estándar de acero y para diversos valores de la distancia horizontal  $X$ , estando fija la distancia vertical a 30.48 cms. La tubería de descarga debe ser recta por lo menos en una longitud de 1.50 metros, de modo que el extremo de salida se halle a esa distancia del codo, doblez o válvula más próxima.

### Referencias

1. THEIS, C. V., "The Significance and Nature of the Cone of Depression in Ground-Water Bodies," *Economic Geology* (1938) Vol. XXXIII, No. 8, pp 889-902, Economic Geology Publishing Company, Urbana, Illinois.
2. ANDERSON, KEITH E., "Water Well Handbook," 2nd Edition (1963), pp 145-154, Missouri Water Well Drillers Association, Rolla, Missouri.
3. SLICHTER, CHARLES S., "Approximate Methods of Measuring the Yield of Flowing Wells," *Water Supply Paper* 110 (1904) pp 37-42, U. S. Geological Survey, Washington.
4. LAWRENCE, F. E. and BRAUNWORTH, P. L., "Fountain Flow of Water in Vertical Pipe," *Transactions*, (1906) Vol. 57, p. 264, American Society of Civil Engineers, New York.

Tabla XII  
Descarga de Tubos Horizontales, Fluyendo a Sección Llena, en  $m^3/min$

Distancia X en centímetros a 30 cm. de caída	Diámetro del Tubo					
	2" = 50,8 mm	3" = 76,2 mm	4" = 161,6 mm	5" = 127 mm	6" = 152,4 mm	8" = 203,2 mm
15,2 (6")	0,079	0,174	0,303	0,473	0,684	0,806
17,8 (7")	0,091	0,191	0,352	0,553	0,799	1,378
20,3 (8")	0,106	0,231	0,401	0,632	0,916	1,585
22,9 (9")	0,117	0,261	0,450	0,712	1,030	1,772
25,4 (10")	0,132	0,291	0,503	0,787	1,143	1,968
27,9 (11")	0,159	0,318	0,553	0,867	1,256	2,165
30,5 (12")	0,144	0,348	0,602	0,926	1,370	2,308
38,1 (15")	0,198	0,435	0,753	1,185	1,715	2,952
50,8 (20")	0,265	0,583	0,803	1,578	2,368	3,936

APPLIED HYDROGEOLOGY

C.W. FETTER, Jr.

CAPITULO 4, PAG. 60 - 77

# Soil Moisture and Groundwater

---

chapter

# 4



# 4.1

## POROSITY OF EARTH MATERIALS

---

At the time they are formed, some rocks contain void spaces while others are solid. Those rocks occurring near the surface of the earth are not totally solid. The physical and chemical weathering processes there continually decompose and disaggregate rock, thus creating voids. Slight movements of rock masses near the surface can cause rocks to crack or fracture. This also results in openings between rocks.

**Sediments** are assemblages of individual grains that were deposited by water, wind, ice, or gravity. There are openings called **pore spaces** between the sediment grains, so that sediments are not solid.

The cracks, voids, and pore spaces in earth materials are of great importance to hydrogeology. Groundwater and soil moisture occur in the voids in otherwise solid earth materials.

### 4.1.1 DEFINITION OF POROSITY

The **porosity** of earth materials is the percentage of the rock or soil that is void of material. It is defined mathematically by the equation

$$n = \frac{100V_v}{V} \quad (4-1)$$

where

$n$  is the porosity (percentage)

$V_v$  is the volume of void space in a unit volume of earth material

$V$  is the unit volume of earth material, including both voids and solids

Laboratory porosity is determined by taking a sample of known volume ( $V$ ). The sample is dried in an oven at 105° C until it reaches a constant weight. This expels moisture clinging to surfaces in the sample, but not water that is hydrated as a part of certain minerals. The dried sample is then submerged in a known volume of water and allowed to remain in a sealed

chamber until it is saturated. The volume of the voids ( $V_v$ ) is equal to the original water volume less the volume in the chamber after the saturated sample is removed. This method excludes pores not large enough to contain water molecules and those which are not interconnected.

Under field conditions, some of the water in the pore spaces is tightly held to the surfaces of the mineral grains by surface tension. This water will not move through the sample when pulled by gravitational forces. The **effective porosity** is the ratio of the void space through which flow can occur to the total volume. It can be found by taking a saturated sample, prepared as previously described, and allowing it to drain. The sample is weighed before and after saturation. Gravity drainage is a slow process: periods up to a year are necessary for complete drainage. During the drainage process, the sample must be kept in an atmosphere with 100 percent relative humidity to prevent evaporation. Following drainage, the sample is again weighed. The effective porosity is found from the equation

$$n_e = 100 \frac{W_s - W_r}{W_s - W_o} \times \frac{V_v}{V} \quad (4-2)$$

where

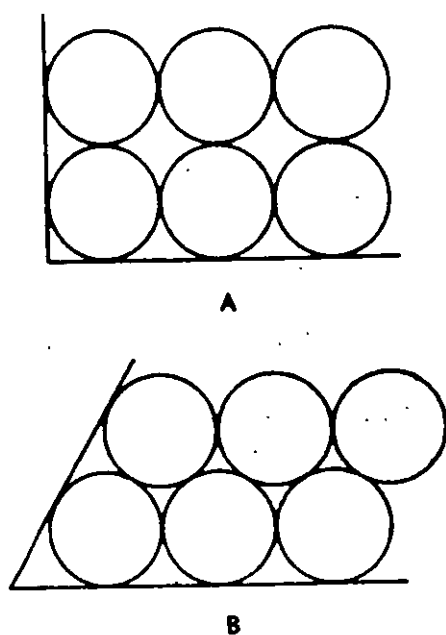
- $n_e$  is the effective porosity (percentage)
- $W_o$  is the weight of the air-dried sample
- $W_s$  is the weight of the saturated sample
- $W_r$  is the weight of the sample after gravity drainage

#### 4.1.2 POROSITY OF SEDIMENTS

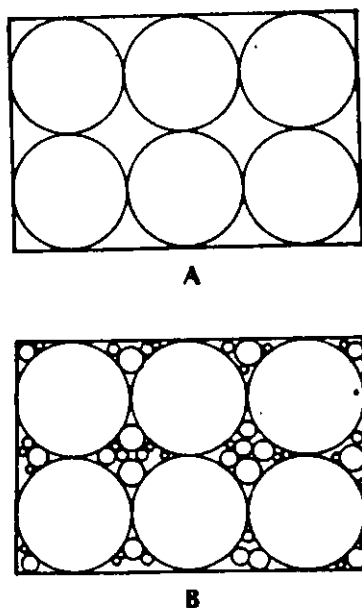
The porosity of sediments pertains to the void spaces between solid fragments. If the fragments are solid spheres of equal diameters, they can be put together in such a manner that each sphere sits directly on the crest of the underlying sphere (Figure 4.1). This is called **cubic packing**, with an associated porosity of 47.65 percent (1). If the spheres lie in the hollows formed by four adjacent spheres of the underlying layer, the result is **rhombohedral packing**, with a porosity of 25.95 percent (1).

These two configurations represent the extremes of porosity for arrangements of equidimensional spheres with each sphere touching all neighboring spheres. The diameter of the sphere does not influence the porosity. Thus, a room full of bowling balls in cubic packing would have the same porosity as a room full of 1-millimeter ball bearings. The volume of an individual pore would be much larger for the bowling balls. The porosity of well-rounded sediments, which have been sorted so that they are all about the same size, is independent of the particle size, and falls in the range of about 26 to 48 percent, depending upon the packing.

If a sediment contains a mixture of grain sizes, the porosity will be lowered. The smaller particles can fill the void spaces between the larger



**FIGURE 4.1.** A. Cubic packing of spheres with a porosity of 47.65 percent; B. Rhombohedral packing of spheres with a porosity of 25.95 percent.



**FIGURE 4.2.** A. Cubic packing of spheres of equal diameter with a porosity of 47.65 percent; B. Cubic packing of spheres with void spaces occupied by grains of smaller diameter, resulting in a much lower overall porosity.

ones. The wider the range of grain sizes, the lower the resulting porosity (Figure 4.2). Geologic agents can sort sediments into layers of similar sizes. Wind, running water, and wave action tend to create well-sorted sediments. Other processes, such as glacial action and landslides, result in sediments with a wide range of grain sizes. These poorly sorted sediments have low porosities.

In addition to grain-size sorting, the porosity of sediments is affected by the shape of the grains. Well-rounded grains may be almost perfect spheres, but many grains are very irregular. They can be shaped like rods, disks, or books. Sphere-shaped grains will pack more tightly and have less porosity than particles of other shapes. The fabric or orientation of the particles, if they are not spheres, also influences porosity.

Sediments are classified on the basis of the size (diameter) of the individual grains. Clay particles are 2 microns ( $2 \times 10^{-3}$  millimeter) or less in diameter. Silt falls in the range of 2 to 62 microns. Sand is no greater than 2 millimeters and no less than 62 microns. Pebbles or gravel are from 2 to 64 millimeters in diameter, while cobbles are in the range of 64 to 256 millimeters (Figure 4.3).

Clays and some clay-rich or organic soils can have very high porosities. Organic materials do not pack very closely because of their irregular

Limiting particle diameter		Size	Class	
(mm)	( $\phi$ units)			
2048	-11	V. Large	Boulders	GRAVEL
1024	-10	Large		
512	-9	Medium		
256	-8	Small		
128	-7	Large	Cobbles	
64	-6	Small		
32	-5	V. Coarse	Pebbles	
16	-4	Coarse		
8	-3	Medium		
4	-2	Fine		
2	-1	V. Fine	Sand	MUD
1	0	V. Coarse		
1/2	+1	Coarse		
1/4	+2	Medium		
1/8	+3	Fine		
1/16	+4	V. Fine	Silt	
1/32	+5	V. Coarse		
1/64	+6	Coarse		
1/128	+7	Medium		
1/256	+8	Fine	Clay	
1/512	+9	V. Fine		

**FIGURE 4.3.** Standard sizes of sediments with limiting particle diameters and the  $\phi$  scale of sediment size, in which  $\phi$  is equal to  $\log_2 s$  (the particle diameter). SOURCE: G. M. Friedman and J. E. Sanders, *Principles of Sedimentology* (New York: John Wiley & Sons, 1978). Used with permission.

shapes. The dispersive effect of the electrostatic charge present on the surfaces of certain book-shaped clay minerals causes clay particles to be repelled by each other. The result is a relatively large proportion of void space.

The general range of porosity that can be expected for some typical sediments is listed in Table 4.1.

TABLE 4.1. Porosity ranges for sediments (1, 2, 8, 9)

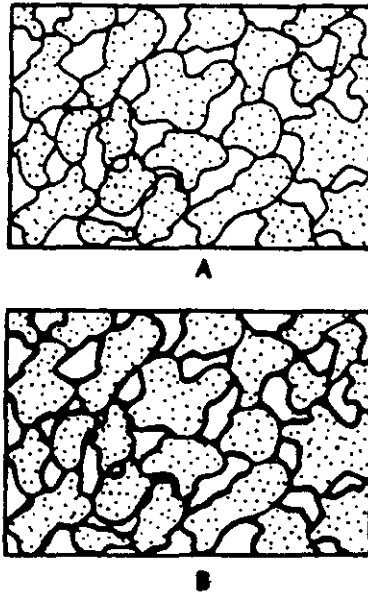
Well sorted sand or gravel	25–50%
Sand and gravel, mixed	20–35%
Glacial till	10–20%
Silt	35–50%
Clay	33–60%

### 4.1.3 POROSITY OF SEDIMENTARY ROCKS

**Sedimentary rocks** are formed from sediments through a process known as **diagenesis**. A sediment, which may be either a product of weathering or a chemically precipitated material, is buried. The weight of overlying materials and physiochemical reactions with fluids in the pore spaces induce changes in the sediment. This includes compaction, removal of material, addition of material, and transformation of minerals by replacement or change in mineral phase. Compaction reduces pore volume by rearranging the grains and reshaping them. The deposition of cementing materials such as calcite, dolomite, or silica will reduce porosity, although the dissolution of material that is dissolved by the pore fluid will increase porosity. The primary structures of the sediment may be preserved in the sedimentary rock. The porosity of a sandstone, for instance, will be influenced by the grain size, size sorting, grain shape, and fabric of the original sediment. Diagenesis is a complex process, but in general the primary porosity of a sedimentary rock will be less than that of the original sediment. This is especially true of fine-grained sediments (silts and clays) (Figure 4.4).

Rocks at the earth's surface are usually fractured to some degree. The fracturing may be mild, resulting in widely spaced joints. At the other extreme, violent fracturing may completely shatter the rock, resulting in fault breccias. Fractures create secondary porosity in the rock. Groundwater can be found in fractured sedimentary rocks in the pores between grains (**primary porosity**) as well as in fractures (**secondary porosity**). Groundwater flowing through fractures may enlarge them by solution of material. Bedding planes in the sedimentary rocks may have primary porosity formed during deposition of the sediments and secondary porosity if the rock has moved along a bedding plane.

Some cohesive sediments (those rich in silt and/or clay) are also subject to fracturing. In some cases, this is merely from shrinkage cracks that develop when the sediment dries. However, slumping, loading, or tectonic activity can also cause fracturing in nonplastic cohesive sediments. This fracturing can be a significant source of secondary porosity in such deposits.



**FIGURE 4.4.** A. A clastic sediment with porosity between the grains; B. Reduction in porosity of the clastic sediment due to deposition of cementing materials in the pore spaces.

Limestones and dolomites are well-known and widespread examples of sedimentary rocks of a chemical or biochemical origin. They are formed of calcium carbonate and calcium-magnesium carbonate, respectively. Gypsum, a calcium sulfate, and halite or rock salt (sodium chloride) are also widely distributed common examples of chemical precipitates.

The materials that formed these rocks were originally part of an aqueous solution. Inasmuch as the precipitation process is reversible, the rock can be redissolved. When these rock types are in a zone of circulating groundwater, the rock may be removed by solution. Groundwater moves initially through pore spaces, as well as along fractures, joints, and bedding planes. As more water moves through the bedding planes, they are preferentially dissolved and enlarged, causing the rock to become very porous. Some limestone formations have openings large enough to permit thousands of tourists a day to pass through. The caverns at Carlsbad, New Mexico, and Ljubljana, Yugoslavia, exemplify such massive porosity. Gypsum and salt may also be cavernous (1).

The percent porosity of sedimentary rocks is highly variable. In clastic rocks, it can range from 3 to 30 percent (2, 5, 6, 7). Reported values for limestones and dolomites range from less than 1 to 30 percent (2, 3, 4, 7).

#### 4.1.4 POROSITY OF PLUTONIC AND METAMORPHIC ROCKS

**Plutonic rocks** (those formed by intrusive igneous processes) and **metamorphic rocks** typically have a very low porosity (2). These rocks are formed of interlocking crystals; hence, there is virtually no void space in the inchoate rock. The porosity of newly crystallized igneous rocks at depth in the earth ap-

proaches zero. Rock resulting from high-grade metamorphism also exhibits interlocking crystalline structure, with a resultant low original porosity.

Two geologic processes, weathering and fracturing, increase overall rock porosity. Rock at depth is under pressure due to the weight of overlying materials. This rock may be fractured by expansion as the overlying weight is removed by erosion. Tectonic stresses in the earth can cause folding and faulting. Rock in a fault shear zone may be extensively fractured. Expansion cracks can form at the crest of a fold. Joint sets in crystalline rock are usually found in three mutually perpendicular directions (10). Fracturing increases porosity of crystalline rocks by about 2 to 5 percent (2, 11). Weathering due to chemical decomposition and physical disintegration operates with greater efficacy with increasing rock porosity. Weathered igneous and metamorphic rocks can have porosities in the range of 30 to 60 percent (12). Due to the sheetlike structure of some weathering minerals, such as the micas, porosities can exceed that of loosely packed spheres.

Porosity due to fracturing is concentrated in the rock along the sets of joints, and is a function of the width of the openings in the joints. Weathered rock has the pore spaces distributed throughout the rock, although weathering may be more intense along joint or weathering planes.

#### 4.1.5 POROSITY OF VOLCANIC ROCKS

**Volcanic rocks** (those formed by extrusive igneous activity) are similar in chemical composition to plutonic rocks, as both are formed by the cooling of molten rock (magma). However, extrusive rocks are formed in a surficial environment, which results in radically different porosity characteristics. Volcanic rocks include sills, which are injected between layers of rock; dikes, which are injected in rock, but cut across any bedding planes; lava flows, which are at the surface; and unconsolidated deposits of ash and cinders thrown from the volcano. Sills and dikes can cool slowly; lava typically cools more quickly.

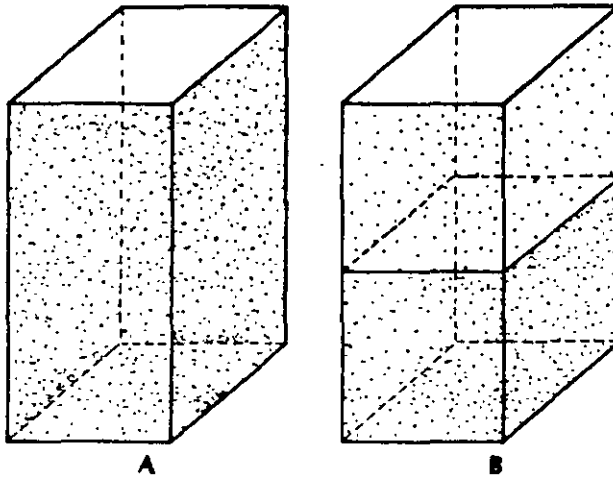
Lava cooling rapidly at the surface will trap degassing products, resulting in holes in the rock (vesicular texture). The holes create porosity, although they may not be interconnected. Shrinkage cracks that develop in the lava as it cools create joints. Flowing lava can form a crust, which then breaks apart to form a rubble structure. The broken surface of buried lava flows, the remains of natural lava tubes and tunnels through which molten lava once poured, and stream gravels trapped between lava flows all produce a high porosity in some extrusive rocks. Porosity of basalt, a crystalline extrusive rock that is formed from magma with a low gas content, generally ranges from 1 to 12 percent (13). Pumice, a glassy rock that is formed from a magma with a very high gas content, can have a porosity of as high as 87 percent (2), although the vesicles are not well interconnected.

Pyroclastic deposits are formed by volcanic material thrown into the air when molten. They can have high porosities. Values of porosity of tuff ranging from 14 to 40 percent have been reported (14). Recent volcanic ash

may have a porosity of 50 percent. Weathering of volcanic deposits can increase the porosity to values in excess of 60 percent (2).

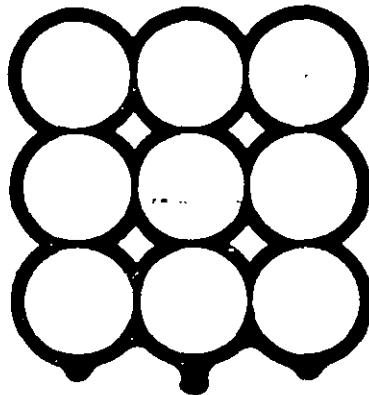
## SPECIFIC YIELD 4.2

**Specific yield ( $S_y$ )** is the ratio of the volume of water that drains from a saturated rock due to the attraction of gravity to the total volume of the rock (15) (Figure 4.5).



**FIGURE 4.5.** A. A volume of rock saturated with water; B. After gravity drainage, 1 unit volume of the rock has been dewatered with a corresponding lowering of the level of saturation. Specific yield is the ratio of the volume of water that drained from the rock due to gravity to the total rock volume.

Water molecules cling to surfaces due to the surface tension of the water (Figure 4.6). If gravity exerts a stress on a film of water surrounding a mineral grain, some of the film will pull away and drip downward. The remain-



**FIGURE 4.6.** Hygroscopic water clinging to spheres due to surface tension. Gravity attraction is pulling the water downward.



ing film will be thinner with a greater surface tension so that, eventually, the stress of gravity will be exactly balanced by the surface tension. **Hygroscopic water** is the moisture clinging to the soil particles due to surface tension. At that moisture content, gravity drainage will cease. The specific yield is approximately equal to the effective porosity.

If two samples are equivalent with regard to porosity, but the average grain size of one is much smaller than the other, the surface area of the finer sample will be larger. As a result, more water can be held as hygroscopic moisture by the finer grains.

The **specific retention** of a rock or soil is the ratio of the volume of water a rock can retain against gravity drainage to the total volume of the rock (15). Since the specific yield represents the volume of water that a rock will yield by gravity drainage, with specific retention the remainder, the sum of the two is obviously equal to porosity. The specific retention increases with decreasing grain size, so that a clay may have a porosity of 50 percent with a specific retention of 48 percent.

Table 4.2 lists the specific yield, in percent, for a number of sediment textures. The data for this table were compiled from a large number of samples in various geographic locations. Maximum specific yield occurs in sediments in the medium-to-coarse sand size range (0.5 to 1.0 millimeter). This is shown graphically in Figure 4.7, which plots specific yield as a function of grain size for several hundred samples from the Humboldt River Valley of Nevada.

TABLE 4.2. Specific yields in percent (16)

Material	Specific Yield		
	Maximum	Minimum	Average
Clay	5	0	2
Sandy clay	12	3	7
Silt	19	3	18
Fine sand	28	10	21
Medium sand	32	15	26
Coarse sand	35	20	27
Gravelly sand	35	20	25
Fine gravel	35	21	25
Medium gravel	26	13	23
Coarse gravel	26	12	22

Both soil formed by weathering processes at the surface and sediments that are depositional generally contain a mixture of clay, silt, and sand. Figure 4.8 is a soil classification triangle showing lines of equal specific yield (16). It is apparent that the specific yield increases rapidly as the percentage of sand increases, and as the percentages of silt, and especially clay, decrease.

Specific yield may be determined by laboratory methods. A sample of sediment of known volume is fully saturated. This is usually done in a soil column that is flooded slowly from the bottom, allowing air to escape upward.

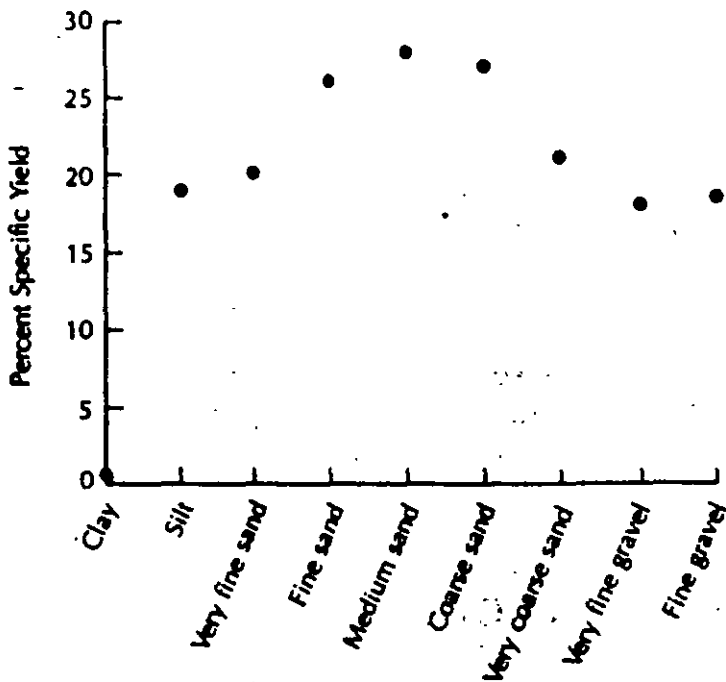


FIGURE 4.7. Specific yield of sediments from the Humboldt River Valley of Nevada as a function of the median grain size. SOURCE: Data from P. Cohen, U.S. Geological Survey Water Supply Paper 1975, 1965.

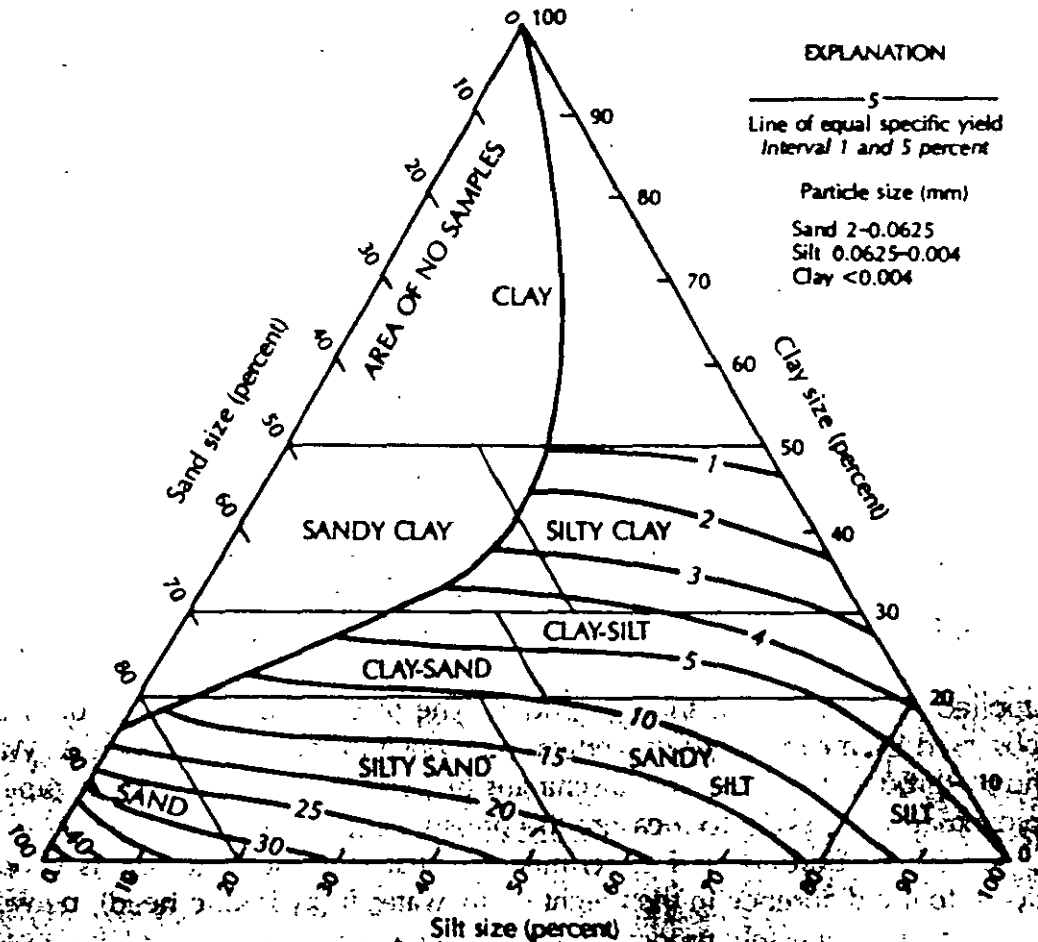


FIGURE 4.8. Textural classification triangle for unconsolidated materials showing the relation between particle size and specific yield. SOURCE: A. I. Johnson, U.S. Geological Survey Water Supply Paper 1662-D, 1967.

Water is then allowed to drain from the column (17). Care must be taken to avoid evaporation losses; even for sand-sized grains, columns must be allowed to drain for very long time periods (months) before equilibrium is reached (18). The ratio of the volume of water drained to the volume of the soil column is the specific yield (multiplied by 100 to express the value as a percentage).

The specific yield of sediment and rock can also be determined in the field. Water wells are pumped, and the rate at which the water level falls in nearby wells is measured (19, 20, 21). Chapter 8 includes a discussion of such pumping-test methods.

## 4.3

### HYDRAULIC CONDUCTIVITY OF EARTH MATERIALS

We have seen that earth materials near the surface generally contain some void space and thus exhibit porosity. Moreover, in most cases, these voids are interconnected to some degree. Water contained in the voids is capable of moving from one void to another, thus circulating through the soil, sediment, and rock. It is the ability of a rock to transmit water which, together with its ability to hold water, constitute the most significant hydrogeologic properties. There are some rocks that exhibit porosity but lack interconnected voids, e.g., vesicular basalt. These rocks cannot convey water from one void to another. Some sediments and rocks have porosity, but the pores are so small that water flows through the rock with difficulty. Clay and shale are examples.

#### 4.3.1 DARCY'S EXPERIMENT

In the mid-nineteenth century, a French engineer, Henry Darcy, made the first systematic study of the movement of water through a porous medium (22). He studied the movement of water through beds of sand used for water filtration. Darcy found that the rate of water flow through a bed of a "given nature" is proportional to the difference in the height of the water between the two ends of the filter beds and inversely proportional to the length of the flow path. He also determined that the quantity of flow is proportional to a coefficient,  $K$ , which is dependent upon the nature of the porous medium.

Figure 4.9 illustrates a horizontal pipe filled with sand. Water is applied under pressure through end A. The pressure can be measured and observed by means of a thin vertical pipe open in the sand at point A. Water flows through the pipe and discharges at point B. Another vertical pipe or piezometer is present to measure the pressure at B.

Darcy found experimentally that the discharge,  $Q$ , is proportional to the difference in the height of the water,  $h$  (hydraulic head), between the ends and inversely proportional to the flow length,  $L$ :

$$Q \propto h_A - h_B \quad Q \propto 1/L$$

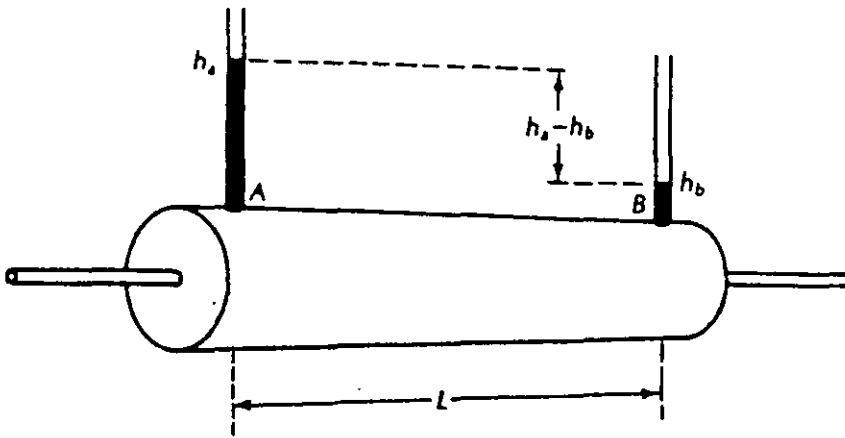


FIGURE 4.9. Horizontal pipe filled with sand to demonstrate Darcy's experiment. (Darcy's original equipment was actually vertically oriented.)

The flow is also obviously proportional to the cross-sectional area of the pipe,  $A$ . When combined with the proportionality constant,  $K$ , the result is the expression known as **Darcy's law**:

$$Q = KA \left( \frac{h_A - h_B}{L} \right) \quad (4-3)$$

This may be expressed in more general terms as

$$Q = -KA \left( \frac{dh}{dl} \right) \quad (4-4)$$

where  $dh/dl$  is known as the **hydraulic gradient**. The quantity  $dh$  represents the change in head between two points that are very close together, and  $dl$  is the small distance between these two points. The negative sign indicates that flow is in the direction of decreasing hydraulic head. The use of the negative sign necessitates careful determination of the sign of the gradient. If the value of  $h_2$  at point  $X_2$  is greater than  $h_1$  at point  $X_1$ , then flow is from point  $X_2$  to  $X_1$ . If  $h_1 > h_2$ , then flow is from  $X_1$  to  $X_2$ .

### 4.3.2 HYDRAULIC CONDUCTIVITY

Equation (4-4) can be rearranged to show that the coefficient  $K$  has the dimensions of length/time ( $L/T$ ), or velocity. This coefficient has been termed the **hydraulic conductivity**. In older works, it may be referred to as the coefficient of permeability:

$$K = \frac{Q}{A(dh/dL)} \quad (4-5)$$

Discharge has the dimensions volume/time ( $L^3/T$ ), area ( $L^2$ ), and gradient ( $L/L$ ). Substituting these dimensions into Equation (4-5), the dimensions of  $K$  are determined:

$$K = \frac{(L^3/T)}{(L^2)(L/L)} = (L/T)$$

Darcy did not address the fact that the value of  $K$  is a function of properties of both the porous medium and the fluid passing through it. It is intuitively obvious that a viscous fluid (one which is thick), such as crude oil, will move at a slower rate than water, which is thinner and has a lower viscosity. The hydraulic conductivity is directly proportional to the specific weight,  $\gamma$ , of the fluid. The specific weight is the force exerted by gravity on a unit volume of the fluid. This represents the driving force of the fluid. Hydraulic conductivity is also inversely proportional to the dynamic viscosity of the fluid,  $\mu$ , which is a measure of the resistance of the fluid to the shearing that is necessary for fluid flow. A proportionality expression for  $K$  can be written as

$$K = K_i \left( \frac{\gamma}{\mu} \right) = K_i \left( \frac{\rho g}{\mu} \right) \quad (4-6)$$

where  $g$  is the acceleration of gravity and  $\rho$  is the density.

The new constant,  $K_i$ , is representative of the properties of the porous medium alone. It is termed the **intrinsic permeability**. This is basically a function of the size of the openings through which the fluid moves. The larger the square of the mean pore diameter,  $d$ , the lower the flow resistance. The cross-sectional area of a pore is also a function of the shape of the opening. A constant can be used to describe the overall effect of the shape of the pore spaces. Using this dimensionless constant, called the **shape factor**,  $C$ , the intrinsic permeability is given by the expression

$$K_i = Cd^2 \quad (4-7)$$

The dimensions of  $K_i$  are  $(L^2)$ , or area.

Units for  $K_i$  can be in square feet or square centimeters. In the petroleum industry, the **darcy** is used as a unit of intrinsic permeability. (The petroleum engineer is similarly concerned with the occurrence and movement of fluids through porous media.) The darcy is defined as

$$1 \text{ darcy} = \frac{1 \text{ centipoise} \times 1 \text{ cm}^3/\text{sec}}{1 \text{ cm}^2 \times 1 \text{ atmosphere}/1 \text{ cm}}$$

This expression can be converted to square centimeters, since

$$1 \text{ centipoise} = 0.01 \text{ dyne-sec/cm}^2$$

and

$$1 \text{ atmosphere} = 1.0132 \times 10^6 \text{ dynes/cm}^2$$

Substituting into the definition of the darcy, it may be seen that

$$1 \text{ darcy} = 9.87 \times 10^{-9} \text{ cm}^2$$

Both the viscosity and the density of a fluid are functions of its temperature. The colder the fluid, the more viscous it is (Figure 4.10). There is also a more complex relationship between temperature and density, as the density of water decreases with temperature to 4° C, at which temperature it is at a maximum. The hydraulic conductivity of a rock or sediment will vary with the temperature of the water. As solutions become saline, this may also affect the values of specific gravity and viscosity, which will also cause the hydraulic conductivity to vary.

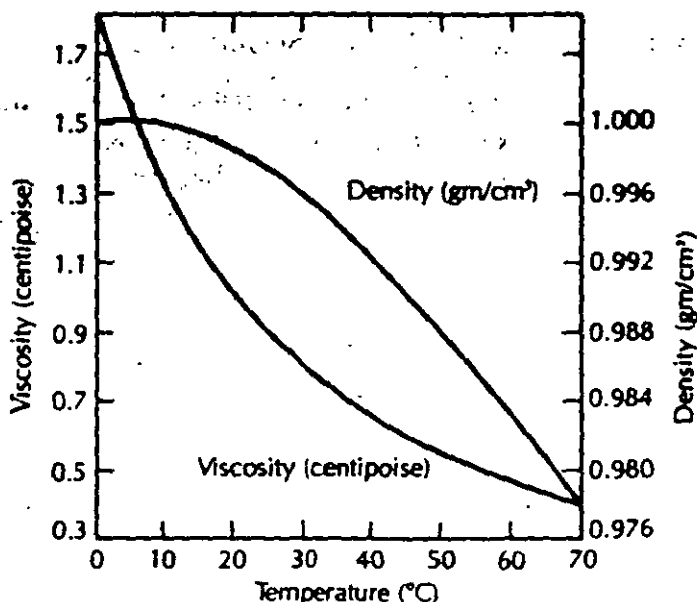


FIGURE 4.10. Variation of viscosity and density of pure water with temperature.

The laboratory or standard value of hydraulic conductivity is defined for pure water at a temperature of 15.6° C. The most logical units are those of distance/time, such as centimeters per second or feet per day. In the United States, a derived unit of gallons per day per square foot is often used. This is defined as the flow in gallons per day through a cross-sectional area of 1

TABLE 4.3. Conversion values for hydraulic conductivity

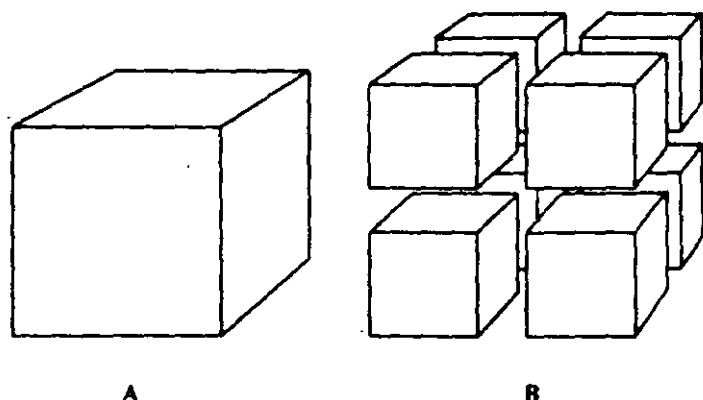
1 gal/day/ft <sup>2</sup>	= 0.0408 m/day
1 gal/day/ft <sup>2</sup>	= 0.134 ft/day
1 gal/day/ft <sup>2</sup>	= 4.72 × 10 <sup>-5</sup> cm/sec
1 ft/day	= 0.305 m/day
1 ft/day	= 7.48 gal/day/ft <sup>2</sup>
1 ft/day	= 3.53 × 10 <sup>-4</sup> cm/sec
1 cm/sec	= 864 m/day
1 cm/sec	= 2835 ft/day
1 cm/sec	= 21,200 gal/day/ft <sup>2</sup>
1 m/day	= 24.5 gal/day/ft <sup>2</sup>
1 m/day	= 3.28 ft/day
1 m/day	= 0.00116 cm/sec

square foot under a gradient of 1 at 60° F. The unit is named the **meizner** after O. E. Meinzer, a pioneering groundwater geologist with the U.S. Geological Survey. However, the name meizner is rarely used in practice. For pure water at 15.6° C, a porous medium with an intrinsic permeability of 1 darcy would have a hydraulic conductivity of 18.2 meinzers or  $8.61 \times 10^{-4}$  centimeter per second. In the SI system of units, conductivity is in meters per day. Units of centimeters per second are widely used in soil mechanics.

### 4.3.3 PERMEABILITY OF SEDIMENTS

Unconsolidated coarse-grained sediments represent some of the most prolific producers of groundwater. Likewise, clays are often used for engineering purposes, such as lining solid waste disposal sites, because of their extremely low intrinsic permeability. There is obviously a wide-ranging continuum of permeability values for unconsolidated sediments.

The intrinsic permeability is a function of the size of the pore opening. The smaller the size of the sediment grains, the larger the surface area the water contacts (Figure 4.11). This increases the frictional resistance to flow, which reduces the intrinsic permeability. For well-sorted sediments, the intrinsic permeability is inversely proportional to the grain size of the sediment (23).



**FIGURE 4.11.** Relationship of sediment grain size to surface area of pore spaces. **A.** A cube of sediment with a surface area of six square units; **B.** The cube has been broken into eight pieces, each with a diameter of one-half of the cube in Part A. The surface area has increased to twelve square units—an increase of 100 percent.

For sand-sized alluvial deposits, several factors relating intrinsic permeability to grain size have been noted (24). These observations would hold true for all sedimentary deposits, regardless of origin of deposition.

1. As the median grain size increases, so does permeability. This is due to larger pore openings.
2. Permeability will decrease for a given median diameter as the standard deviation of particle size increases. The increase in standard deviation indicates a more poorly sorted

sample, so that the finer material can fill the voids between larger fragments.

3. Coarser samples show a greater decrease in permeability with an increase in standard deviation than fine samples.
4. Unimodal (one dominant size) samples have a greater permeability than bimodal (two dominant sizes) samples. This is again a result of poorer sorting of the sediment sizes, as the bimodal distribution indicates.

**TABLE 4.4.** Ranges of intrinsic permeabilities and conductivities for unconsolidated sediments

Material	Intrinsic Permeability (darcys)	Conductivity (cm/sec)
Clay	$10^{-6} - 10^{-3}$	$10^{-9} - 10^{-6}$
Silt, sandy silts, clayey sands, till	$10^{-3} - 10^{-1}$	$10^{-6} - 10^{-4}$
Silty sands, fine sands	$10^{-2} - 1$	$10^{-5} - 10^{-3}$
Well-sorted sands, glacial outwash	$1 - 10^2$	$10^{-3} - 10^{-1}$
Well-sorted gravel	$10 - 10^3$	$10^{-2} - 1$

#### 4.3.4 PERMEABILITY OF ROCKS

The intrinsic permeability of rocks is due to primary openings formed with the rock and secondary openings created after the rock was formed. The size of openings, the degree of interconnection, and the amount of open space are all significant.

Clastic sedimentary rocks have primary permeability characteristics similar to unconsolidated sediments. However, diagenesis can reduce the size of the throats which connect adjacent pores through cementation and compaction. This could reduce permeability substantially without a large impact on primary porosity. Primary permeability may also be due to sedimentary structures, such as bedding planes.

Crystalline rocks, whether of igneous, metamorphic, or chemical origin, typically have a low primary permeability, in addition to a low porosity. The intergrown crystal structure contains very few openings, so fluids cannot pass through as readily. The exceptions to this are volcanic rocks, which can have a high primary porosity. If the openings are large and well connected, then high permeability may also be present.

Secondary permeability can develop in rocks through fracturing. The increase in permeability is initially due to the number and size of the fracture openings. As water moves through the fractures, minerals may be dissolved from the rock and the fracture enlarged. This increases the permeabil-



ity. Chemically precipitated rocks (limestone, dolomite, gypsum, halite) are most susceptible to solution enlargement, although even igneous rocks may be so affected. Bedding-plane openings of sedimentary rocks may also be enlarged by solution.

Weathering is another process which can result in an increase in permeability. As the rock is decomposed or disintegrated, the number and size of pore spaces, cracks, and joints can increase.

**EXAMPLE PROBLEM**

The intrinsic permeability of a consolidated rock is  $2.7 \times 10^{-3}$  darcy. What is the conductivity for water at  $15^\circ \text{C}$ ?

At  $15^\circ \text{C}$  for water,

$$\rho = 0.999099 \text{ gm/cm}^3$$

$$\mu = 0.011404 \text{ poise}$$

The acceleration of gravity is given as

$$g = 980 \text{ cm/sec}^2$$

As 1 darcy =  $9.87 \times 10^{-9}$  square centimeter, the intrinsic permeability is  $2.66 \times 10^{-11}$  square centimeter:

$$K = k \left( \frac{\rho g}{\mu} \right) = 2.66 \times 10^{-11} \text{ cm}^2 \times \frac{0.999099 \text{ gm/cm}^3 \times 980 \text{ cm/sec}^2}{0.011404 \text{ poise}}$$

$$1 \text{ poise} = \frac{\text{dyne-sec}}{\text{cm}^2}$$

$$1 \text{ dyne} = \frac{\text{gm-cm}}{\text{sec}^2}$$

$$1 \text{ poise} = \frac{\text{gm}}{\text{sec-cm}}$$

$$K = 2.28 \times 10^{-6} \frac{\text{gm/cm}^3 \times \text{cm/sec}^2}{\text{gm/sec-cm}}$$

$$= 2.28 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

## 4.4

### FORCES ACTING ON GROUNDWATER

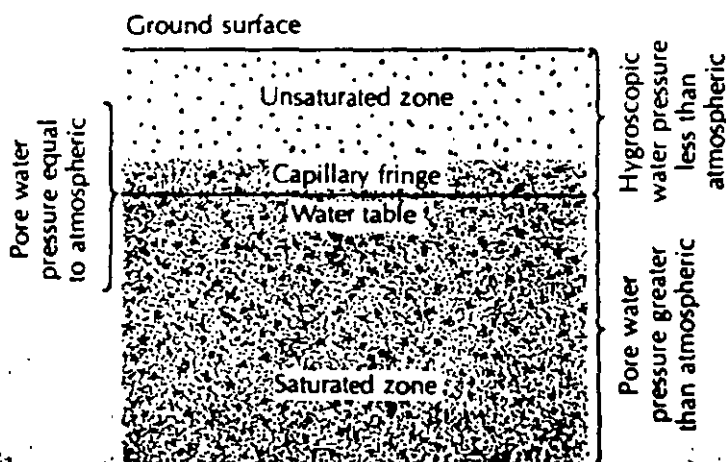
There are three outside forces acting on the water contained in the ground. The most obvious of these is **gravity**, which pulls water downward. The second force is **external pressure**. Above the zone of saturation, atmospheric pressure

is acting. The combination of atmospheric pressure and the weight of overlying water creates pressures in the zone of saturation. The third force is **molecular attraction**, which causes water to adhere to solid surfaces. It also creates surface tension in water when the water is exposed to air. The combination of these two processes is responsible for the phenomenon of capillarity.

When water in the ground is flowing through a porous medium, there are forces resisting the fluid movement. These consist of the **shear stresses** acting tangentially to the surface of the solid and **normal stresses** acting perpendicularly to the surface (29). We can think of these forces collectively as "friction." The internal molecular attraction of the fluid, itself, resists the movement of fluid molecules past each other. This shearing resistance is known as the viscosity of the fluid.

## WATER TABLE 4.5

Water may be present beneath the earth's surface as a liquid, solid, or vapor. Other gases may also be present, either in vapor phase or dissolved in water. In the lower zone of porosity, generally all that is present is mineral matter and liquid water. The rock is saturated with water, and the water may also contain dissolved gas. The fluid pressure is greater than atmospheric pressure due to the weight of overlying water. As the surface is approached, the fluid pressure decreases as the thickness of fluid above it decreases. At some depth, which varies from place to place, the pressure of the fluid in the pores is equal to atmospheric pressure. The undulating surface at which pore water pressure is equal to atmospheric pressure is called the **water table** (Figure 4.12).



**FIGURE 4.12.** Distribution of fluid pressures in the ground with respect to the water table.

Water in a shallow well (a meter or less below the water table) will rise to the elevation of the water table at that location. The position of the water table often follows the general shape of the topography, although the

water-table relief is not as great as the topographic relief. At all depths below the water table, the rock is generally saturated with water.\*

A hypothetical experiment can serve to illustrate the formation of the water table. A box made of clear plastic is filled with sand. A notch is cut in one side of the plastic, and the surface of the sand is smoothed to model a valley draining toward the notch. A fine mist of water is then spread evenly over the surface of the sand, simulating rainfall. The precipitation rate is sufficiently low to preclude any overland flow. The water will move downward through the sand, so that, eventually, a zone of saturation will develop at the bottom. As shown in Figure 4.13A, this zone will have a level surface. As more rainfall is simulated, the water table will rise, continuing to be perfectly flat. It will follow this pattern until the water table reaches the lowest point in the valley.

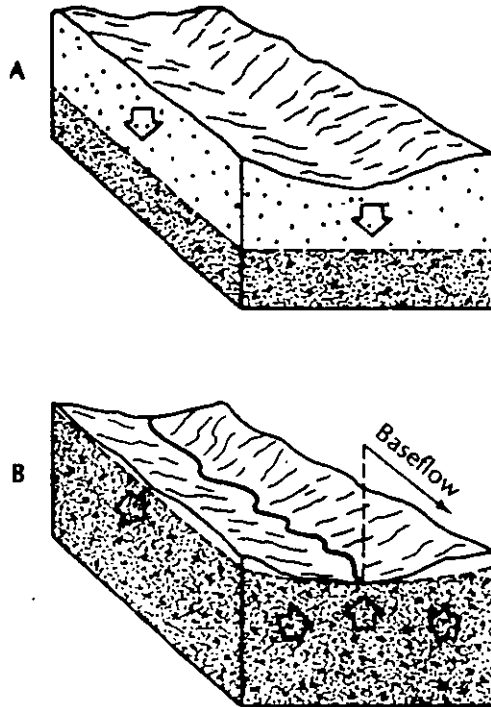


FIGURE 4.13. A. Diagram of a flat-lying water table in an aquifer where there is downward movement of water through the unsaturated zone but no lateral groundwater movement; B. Diagram of the water table in a region where water is moving downward through the unsaturated zone to the water table and moving as groundwater flow through the zone of saturation toward a discharge zone along the stream. Net discharge from the aquifer is occurring as baseflow from the stream.

Continuing rainfall will cause further increases in the height of the water table. In the valley, the water level will be above the surface, so that water will now flow through the notch. Elsewhere, the water table will be higher than the elevation of the notch, and groundwater will begin to flow

\*There are exceptions. The rocks may contain trapped liquid and gaseous hydrocarbons, for example. Or there may be isolated voids, which cannot fill with any fluid.

APPLIED HYDROGEOLOGY

CW FETTER, JR.

CAPITULO 6, PAG. 152 - 167

# Regional Groundwater Flow

---

chapter

6

## 6.1 INTRODUCTION

---

In the zone of actively flowing groundwater, the water moves through the porous media under the influence of the fluid potential. This movement is a three-dimensional phenomenon, yet we are usually forced to represent it on a two-dimensional medium. In the diagrams in this chapter, the reader will have to imagine the implied third dimension. We will start by examining steady flow through isotropic, homogeneous media and then include the effects of nonhomogeneity and anisotropy.

Flow nets will be used to illustrate the various regional flow patterns. These are a means of portraying the solution to the Laplace equation which governs steady flow (see page 124). The various solutions will represent differing conditions of hydraulic conductivity and aquifer geometry. This type of flow net is constructed by drawing streamlines on a potential field. The potential fields are solutions to a mathematical model of the aquifer systems. Laplace's equation was solved either analytically (2, 3) or numerically (4, 5) with different boundary conditions. One of the most critical boundary conditions is the shape of the water table or potentiometric surface. The streamlines are drawn to illustrate some of the possible flow paths.

## 6.2 STEADY REGIONAL GROUNDWATER FLOW IN UNCONFINED AQUIFIERS

---

### 6.2.1 RECHARGE AND DISCHARGE AREAS

In unconfined aquifers, some characteristics are common to most **recharge areas**; likewise, most **discharge areas** have some common denominators. Recharge areas are usually in topographical high places; discharge areas are located in topographic lows. In the recharge areas, there is often a rather deep unsaturated zone between the water table and the land surface. Conversely, the water table is found either close to or at the land surface in discharge areas.

## 6.2 STEADY REGIONAL GROUNDWATER FLOW IN UNCONFINED AQUIFERS

Streamlines on a flow net tend to diverge from recharge areas and converge toward discharge areas. This convergence will not occur if the discharge zone is large, such as a coastline. A water-table contour map can often be used to locate groundwater recharge and discharge areas. Streamlines can be drawn on the basis of groundwater contours, crossing them at right angles if the aquifer is isotropic.

In the field, vegetation and surface water can sometimes be used to locate discharge areas. There may be some physical manifestation of the discharging groundwater, which can take the form of a spring, seep, lake, or stream. The presence of vegetation common to wet soils may be indicative of discharge areas. In arid regions, groundwater may be discharged as evaporation or transpiration. In such cases, a thicker-than-normal cover of vegetation or a salt deposit may indicate a discharge area.

The aforementioned physical manifestations sometimes betoken a groundwater discharge area—but not always. In nonhomogeneous materials, a low-permeability layer may, for example, form a perched aquifer, which could result in a wetland or pond. A thorough evaluation of all hydrogeologic information should always be made.

Many field studies conducted in humid regions note that the water table in unconfined aquifers usually has the same general shape as the surface topography. This is not surprising, since recharge taking place in topographical high areas has a greater potential energy than recharge in lower areas. This greater energy is reflected in the higher elevations of the water table in those locations. This generalization may not be true in arid regions.

### 6.2.2 GROUNDWATER FLOW PATTERNS IN HOMOGENEOUS AQUIFERS

A descriptive model of regional steady-state groundwater flow in an unconfined aquifer was first presented by Hubbert (1). He demonstrated that the hydraulic head at a point in a potential field represents the elevation to which water will rise in a **piezometer\*** which is open only at that point. At the point where an equipotential line intersects the water table, water in the piezometer will rise to the water table. Elsewhere, water in a piezometer intersecting the equipotential line may be above or below the water table, depending upon the relative hydraulic potential.

In Figure 6.1, the water levels in both Piezometer A and Piezometer B are equal, as they both end on the same equipotential line. Piezometer A is located on the water table, while Piezometer B is in an area where the water table has a higher elevation; hence, a greater potential, than A. The water level of Piezometer B is lower than the water table at that location. If a shallow piezometer were installed next to Piezometer B, the water level would be higher in the shallower piezometer. In this area, the value of the hydraulic potential decreases downward, indicating that the direction of flow is

---

\*A piezometer is a small-diameter well with a very short well screen or section of slotted pipe at the end. It measures the hydraulic head at a point in the aquifer.

downward. Areas with this distribution of potential are recharge areas for a water-table aquifer.

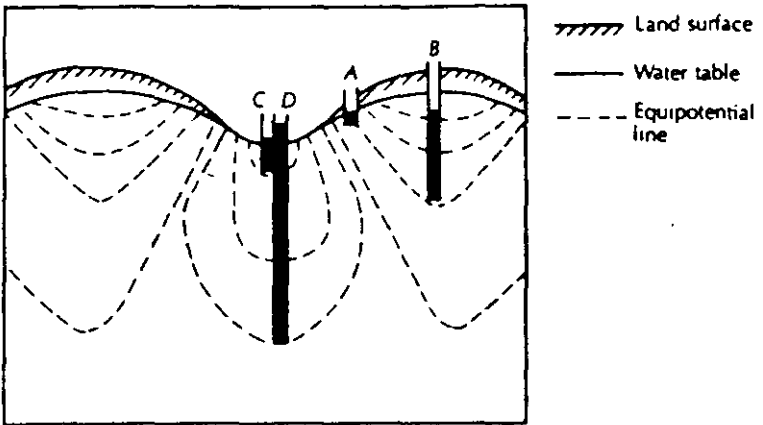


FIGURE 6.1. Water level in a piezometer will rise to the elevation of the hydraulic head represented by the potential at the open end of the piezometer. The water level of Piezometers A and B is the same, since both terminate on the same equipotential line.

In certain places in the potential field, in adjacent piezometers of different depths, there will be a higher water level in the deeper one. Such is the case with Piezometers C and D. Here, the hydraulic potential increases with depth, indicating upward flow. This is a discharge area.

Having identified the direction of flow at various points in this potential field, we can draw flowlines (Figure 6.2). If the diagram had equal horizontal and vertical scales, and the medium were isotropic, the flowlines would cross the equipotential lines at right angles. However, due to the vertical exaggeration of the drawing, the lines will cross at less than a right angle, even though the flow field is in an isotropic medium.\* Hubbert's model was for an unconfined aquifer of great depth. The crest of the water table represents a groundwater divide, with flow going in opposite directions on either side. The valley bottoms are areas of concentrated groundwater discharge into streams, with the streamlines converging toward them.

Not all drainage basins have concentrated discharge areas. If groundwater is discharged primarily by evapotranspiration, or if there is no major topographic valley, the discharge area may be quite widespread. In such cases, the regional flow pattern will not have converging flowlines. Figure 6.3A shows a flow net for a cross section of a homogeneous drainage basin with a gently sloping water table and a horizontal, impermeable lower boundary (2). The entire upper half of the drainage basin is in the recharge area, while the lower portion forms a discharge area. There is no vertical exaggeration in the

\*For a discussion of the problem of drawing streamlines, see R. O. Von Everdingen, *Groundwater Flow Diagrams in Sections with Exaggerated Vertical Scale*, Geological Survey of Canada Paper 63-27, 1963.

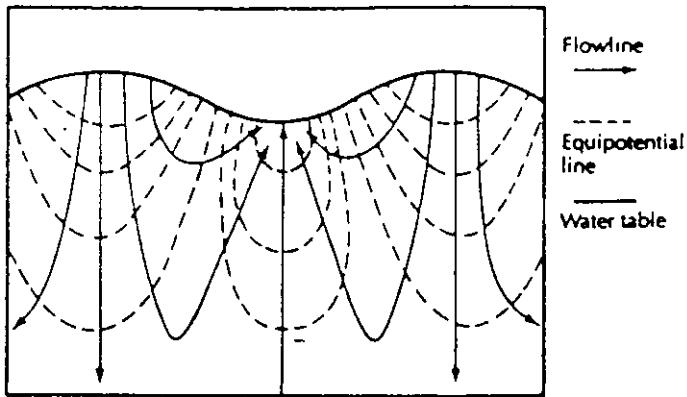


FIGURE 6.2. Flowlines based on the equipotential field of Figure 6.1. The aquifer is assumed to be very deep. SOURCE: M. K. Hubbert, *Journal of Geology*, 48, no. 8, (1940):795-944. Used with permission of University of Chicago Press.

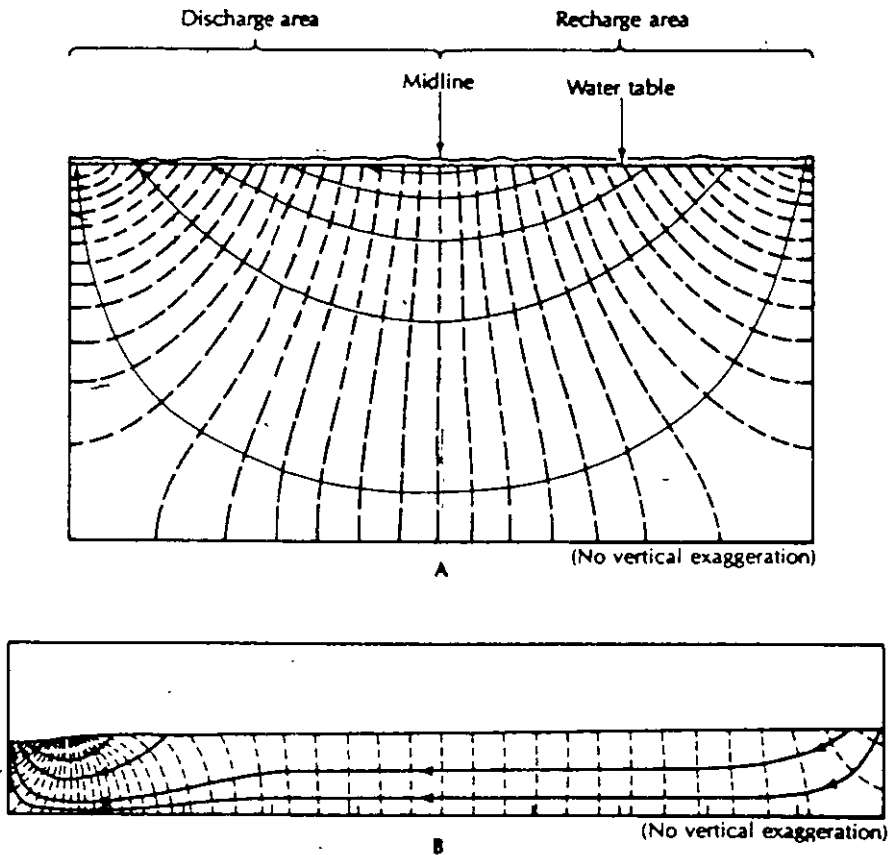


FIGURE 6.3. A. Regional flow pattern in an area of sloping linear topography and water table. The flow pattern is symmetrical about the midline; B. Regional flow pattern in an area with a break in the regional topographic slope forming a major valley. The discharge area is controlled by the valley. SOURCES: Part A. J. A. Tóth, *Journal of Geophysical Research*, 67 (1962):4375-87. Part B. R. A. Freeze and P. A. Witherspoon, *Water Resources Research*, 3 (1967):623-34.



drawing, so that streamlines cross equipotential lines at right angles. In recharge areas, the angle between the water table and equipotential lines is oblique and points upstream; at the hinge or midline, it is a right angle; and in groundwater discharge areas, it is oblique and points downstream (5). If a major valley is present in the discharge area, groundwater discharge is concentrated in the valley (5). This changes the potential field, and the entire area above the valley is a recharge area. Figure 6.3B shows a flow net for this situation. There is no vertical exaggeration in the figure.

In Parts A and B of Figure 6.3, there is only one flow system; i.e., a single recharge area and a single discharge area. This occurs because the surface topography—hence, the water table—is linear with a regional slope. However, if the surface topography has well-defined local relief, a series of local groundwater flow systems can form in humid regions (2, 5). This is due to the fact the topographic relief causes undulations in the water table. A local groundwater flow system has the recharge area at a topographic high spot and its discharge area at an adjacent topographic low. Figure 6.4A shows a flow net of a groundwater drainage basin with a series of local flow systems (3, 4, 5). The basin depth is one-twentieth of the basin length from the regional groundwater divide to the lowest part of the basin, and there is no vertical exaggeration.

If the basin depth-to-width ratio increases, other flow systems may also develop. Intermediate flow systems have at least one local flow system between their recharge and discharge areas. Regional flow systems have the recharge area at the basin divide and the discharge area at the valley bottom (Figure 6.4B). Depending upon the drainage basin topography and the basin-shape geometry, flow systems may have regional; local; local and intermediate; or local, intermediate, and regional components.

In addition to the influence of the drainage basin depth/length ratio, it has been shown that the more pronounced the relief of the undulating water table, the deeper the local flow systems extend. In some basins, both local and regional flow systems may exist, while in other basins with a similar depth/length ratio but with a more pronounced water-table relief, only deep local flow systems develop. This is illustrated in Figure 6.5A, which has local and intermediate flow systems, and in Part B of the figure, where the more pronounced relief of the water table has resulted in the exclusive formation of local flow systems.

One of the features of complex flow systems is the presence of **stagnation points** in the flow field (3). At a stagnation point, the magnitude of the vectors in the flow field are equal but opposite in direction and cancel each other. The value of the hydraulic potential is lower at the stagnation point than at any part of the surrounding region. Groundwater flow paths diverge around stagnation points, which are found at the juncture of local and regional flow systems. Figure 6.6 illustrates the potential field and flow paths at a stagnation point. Stagnation points can exist in materials that are completely isotropic and homogeneous.

It has been suggested that "dead cells" or stagnation points might be appropriate areas in which to inject waste fluids for permanent disposal (6). Diffusion would then be the only physical mechanism to disperse the fluid.

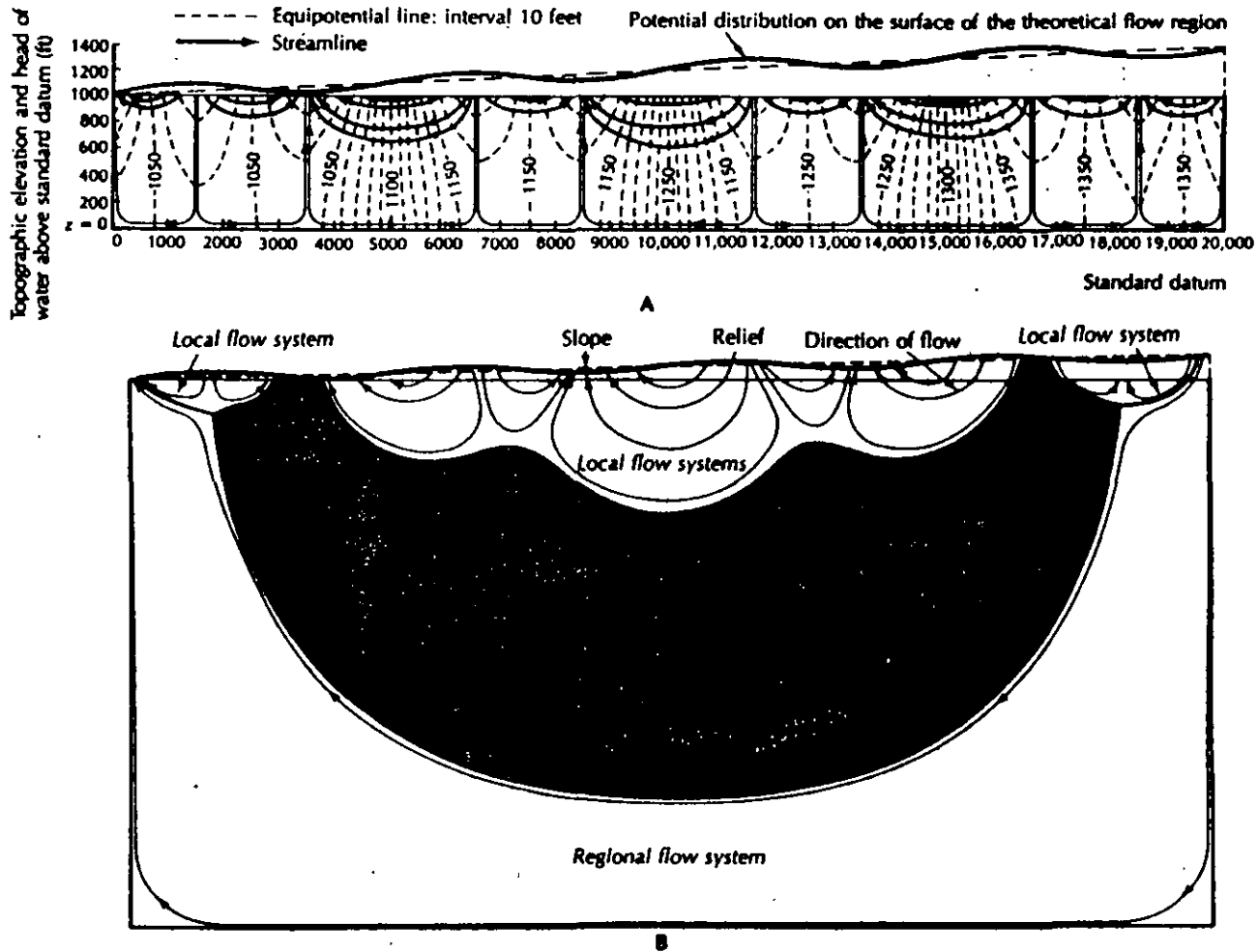
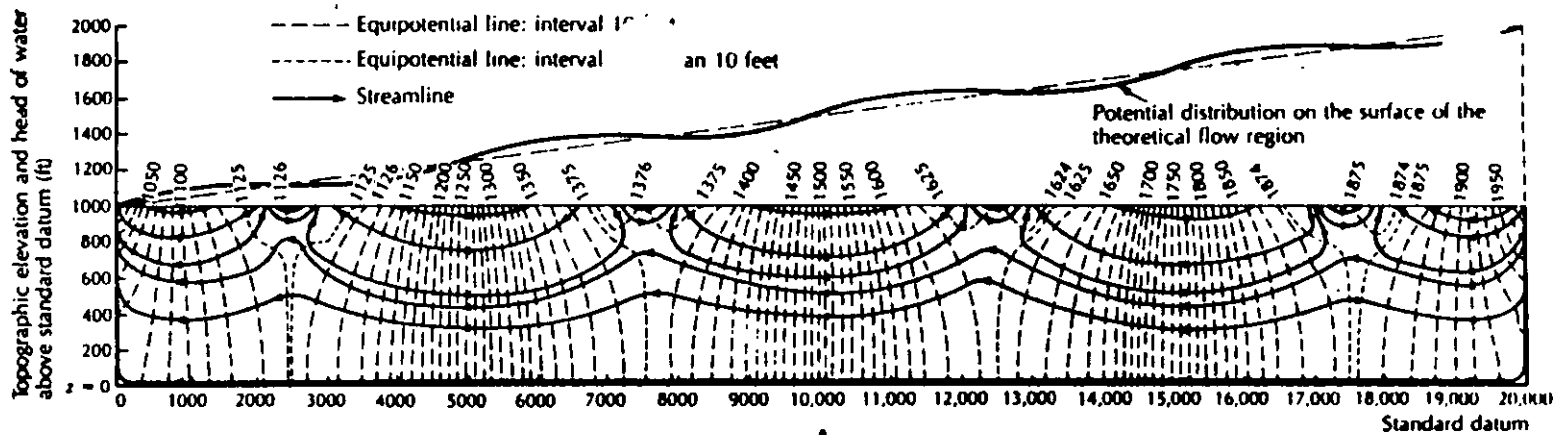
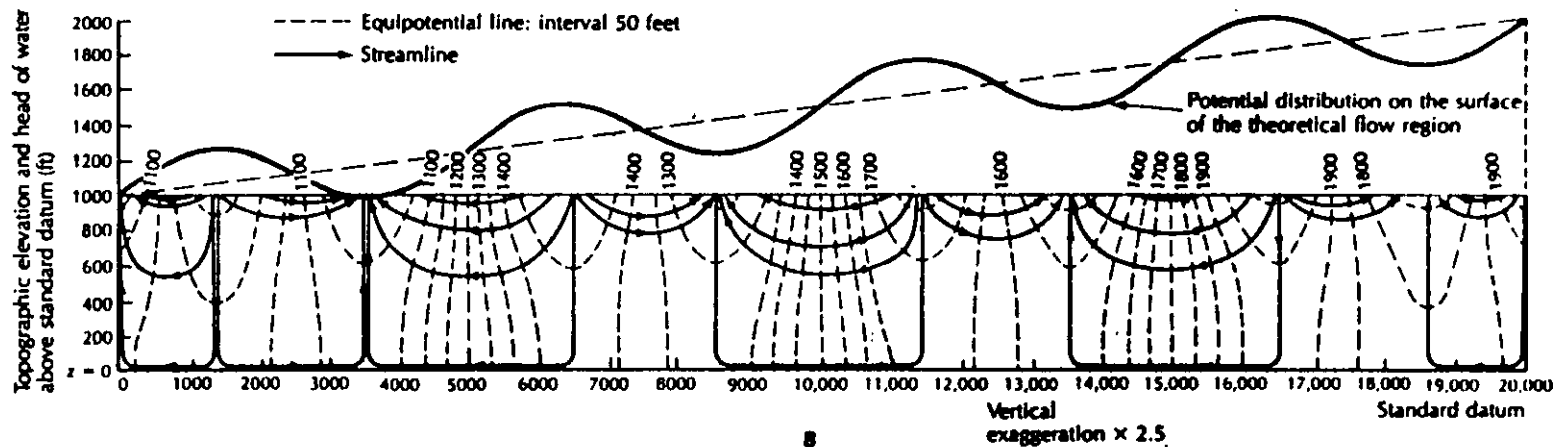


FIGURE 6.4. The effect of increased basin depth is shown on these two figures. In Part A, the basin depth/length ratio is 1:20; in Part B, it is 1:2. The shallow basin has only local flow systems, while the deeper basin has local, intermediate, and regional flow systems. The water-table configuration is the same for both basins. SOURCE: J. A. [unclear], *Journal of Geophysical Research*, 68 (1963):4795-4811.



A



B

FIGURE 6.5. The amplitude of the undulations of the water table controls the depth of local flow systems. For shallow basins, this can determine whether both local and regional flow systems will develop (Part A), or, with deeper undulations, only local flow systems will form (Part B). SOURCE: J. A. Tóth, *Journal of Geophysical Research*, 68 (1963):4795-4811.

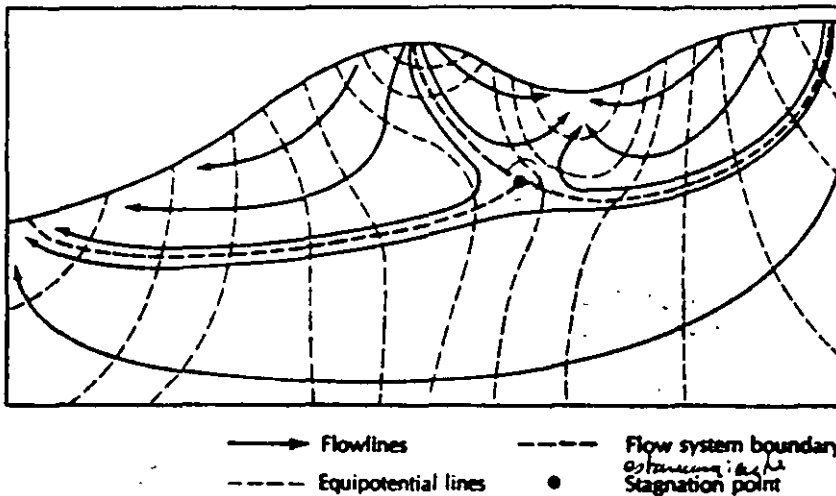


FIGURE 6.6. The potential field and flowlines in the vicinity of a stagnation point which will develop at the intersection of three flow systems.

However, if the waste fluid were not of the exact density and temperature as the native groundwater, the original potential field might be disrupted causing flow in the area of the stagnation point, with resultant movement of the waste fluid. Likewise, groundwater pumpage could change the potential field, shifting or eliminating the location of stagnation points.

If regional flow systems develop, the flow paths are long compared with those of local flow systems (3). In aquifers composed of soluble rock material, the degree of mineralization is a function of both the initial chemistry of the water and the length of time it is in contact with the aquifer (7). Referring back to Figure 6.4B, we see the boundaries of local, intermediate, and regional flow systems for a deep aquifer with an undulating water table. The surface area where recharge to the regional flow system takes place is quite small in relation to the volume of water stored in that region of the aquifer. The water moves slowly and circulates deeply within the aquifer, as the flow paths are long. At the point of discharge, the water from the regional flow system is likely to have relatively high mineralization and an elevated temperature due to the geothermal gradient. (The temperature of the earth increases with depth at a more or less constant rate of  $1^{\circ}\text{C}$  per 100 meters of depth.)

Local flow systems are shallower with short flow paths. The size of the recharge area is much greater with respect to the volume of water in the aquifer. Thus, water has a shorter contact time with the rocks and is potentially mineralized to a lesser degree than that of the regional system. The temperature of water discharging from the local flow systems is close to the mean annual air temperature. Local flow systems are areas of rapid circulation of groundwater; therefore, groundwater in these systems is much more active in the hydrologic cycle than groundwater in regional flow systems (3). Spring discharge of local flow systems is closely related to recharge of precipitation and shows wide fluctuations. This is illustrated in Figure 6.7. Intermediate flow systems have properties falling between those of local and regional flow systems.

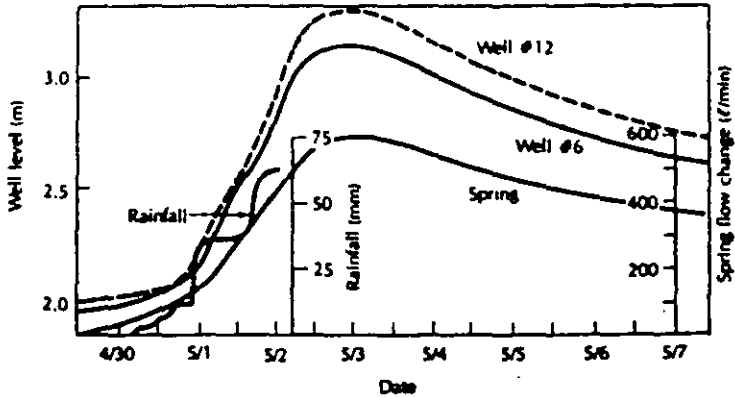


FIGURE 6.7. The water table and spring flow of a local flow system will fluctuate with recharge from rainfall. SOURCE: R. S. Sartz et al., *Water Resources Research*, 13 (1977):524-30.

If a flow system has extended areas with a flat water table, the potential is the same in all parts of the field. Neither local nor regional flow systems can develop, and the groundwater is stagnant. Evapotranspiration is the only method of groundwater discharge. Groundwater under such conditions is likely to be highly mineralized due to a long contact time with the aquifer rocks.

### 6.2.3. HETEROGENEOUS AQUIFERS

Piezometers may sometimes yield water levels that are apparently anomalous with respect to the expected regional flow pattern (2). A set of piezometers at various depths may show a water elevation equal to the water table for a shallow well, a lower water elevation for a piezometer of intermediate depth, and then a water elevation equal to the water-table elevation for a deep well. Geologic logs of these piezometers might show the shallow one to end in a fine, silty sand; the one of intermediate depth to end in coarse sand; and the deepest one to end in the fine, silty sand. Figure 6.8A shows a cross section of the potential distribution where a body of material of high hydraulic conductivity is surrounded by material with a lower conductivity. The high-conductivity zone acts as a conduit for flow, attracting water from much of the aquifer. The result is that the potential field bends away from the high-conductivity zone on either end. Flow will thus converge toward the high-conductivity zone on the upstream end and diverge away from it on the downstream side.

A line of piezometers of equal depth, extending to line A-A', would have a potentiometric profile that would differ from the water-table profile (Figure 6.8B). Upstream of the midpoint of the high-conductivity layer, the piezometric profile would be lower than the water table. It would cross the water table at the midpoint and be higher than the water table below the midpoint. Such a profile would not occur in a homogeneous aquifer.

If a lens of low-permeability material is buried in an aquifer, it acts as a partial barrier to groundwater flow. The groundwater streamlines diverge around the lens. While a modicum of the flow is carried in the low-conductivity layer, the majority of the flow tends to be in the aquifer.

## 6.2 STEADY REGIONAL GROUNDWATER FLOW IN UNCONFINED AQUIFERS

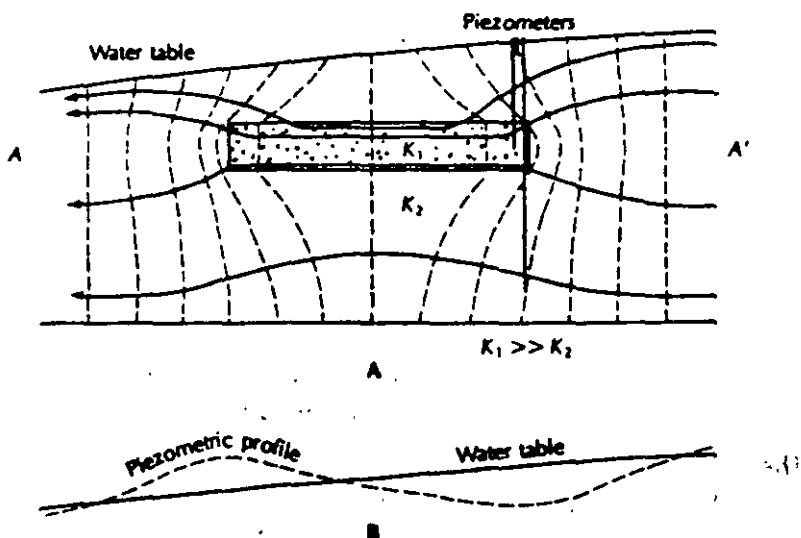


FIGURE 6.8. A. Equipotential field and flowlines in a region where a high-conductivity body is buried in a lower conductivity aquifer; B. The water table and the piezometer profile of a line of piezometers, each ending at the same elevation along line A-A' of Part A.

Layered aquifers are especially prevalent in sedimentary basins, with individual geohydrologic units having different hydraulic conductivities. If a lower formation has a substantially higher conductivity than the surface layer, it acts as the major conduit of flow (5). Figure 6.9A shows the potential distribution in a layered aquifer when the lower unit has a conductivity ten times that

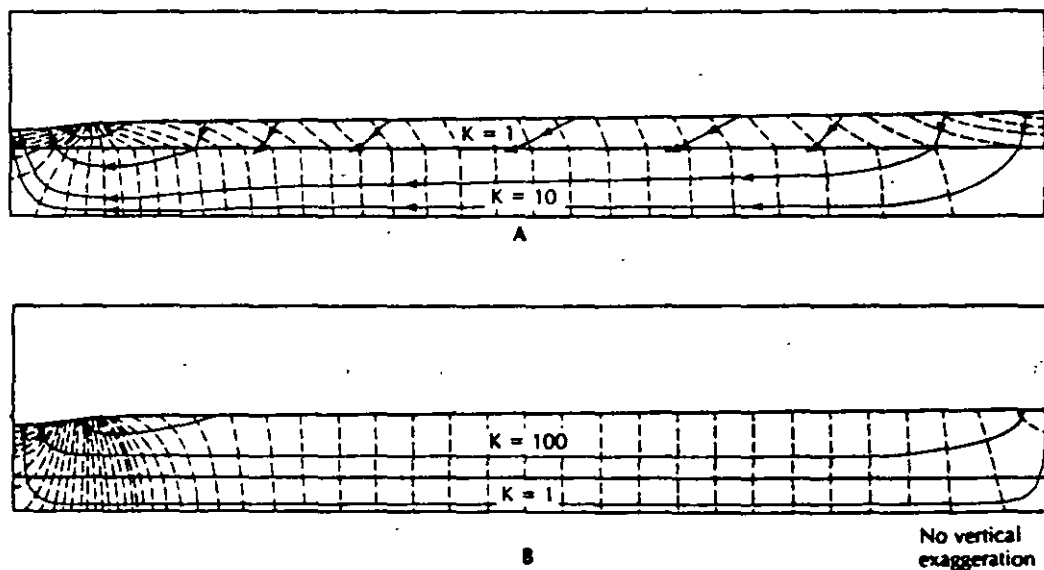


FIGURE 6.9. Regional groundwater flow in layered aquifers. The greater proportion of the flow occurs in the layer with higher hydraulic conductivity. SOURCE: R. A. Freeze and P. A. Witherspoon, *Water Resources Research*, 3 (1967):623-34.

of the upper. Flow in the lower unit is horizontal, while the upper unit has vertical flow components in the recharge and discharge areas. As the difference in conductivity between the upper and lower layer increases, the components of vertical flow in the upper unit increase as more of the flow is carried in the lower unit.

If a high-conductivity layer overlies a unit of substantially lower conductivity, the potential field is very similar to that of an isotropic aquifer. Most of the flow is carried in the upper, more conductive, layer, as Figure 6.9B illustrates. The potential field of Figure 6.9B is quite similar to that of Figure 6.3B (page 155), which is homogeneous.

### 6.2.4 ANISOTROPIC AQUIFERS

There is considerable evidence that many aquifers are anisotropic. For deposits as uniform as glacial outwash, the horizontal permeability may be two to twenty times as great as the vertical (8). Figure 6.10 shows the potential distribution in an aquifer in which horizontal conductivity is ten times as great as the vertical. In anisotropic aquifers, the flowlines do not cross the equipotential lines at right angles; the correct angles can be obtained graphically (9). Figure 6.3B shows the same section in an isotropic medium. The vertical components of flow are more pronounced in the anisotropic aquifer. The greatest variation in the potential field occurs at the extreme ends of the groundwater basin.

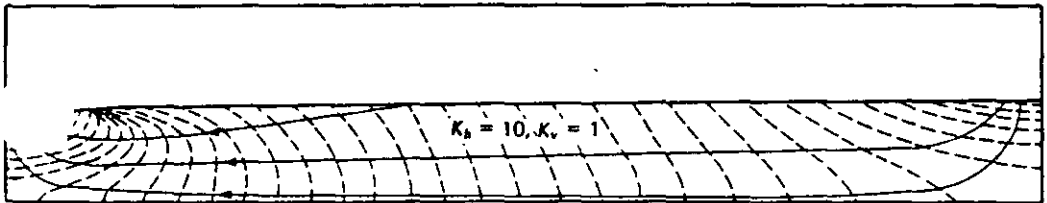


FIGURE 6.10. Effect of anisotropy on regional groundwater flow. This figure is the same as Figure 6.3B, except that, here, the horizontal hydraulic conductivity is ten times the vertical. SOURCE: R. A. Freeze and P. A. Witherspoon, *Water Resources Research*, 3 (1967):623-34.

## 6.3 CONFINED AQUIFERS

Aquifers that are overlain by a layer of substantially lower hydraulic conductivity are confined. The hydraulic gradient is generally greater in the confining bed than in the aquifer. Since the frictional resistance to flow is so much greater in the confining layer, most of the available energy of the potential field is dissipated there.

Confined aquifers may be either sloping or flat. If the aquifer crops out near a topographic high, substantial recharge takes place in the

outcrop area. In the sloping aquifer shown in Figure 6.11A, the confining layer is a barrier to flow. Wells drilled through it to the underlying aquifer would yield artesian flow. Streamlines refract as they cross the confining layer. Discharge of the regional flow system is concentrated in the valley bottom.

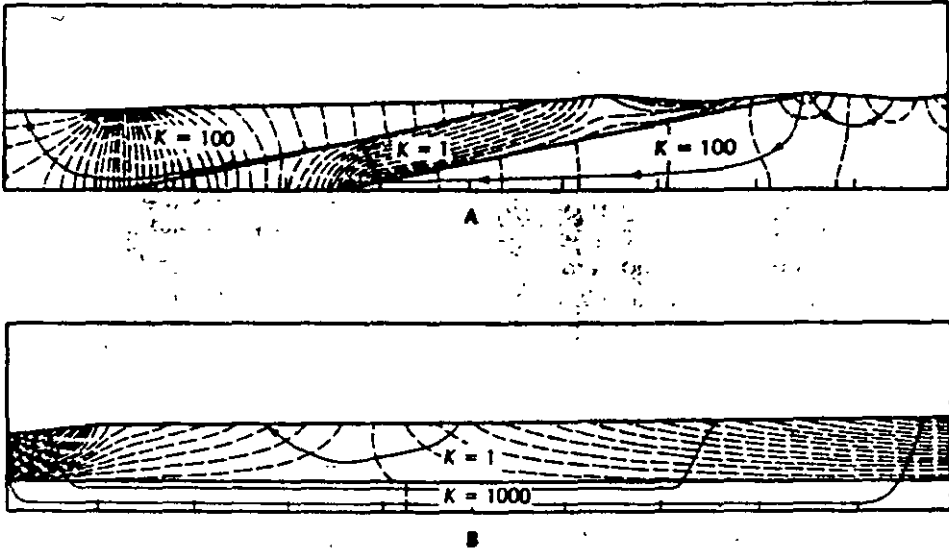


FIGURE 6.11. Regional groundwater flow in confined aquifers: A. Aquifer confined by a sloping confined layer; B. aquifer confined by a flat-lying confining layer. SOURCE: R. A. Freeze and P. A. Witherspoon, *Water Resources Research*, 3 (1967):623-34.

The flat-lying confined aquifer in Figure 6.11B does not have an outcrop area. Recharge to the aquifer occurs by downward flow through the confining layer. Almost all of the energy of the potential field is consumed as flow moves through the confining layer in recharge and discharge areas. Only one equipotential line crosses the aquifer. The volume of water flowing through the buried aquifer is less than it would be if it cropped out in the recharge area. This is due to the use of much of the available potential energy in forcing recharge through the low-conductivity layer. If a well were drilled in the discharge area, artesian conditions would occur.

Unless the confined aquifer is capped by a completely impermeable layer, there will be some discharge from the aquifer in the form of upward leakage in the area of upward hydraulic gradient. Many confined aquifers have heads above the land surface when the first wells are drilled (10). The amount of upward flow occurring through the confining beds is typically small, and the water does not circulate rapidly. Groundwater withdrawals in many confined regional aquifers have lowered the potentiometric head. This actually increases the rate of lateral groundwater flow in the aquifer, as the hydraulic gradient between the recharge area and the well-field area is increased.



## U.4 TRANSIENT FLOW IN REGIONAL GROUNDWATER SYSTEMS

---

The systems we have considered have been in a state of **dynamic equilibrium**. The amount of water recharging the aquifer is balanced by an equal amount of natural discharge, and the potential field is more or less constant. If a well field is established in the groundwater basin, the withdrawal of well water increases the discharge from the system, disrupting the equilibrium. Thus, a new equilibrium must be established (11).

In the case of an unconfined aquifer, the water table around the well field will be drawn down. As the discharge exceeds the recharge, the difference comes from gravity drainage of groundwater stored in the aquifer. The cone of depression around the well field will slowly expand until it affects the flow system enough to create a new equilibrium condition. This will occur when the area of the cone of depression is large enough to intercept sufficient aquifer recharge to supply the well discharge. This will reduce natural discharge somewhere else, and a new condition of dynamic equilibrium will be reached. Should the rate of withdrawal be so great that the cone of depression reaches the boundaries of the aquifer without intercepting sufficient recharge, the aquifer will not reach equilibrium and eventually could be drained.

In confined and leaky confined aquifers, pumping will reduce the heads near the wells. As a result, the potentiometric surface will decline. The cone of depression will expand rapidly due to the small value of storativity of confined aquifers. Initially, the water being pumped comes from storage in the aquifer. The cone of depression in a leaky confined aquifer will stabilize when enough downward leakage is induced to balance pumpage. This, of course, will upset the natural equilibrium in the overlying aquifer that is furnishing the water.

In a confined aquifer, the cone of depression will grow until it reaches either the recharge area of the aquifer, or the discharge area, or both. The resulting change in the potential field will induce either increased recharge, or decreased natural discharge, or both. If this is sufficient to balance recharge and discharge, the aquifer will again be in dynamic equilibrium. If not, the water levels will continue to decline.

## 6.5 NONCYCLICAL GROUNDWATER

---

There is a certain amount of water in the ground that is not encompassed by the hydrologic cycle. When sediments are deposited, water is present in the pores. The same may be true for undersea volcanic rocks. Later geologic events may bury the sediment or rock and its contained pore water. Water buried with the rock is termed **fossil water** (12). Interstitial water which was not buried with the rock but which has been out of contact with the atmosphere for an appreciable part of a geologic period is called **connate water** (12).

Magmatic water is associated with a magma. It may be in part juvenile water, having never before circulated in the hydrologic cycle (13). However, most magmatic water comes from the recycling of connate or fossil water. Magmatic water can re-enter the hydrologic cycle through volcanic eruptions or thermal springs.

## SPRINGS 6.6

Springs have played a role in the settlement pattern of many lands where they have served as a local water supply. Mineralized and thermal springs have been thought to have a therapeutic value. The importance of springs is evident from the many localities named for the springs found there (e.g., Tarpon Springs, Florida; Palm Springs, California; Hot Springs, Arkansas; Steamboat Springs, Colorado).

A spring may have a discharge that is fairly constant, or the discharge may vary. Springs can be permanent or ephemeral. The water may contain dissolved minerals of many different types, or certain dissolved gases or petroleum. The temperature of the water may be close to the mean annual air temperature, or be lower or higher—even boiling. Flow may range from a barely perceptible seepage to 90 or more cubic meters (1000 cubic feet) per second.

Topographic low spots provide the simplest mechanism for the formation of springs. Depression springs are formed when the water table reaches the surface (14). The change in topography creates a corresponding undulation in the water-table configuration. A local flow system is thus created, with a spring formed at the local discharge zone (Figure 6.12A).

Where permeable rock units overlie rocks of much lower permeability, a contact spring may result (14). A lithologic contact is often marked by a line of springs, which may be either in the main water table, or in a perched water table. It is not necessary for the underlying layer to be impermeable, merely that the difference in hydraulic conductivity be great enough to preclude transmission of all of the water that is moving through the upper horizon (Figure 6.12B).

A classic occurrence of contact springs is found along the eastern side of Chuska Mountain, New Mexico. A sandstone cliff rises 60 to 150 meters above a terrace composed of shale, which also underlies the sandstone. More than thirty springs are found at the foot of the cliff at the contact of the sandstone and shale (15). One of the most spectacular series of springs in the world is in the Snake River Canyon below Shoshone Falls in Idaho. Along a 64-kilometer reach of the canyon, there are eleven springs with a discharge of more than 9.3 cubic meters (100 cubic feet) per second. The springs issue from permeable basalt flows (16).

Faulting may also create a geologic control favoring spring formation. A faulted rock unit that is impermeable may be implaced adjacent to

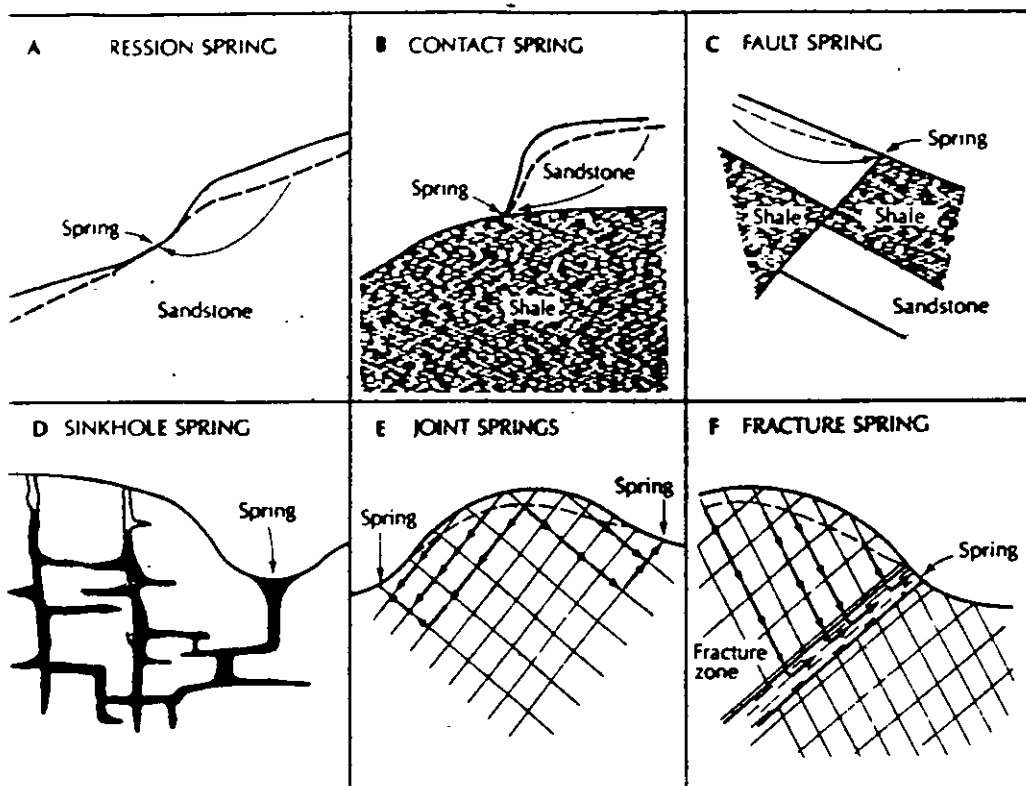


FIGURE 6.12. Types of springs.

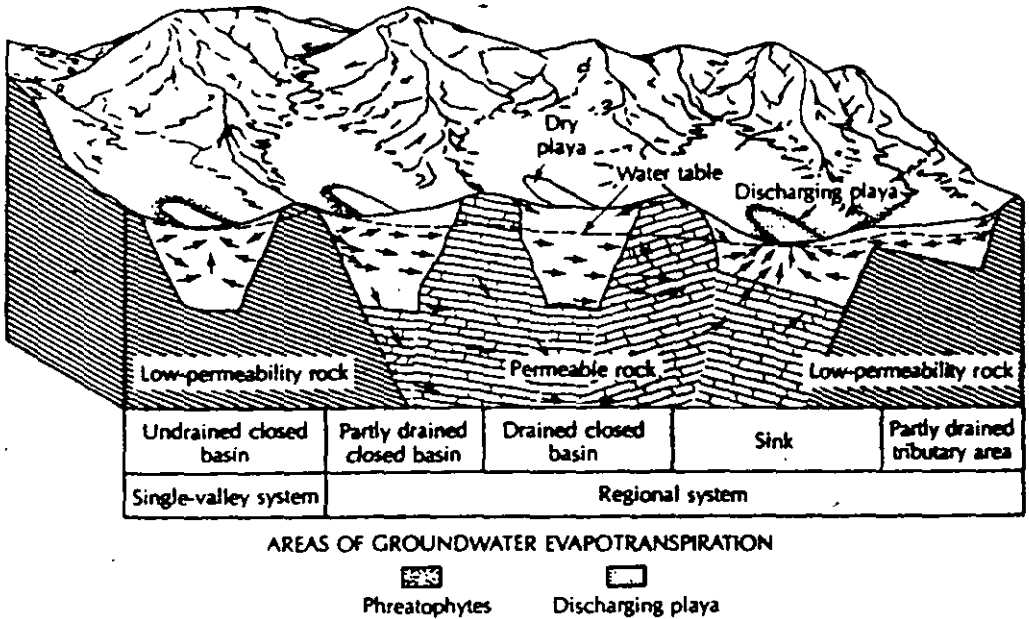
an aquifer. This can form a regional boundary to groundwater movement and force water in the aquifer to discharge as a **fault spring** (Figure 6.12C).

Some of the largest springs are found in areas of limestone bedrock. In such areas, the runoff may be carried in part or totally as subterranean flow. It may be either diffused flow in pores and fractures in the rock, or channelized flow in caverns. Springs may be found where a cavern is connected to a shaft that rises to the surface. Many of the famous springs of Florida cover an area of several hectares in which water rises to the surface through sinkholes (Figure 6.12D). The water in these **sinkhole springs** is under artesian pressure and comes from the principal artesian aquifer, or Floridan aquifer, which underlies Florida (17). This aquifer is in Tertiary-age limestones.

**Joint springs** or **fracture springs** may occur from the existence of jointed or permeable fault zones in low-permeability rock. Water movement through such rock is principally through fractures, and springs can form where these fractures intersect the land surface at low elevations (Figure 6.12E,F).

Springs in limestone terrane can be interconnected to topographic depressions caused by collapsed caverns (sinkholes) at higher elevations. Water level in the sinkholes may rise and fall due to variations in runoff (18). Discharge of these springs, known as **karst springs**, may correspond with the elevation of water in the sinkholes (Figure 6.13).

## REGIONAL GROUNDWATER FLOW



**FIGURE 6.14.** Flow systems of the Great Basin Region. SOURCE: T. E. Eakin et al., U.S. Geological Survey Professional Paper 813-G, 1976.

carbonate aquifers, the water table is relatively flat, and may extend with a regional slope beneath topographic divides (6, 20, 21). A block diagram of single-valley hydrologic systems and regional flow systems is shown in Figure 6.14.

In the White River area of southeastern Nevada, a regional, interbasin groundwater flow system has been identified (21). There are thirteen topographic basins: seven of them are closed; the other six were drained by the White River during the Pleistocene. The mountains are 2450 to 3050 meters (8000 to 10,000 feet) high, with the valley bottoms 600 to 1220 meters (2000 to 4000 feet) lower. The principal water-bearing units are Paleozoic limestone and dolomites, up to 9150 meters (30,000 feet) thick. There are some volcanic rocks (tuffs and welded tuffs) which can form locally perched aquifers. The valleys are filled with Tertiary-age clastic sedimentary rocks and evaporites.

Groundwater is discharged by means of several large springs. The flow of Muddy River Springs, which is the largest, is highly uniform, which suggests a regional flow system as the source (22). A longitudinal profile of the area, which shows both the topography and the potentiometric surface, reveals that the regional hydraulic gradient is unaffected by crossing topographic divides (Figure 6.15).

The amount of groundwater recharge is much greater than discharge in the topographically higher basins. The water balance is reversed for the topographically lower basins where the large springs are located. However, the regional water budget is balanced when all thirteen of the basins are included (21).

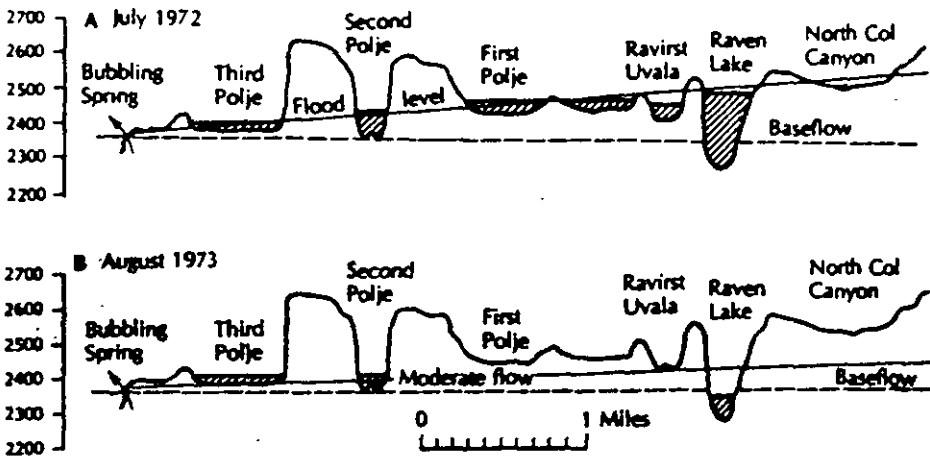


FIGURE 6.13. Hydrogeology of a karst spring, the rate of discharge of which is a function of the water level in upstream sinkholes. SOURCE: G. A. Brook, in *Karst Hydrogeology*, ed. J. S. Tolson and F. L. Doyle (Huntsville, Ala.: UAH Press, 1977), pp. 99-108. Used with permission.

## GEOLOGY OF REGIONAL FLOW SYSTEMS

## 6.7

### CASE STUDY: REGIONAL FLOW SYSTEMS IN THE GREAT BASIN

The Basin and Range Province contains a number of topographically closed basins. These intermontaine basins are characterized by an accumulation of relatively permeable clastic sediments. The mountains surrounding the basins are composed of bedrock, which also underlies the basins at depth. The hydraulic conductivity of the bedrock types is extremely variable (20).

Annual precipitation is greatest in the mountains and least in the valleys (21). Below an elevation of 1800 meters (6000 feet), annual precipitation is less than 20 centimeters (8 inches). This is almost all evaporated, with virtually no recharge of groundwater. Above 2750 meters (9000 feet), there may be more than 50 centimeters (20 inches) of precipitation, with up to 13 centimeters (5 inches) of groundwater recharge. The areas of greatest precipitation and recharge are in topographic highs, which are good recharge zones.

Those mountain areas formed by crystalline rocks or low-permeability sedimentary rocks have near-surface permeability due to fracturing. Such mountain areas have many small springs and perennial streams, as the groundwater is discharged by local flow systems (6). Mountains underlain by highly permeable carbonate rocks are generally dry. The groundwater appears as the discharge of relatively large springs at the foot of the mountains or in the intermontaine valleys. In the areas of

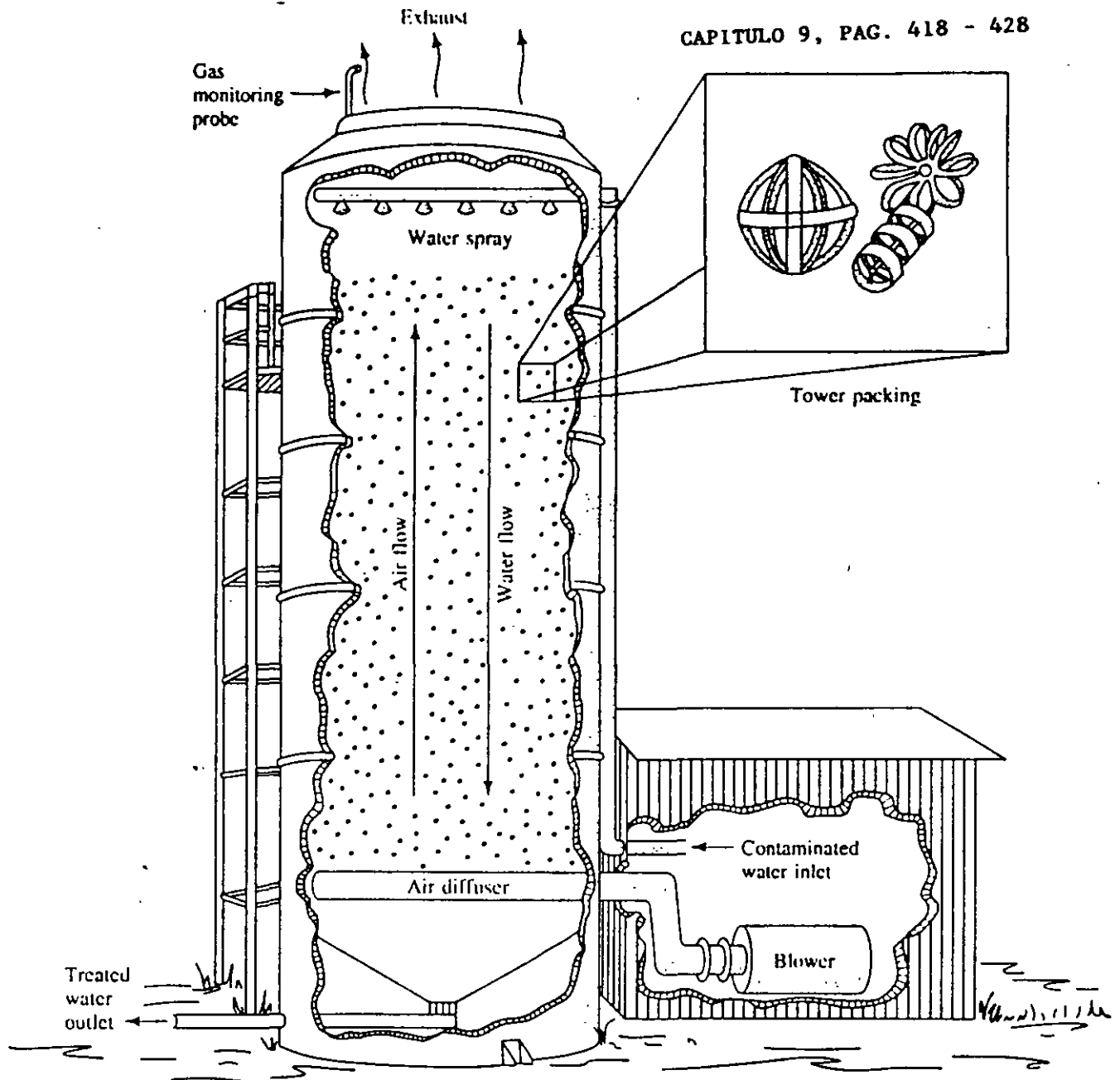


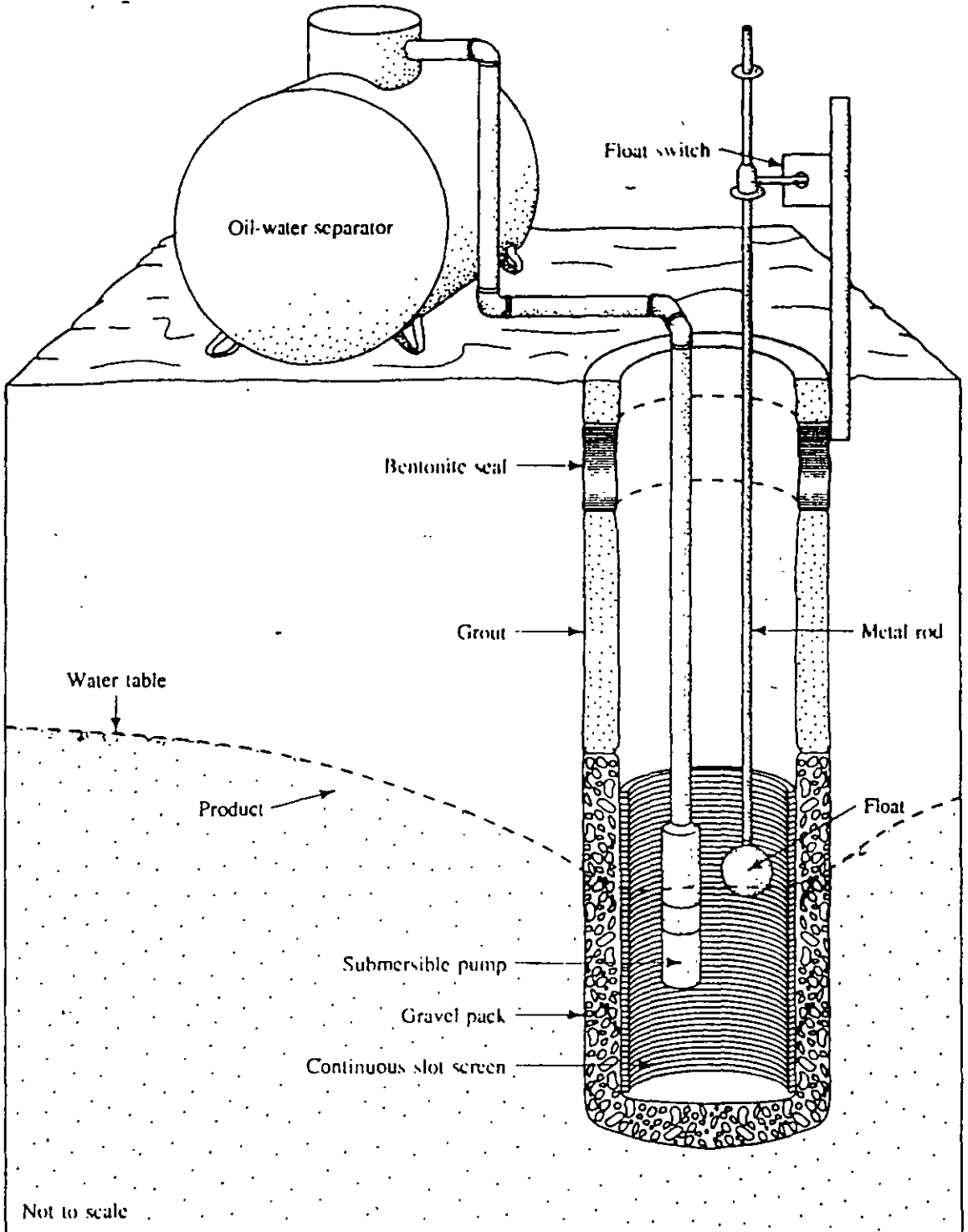
FIGURE 9.19 Design of an air-stripping tower.

## 9.5

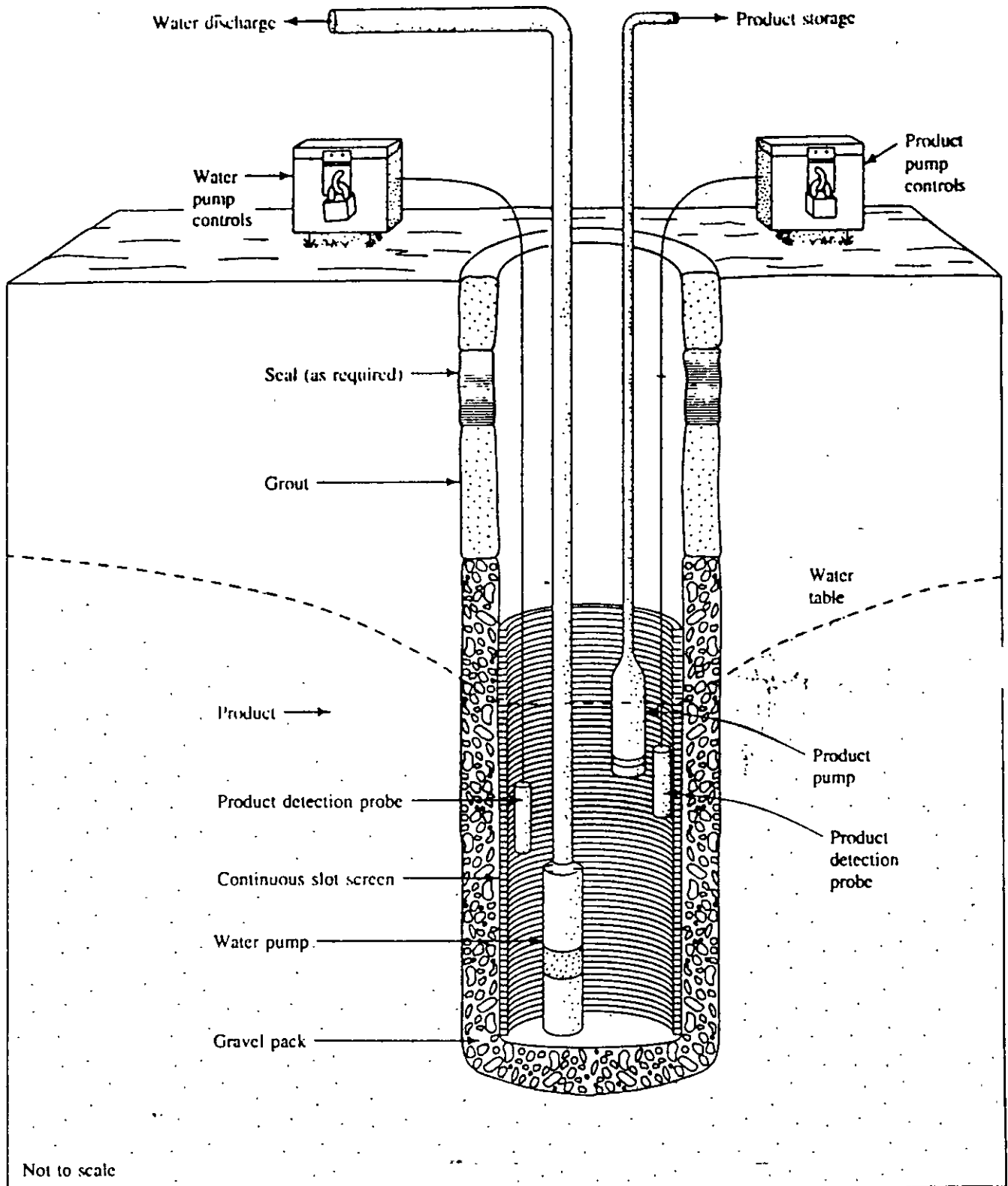
### Recovery of Nonaqueous Phase Liquids

If a mobile layer of a light nonaqueous phase liquid (LNAPL) has accumulated on the water table or the top of the capillary zone, it will flow in the direction in which the water table is sloping. The floating product can be recovered by depressing the water table with extraction wells or trenches. The product then flows to the well or trench, where it can be captured.

Figure 9.20 shows a simple recovery well for LNAPLs. The recovery well has a continuously slotted screen, which extends from above the top of the floating product



**FIGURE 9.20** Single-pump system for recovery of light nonaqueous phase liquid. Source: S. B. Blake and R. W. Lewis, *Proceedings of the Second National Symposium on Aquifer Restoration and Ground Water Monitoring*, 1982, pp 69–76. National Water Well Association. Used with permission.



**FIGURE 9.21** Double-pump, single-well system for recovery of light nonaqueous phase liquid. Source: S. B. Blake and R. W. Lewis, *Proceedings of the Second National Symposium on Aquifer Restoration and Ground Water Monitoring*, 1982, pp. 69–76. National Water Well Association. Used with permission.



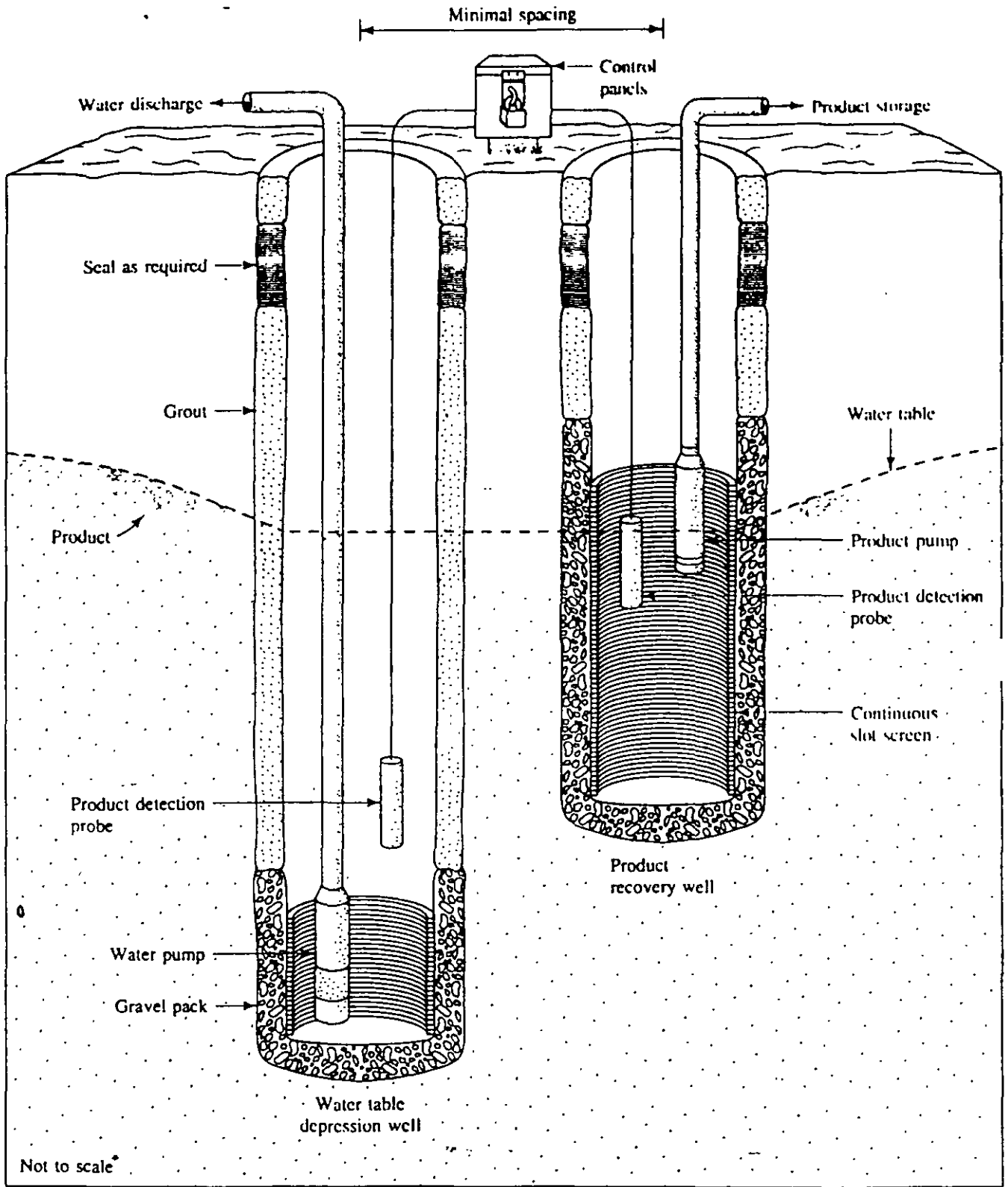
to below the planned drawdown of the water table. A single pump is positioned so that it can pump both water and the LNAPL. The pump is activated by a float switch set so that the pumping level is maintained close to the pump intake so that both water and LNAPL will be withdrawn. If a floating skimmer pump is used, the switch isn't needed. Such a system is relatively inexpensive and easy to operate. However, the pump may emulsify the water and oil, so that an oil-water separator is needed to recover the product (Blake and Lewis 1982). In addition, soluble organics may be introduced into the water during the mixing process. If this occurs, then the water may also need treatment. However, the water may already contain soluble organics from the floating-product layer, so water treatment is already required.

Use of a two-pump system avoids the problem of the oil-water emulsion forming. A water pump is used to depress the water table. This is set some distance below the pumping-water level. A product-recovery pump set at the pumping level of the water table recovers the product in a condition allowing it to be sent directly to storage for later disposal. Two-pump systems can be installed in a single well (Figure 9.21). The casing and screen must have a large enough diameter to hold both pumps and some float switches. A continuous-slot screen that extends from a point above the LNAPL layer to well below the water-pumping level is used. The water pump is set near the bottom of the well. A product-detection probe is located just above the water pump. If the product level drops to that depth, it is detected, and a signal is sent to shut down the water pump so that product is not drawn into the water pump. This isolates the water discharge so that it doesn't become contaminated with product. The product pump is located at the planned pumping level and has a switch activated by a product-detection probe to turn it on and off. The advantage of this system is that the water and LNAPL are not mixed. The recovered LNAPL can often be used, so some cost recovery is possible.

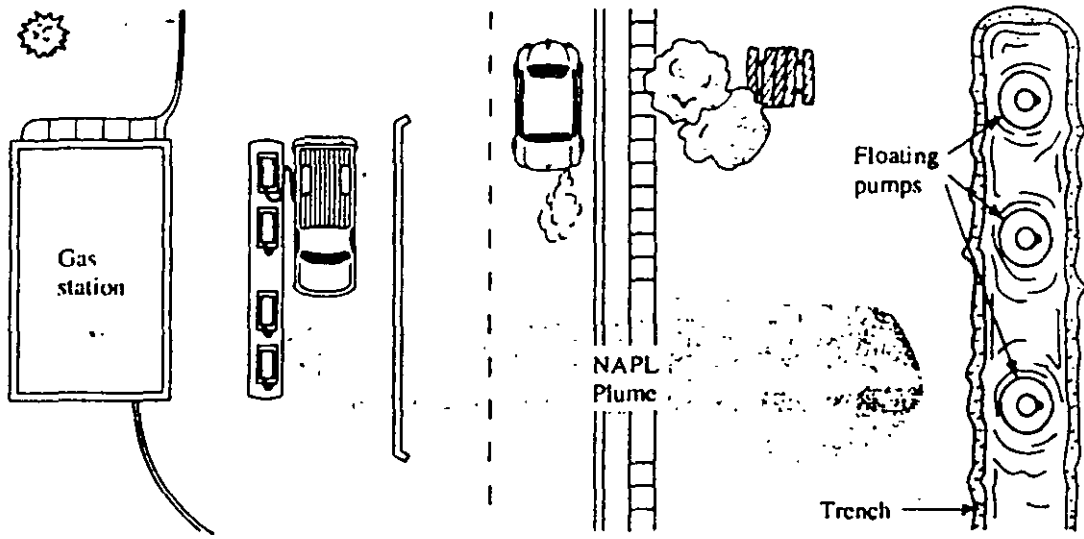
If wells already exist that are not suitable to hold two pumps—for example, their diameters are too small or the screen doesn't intercept the water table—then two pumps in two wells can be used. The deeper well, with a screen set below the water table, can be used as the extraction well to depress the water table. A second well for the product pump is constructed so that the screen extends from above the top of the product layer to below the pumping level (Figure 9.22). Product-detection probes are used to turn the pumps on and off.

Care needs to be taken when the product-recovery wells are first installed to be sure the pumps are set at the proper elevation and pumping rate. It will take several days of adjustment to determine the stable pumping level and the proper setting of the product-recovery pump. These systems can be set up to operate automatically and need only periodic checking to determine that the pumps and controls are still operating properly.

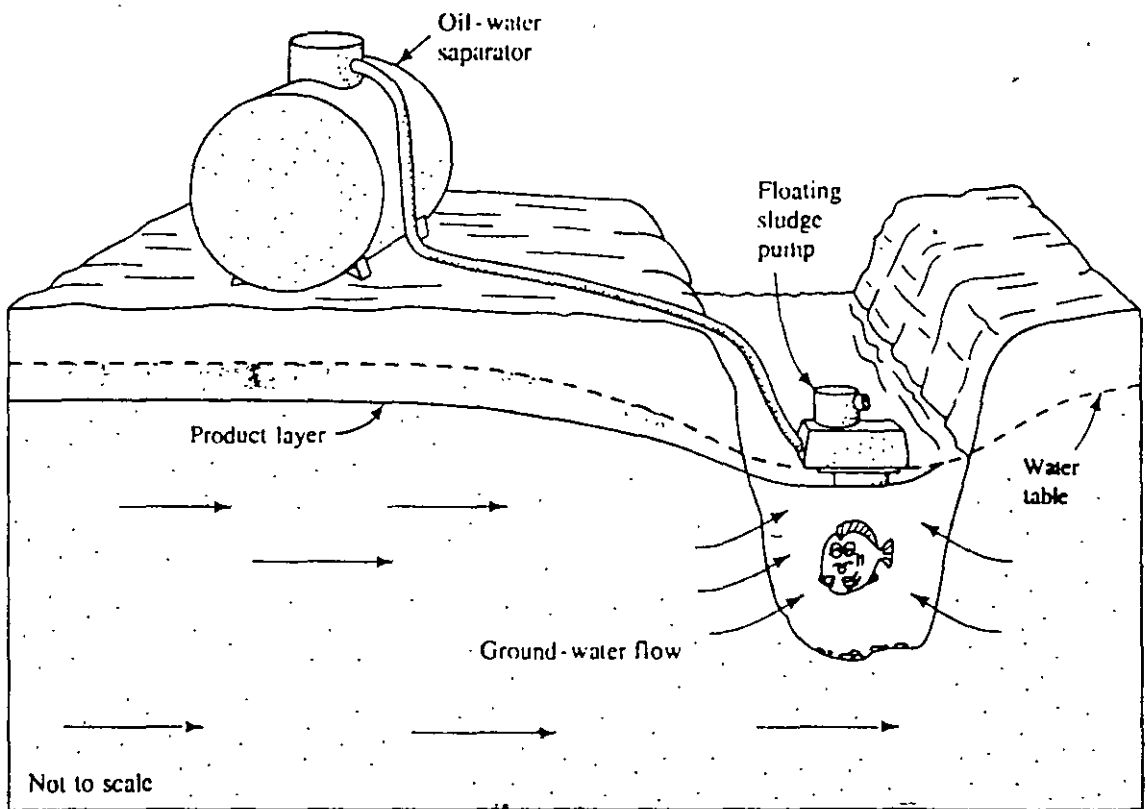
Skimming trenches can also be used to recover floating product. The trench is excavated to a depth below the water table and extends beyond the limits of the product plume. If possible, the trench should be down-gradient from the plume so that a minimal amount of water needs to be withdrawn from the trench to capture the plume, as shown in Figure 9.23(a). Drawdown in the trench needs to be great enough to reverse the ground-water gradient on the down-gradient side of the trench so that the floating product cannot flow out. A floating skimmer pump is used to lower the water table and remove



**FIGURE 9.22** Double-pump, double-well system for recovery of light nonaqueous phase liquid. Source: S. B. Blake and R. W. Lewis, *Proceedings of the Second National Symposium on Aquifer Restoration and Ground Water Monitoring*, 1982, pp. 69–76. National Water Well Association. Used with permission.



(a)



(b)

**FIGURE 9.23** (a) Location of an interceptor trench used to capture a floating plume of a light nonaqueous phase liquid. (b) Cross section of trench and floating pump to capture the floating product and depress the water table.

the product. The mixture of product and water is sent to an oil-water separator (Figure 9.23(b)).

Floating product can also be captured by buried drains. A trench is excavated below the lowest expected position of the water table at a location down gradient of the floating plume. Six inches of coarse stone is placed at the bottom of the trench and then a perforated plastic pipe is laid on the stone. The plastic material of the pipe must be compatible with the product to be recovered. The pipe drains into a sump, from which product and ground water are pumped for treatment. The fluid level in the sump is kept low enough that the water table falls to the elevation of the pipe, causing the product layer to drain into the pipe. This type of system can be installed in urban areas where an open trench would present a safety hazard. It can also be used with gasoline, which can present an explosion hazard. If gasoline is being recovered, explosion-proof pumps and motors must be used.

---

## 9.6 Removal of Leaking Underground Storage Tanks

Underground storage tanks have been used for many types of products, particularly petroleum distillates. The underground storage-tank system consists of the tank, fittings, and piping to add product to the tank as well as to remove it. Leaks can develop either in the tank or in the associated fittings and pipes. Steel tanks can corrode to the point where holes develop. Fittings may not have been properly tightened when installed. Ruptures may develop due to settling, and the tank may simply overflow if it is overfilled. Leaky tanks are generally identified by means of a "tightness" test performed by a qualified contractor.

The remedy for an underground tank that is known or suspected of leaking is to remove it. The removal process is performed by a contractor, but the process should be monitored by an environmental professional. The following steps are taken in tank removal:

1. Notify the local fire marshal and obtain all necessary permits.
2. If the tank holds an unknown liquid, analyze the liquid to determine the U.S. EPA hazardous-waste classification of the contents. This should be the procedure at sites where the tanks have not been used for some time. If the tank is in use up to the point of abandonment, then the nature of the product is probably known.
3. Pump the product from the tank and properly dispose of it.
4. Remove any sludges from the tank and properly dispose of them.
5. Purge vapors from the tank using an inert gas such as carbon dioxide or nitrogen.
6. Steam-clean the interior of the tank to remove any toxic residue. Pump the water used in steam cleaning from the tank and properly dispose of it.
7. Remove the tank from the ground by excavating the overlying soil and lifting the tank with a backhoe or excavator.
8. Cut up the tank for scrap or otherwise dispose of it.
9. Examine soil underlying the tank for contamination. Visually inspect badly-contaminated soil for stains and/or a distinctive odor. Then use an organic-vapor analyzer to find other areas of less severe soil contamination.

10. Remove all contaminated soil. In some cases the soil may be disposed of at a landfill, where it can be used for daily cover material. Petroleum-contaminated soil can also be biologically treated by landfarming (Lynch and Genes 1989; Czamecki 1989) or used in the manufacture of asphalt (Kosetecki Calabrese, and Fleischer 1989) and bituminous concrete (Eklund 1989).
11. Backfill the excavation with clean soil.
12. Complete all necessary reports and file them with the proper authorities.

Figure 9.24 shows a leaking underground storage tank being removed. This tank is still leaking, because the product wasn't removed before the tank was lifted from the excavation. This is an example of how not to "yank a tank."

If the contaminated soil extends to the water table, it is possible that ground water has become contaminated. If the tank held an LNAPL, then a floating-product layer might have formed. If the tank held a DNAPL, then the DNAPL may have sunk into underlying aquifers. In either case, a ground-water-contamination investigation is needed. Different types of investigations are used for sites with LNAPL contamination than for those with DNAPL contamination, because the NAPLs behave differently in the subsurface.



**FIGURE 9.24** Removal of a leaking underground storage tank. Note the product pouring from holes in the tank! Photo credit: Kenneth Hawk.

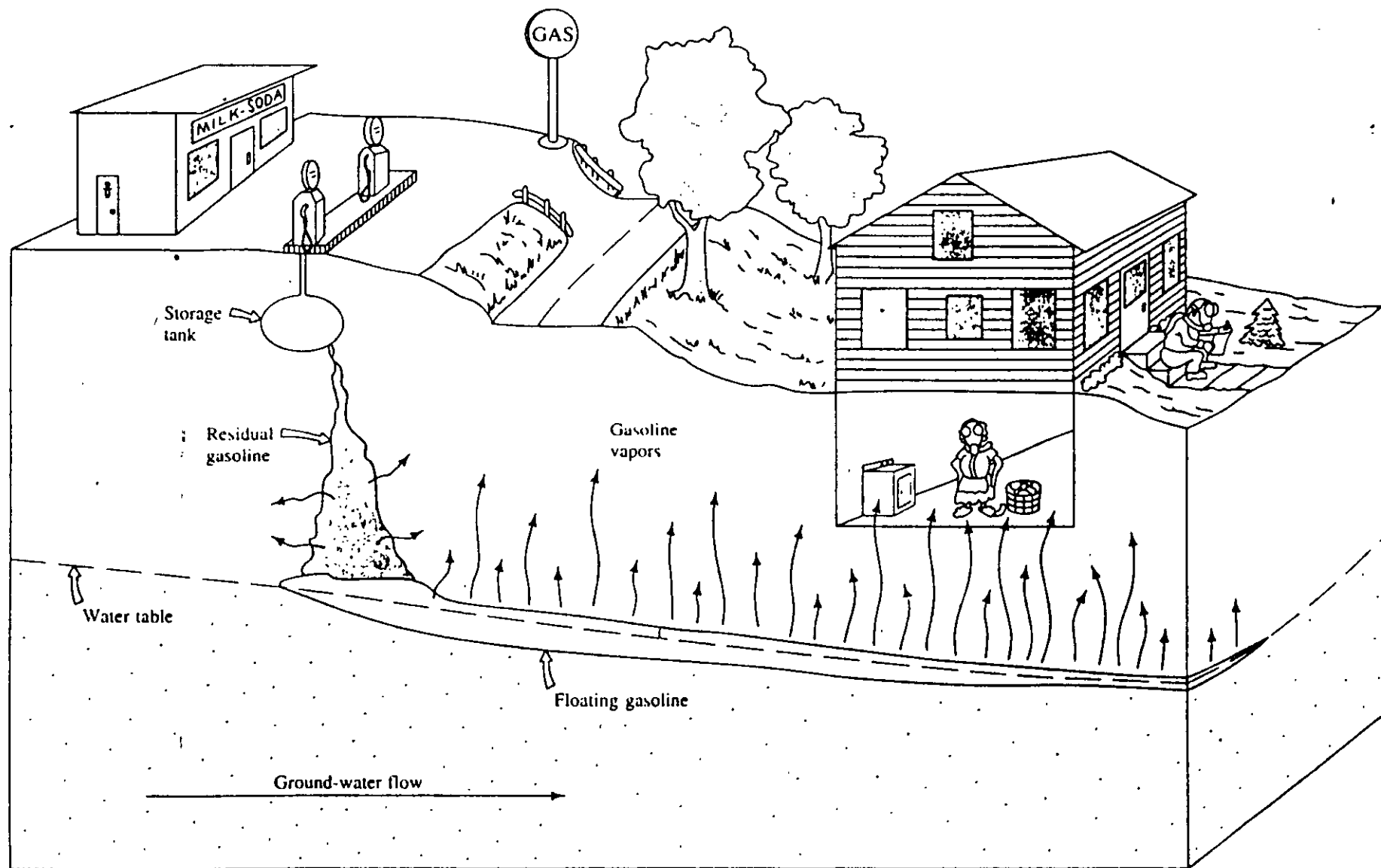
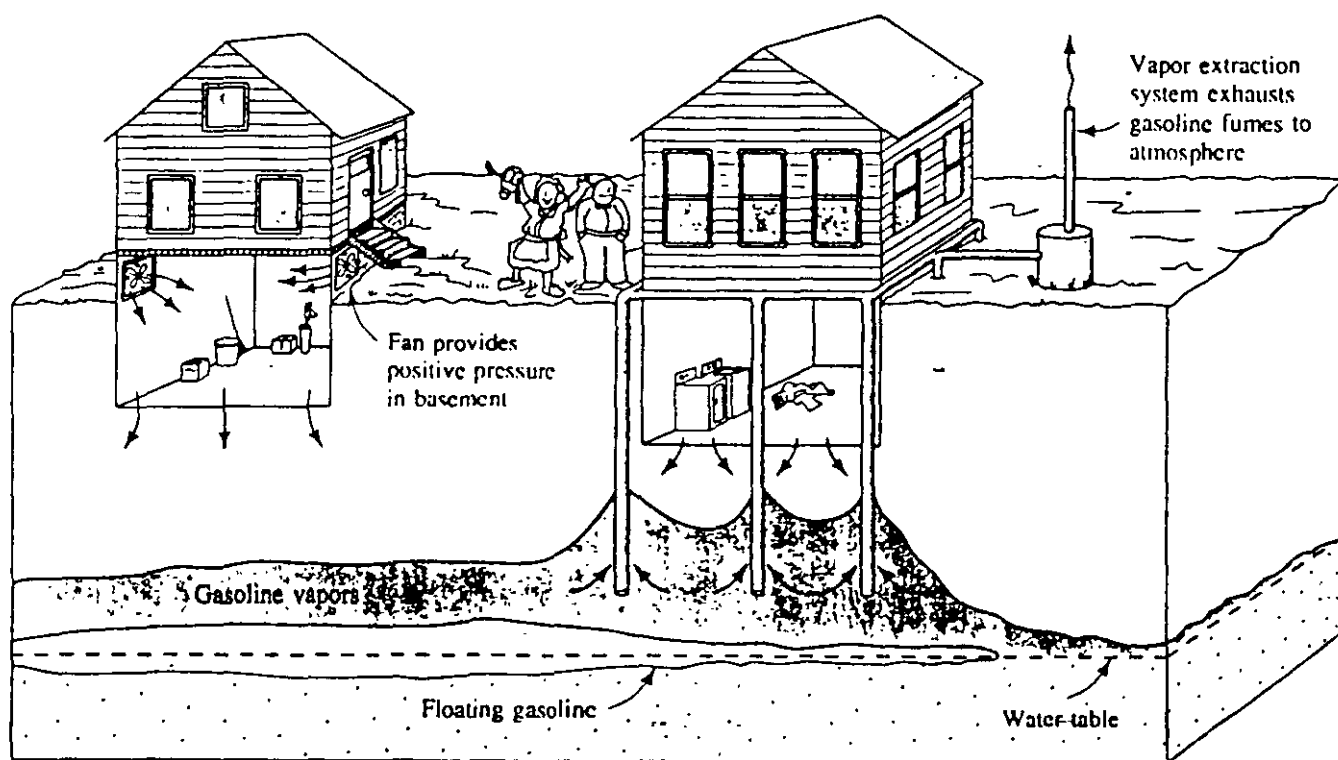


FIGURE 9.25 Release of organic vapors in vadose zone from residual saturation and floating product.

## 9.7 Soil-Vapor Extraction

Organic vapors are found in the unsaturated zone in association with spills and leaks of volatile organic compounds. When a volatile organic compound is discharged into the unsaturated zone, it will partition between the liquid and vapor state. Even if the soil absorbs all the spilled liquid before it reaches the water table, the vapors may migrate through the vadose zone. If there is a migrating plume of a mobile LNAPL that is volatile, then the LNAPL will continue to partition into the vapor phase, and the vadose zone above the plume will contain vapors (Figure 9.25). In addition, as the water table rises and falls with the floating-product layer, the product will be sorbed by the soil in a zone representing the annual cycle of water table rise and fall. The residual saturation in this zone will also contribute soil vapors.

Hydrocarbon vapors can migrate through the soil and accumulate in basements, where they can pose a threat of fire or explosion. Vapor-control measures may be needed to prevent explosions. Such measures can be accomplished by installing wells in the vadose zone and pumping air and vapors from them (Figure 9.26). This will keep the vapors from migrating into the basement. Another tactic is to place a fan so that it blows air into a basement. This pressurizes the basement and keeps the organic vapors out.



**FIGURE 9.26** Control of organic vapors in the vadose zone. Source: Modified from M. J. O'Conner, J. G. Agar and R. D. King, *Proceedings of Conference on Petroleum Hydrocarbons and Organic Chemicals in Ground Water: Prevention, Detection and Restoration*, 1984, pp. 519–33. National Water Well Association. Used with permission.

The positive-pressure technique can't be used in climates where the outside air in the winter is below freezing; otherwise the cold air will freeze the pipes in the basement.

Site remediation can also be accomplished with soil-vapor extraction. If residual organic compounds remain in the vadose zone, infiltrating precipitation will continue to dissolve them and carry them in solution to the water table. Rather than sealing the surface to prevent infiltration, soil-vapor extraction can be used to remove the residual saturation of volatile organic compounds. Soil-vapor extraction can also be used to remove floating layers of very volatile hydrocarbons. Rather than the hydrocarbon being removed in liquid form, it is removed as a vapor through the vapor-extraction wells (Malot 1989; Trowbridge and Malot 1990).

Vapor-extraction systems can be constructed using wells in the vadose zone that are designed in much the same way as ground-water wells. Wells would be used in areas where the depth to the water table is 10 ft or more deep. The wells contain a slotted-plastic well screen. The wells will not be developed the way that water wells are, so the well screen is set in coarse gravel backfill for greatest air flow. The upper 5 ft or so of the well is solid plastic casing set in cement grout. It is important to seal the annular space so that the well doesn't just pull atmospheric air down the outside of the casing. A vapor-extraction well is designed to withdraw soil vapor from the vadose zone in a

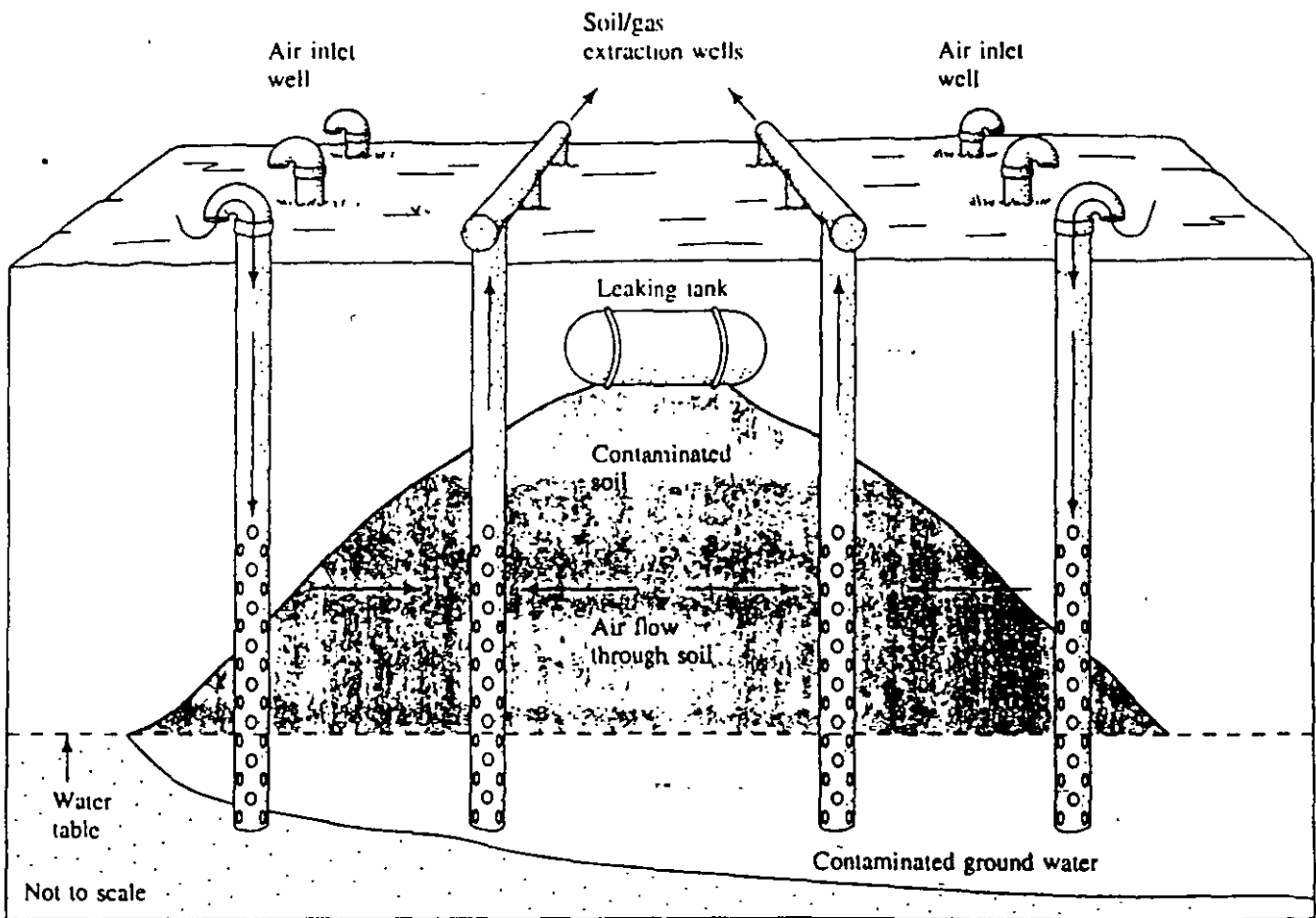


FIGURE 9.27 Soil-vapor extraction system consisting of vapor-extraction wells and air-vent wells.



## Capítulo 4

### EL AGUA CARSTICA

#### IV.1.-GENERALIDADES Y DIFERENCIAS CON EL AGUA FREATICA

Hemos llamado "agua cástica" al agua que circula por las regiones calizas para distinguirla del agua freática y de cualquier otro tipo de agua subterránea. El agua cástica tiene características muy específicas que justifican plenamente esta denominación. Si intentamos hacer una comparación entre las aguas cásticas y las aguas freáticas, por ser estas últimas las que podemos considerar como prototipo de aguas subterráneas, apreciaremos en seguida, entre ambas, notables diferencias.

#### IV.2.-CIRCULACION

La circulación freática tiene un límite inferior de temperatura, y por tanto, de clima más restringido que el agua cástica. Un poco por debajo de 0°C el manto freático se hiela y se convierte en un *mullisuek* (= suelos helados estacionales de las regiones periglaciares). A veces, el manto freático helado puede tener carácter más persistente, como ocurre en los *pergelisuelos* (= suelo helado persistente), formando la "vija" de las regiones boreales. En cambio, el agua cástica puede conservarse líquida en condiciones glaciares o periglaciares, como ocurre en los *Karst subglaciares*, desarrollados en las zonas de ablación de las lenguas glaciares de las regiones calizas y en los *Karst polares*. Ello es debido a que las temperaturas por debajo de la masa del inlandsis son superiores a los ambientes que originan el medio glaciar, especialmente en las zonas de ablación del glaciar, lo que también explica la persistencia del medio glaciar en zonas situadas por encima de la isoterma de 0°C.

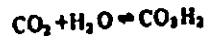
#### IV.3.-ACTIVIDAD QUIMICA

Las aguas de infiltración pueden ser:

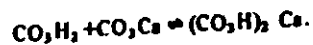
- a) De origen fluvial.
- b) De precipitación atmosférica.
- c) De fusión de nieve.
- d) De fusión de hielo.

Estos cuatro tipos de agua tienen distinta capacidad de disolución, puesto que mientras las aguas de fusión de nieve e hielo no tienen salinidad alguna, siendo prácticamente equiparables a agua destilada, las aguas pluviales y fluviales, sobre todo estas últimas, tienen un cierto grado de salinidad que las hacen menos activas químicamente. Cuando estos cuatro tipos de agua penetran en el manto freático se homogeneizan y mezclan rápidamente, disolviendo las sales contenidas en la litofacies del manto adquieren un cierto grado de salinidad. Las aguas que llegan al Karst con cierto grado de salinidad, como son las pluviales y sobre todo las fluviales, tienen en general un poder disolvente relativamente bajo, mientras que, por el contrario, las procedentes de la fusión de nieve e hielo lo tienen más elevado, como consecuencia de su menor salinidad. La salinidad de un agua cástica de origen pluvial o fluvial será, pues, híbrida, puesto que habrá sido adquirida en parte en zonas extracásticas y en parte en el Karst; en cambio, la salinidad de un agua cástica de origen nival o glaciar será adquirida exclusivamente en el Karst. La composición de ambos tipos de agua acusará claramente su procedencia, Marchl (1916), Lamar y Shrode (1953), Catalán (1969).

En consecuencia, por su origen, las aguas frías procedentes de fusión de nieve e hielo tendrán una agresividad mayor que las aguas templadas fluviales y telúricas. Ahora bien, las posibilidades de disolución de la caliza no dependen del mayor o menor grado de salinidad inicial del agua, puesto que las calizas son un material totalmente insoluble en las condiciones normales. Para que la caliza pueda disolverse hace falta que el agua posea una determinada acidez, y esta acidez, en la mayoría de los casos, se la proporciona el  $\text{CO}_2$  que pueda tener en disolución por la reacción siguiente:



y a su vez el ácido carbónico, actuando sobre la caliza, la transforma en bicarbonato cálcico, según la ecuación siguiente:



siendo el bicarbonato cálcico soluble en el agua, ésta se enriquecerá de este modo en  $\text{CO}_3\text{Ca}$ .

La acidez del agua, medida por el pH, influye considerablemente en su poder disolvente. Las aguas con pH bajos son las más agresivas, porque contienen ácidos en mayor proporción.

Así, pues, el agua desprovista de  $\text{CO}_2$ , aun el agua fría procedente de la fusión del hielo, tendría poco poder disolvente sobre la caliza sin la presencia del  $\text{CO}_2$ . La agresividad del agua para la caliza está finalmente determinada por las cantidades de  $\text{CO}_2$  que el agua pueda contener. El agua desprovista de  $\text{CO}_2$  sólo es capaz de disolver 16 mg. de  $\text{CO}_3\text{Ca}$  por litro a la temperatura de 16 °C. La presencia de  $\text{CO}_2$  cambia pues, completamente las posibilidades disolventes del agua para la caliza.

La capacidad de disolución del  $\text{CO}_2$  por el agua depende también de la temperatura, de tal modo que las aguas frías, a igualdad de presión, disuelven mayor cantidad de  $\text{CO}_2$  que las aguas templadas o calientes.

No obstante, sólo una parte del  $\text{CO}_2$  disuelto se combina con el agua para dar ácido carbónico, el resto se equilibra con el  $\text{CO}_2$  contenido en el aire y con el del

bicarbonato de calcio, de tal modo que si llamamos  $\text{CO}_2$  (A) al contenido en el aire y  $\text{CO}_2$  (A) al disuelto en el agua, y  $\text{CO}_2$   $\{(\text{CO}_2\text{H})_2\text{Ca}\}$  el del bicarbonato de calcio, podremos establecer la siguiente ecuación de equilibrio:



Toda disminución de la cantidad de  $\text{CO}_2$  (A) se traduce por una disminución de  $\text{CO}_2$  (A) o de  $\text{CO}_2$   $\{(\text{CO}_2\text{H})_2\text{Ca}\}$ , y en este último caso la descomposición del bicarbonato de calcio en  $\text{CO}_2$ ,  $\text{CO}_3\text{Ca}$  y  $\text{H}_2\text{O}$ , precipitándose carbonato cálcico. La relación  $\text{CO}_2$  (A)/ $\text{CO}_2$  (A) varía con la temperatura, decreciendo cuando la temperatura aumenta; de aquí que, como ya hemos dicho, a menor temperatura aumenta la cantidad de  $\text{CO}_2$  (A).

A 1 atmósfera, 1 litro de agua disuelve: a 0 °C., 2,15 litros de  $\text{CO}_2$ ; a 15 °C., 1 litro de  $\text{CO}_2$ ; a 25 °C., 0,8 litros.

No obstante, el agua templada tiene mayor poder disolvente para el bicarbonato cálcico que el agua fría, de tal manera que se produce una compensación en las cantidades totales de  $\text{CO}_3\text{Ca}$  capaces de ser disueltas en aguas frías o templadas.

No obstante, el poder disolvente de las aguas frías no está aún suficientemente aclarado; Corbel (1957), que ha estudiado los Karsts polares y periglaciares del NW. de Europa, piensa que la agresividad del agua fría es muy superior a la de las aguas templadas o calidas, y que en su consecuencia los fenómenos cásticos evolucionan con mayor rapidez en las regiones polares que en las tropicales conclusión con la que no están de acuerdo todos los morfólogos del Karst.

Además de  $\text{CO}_2$ , el agua cástica puede contener otras sustancias que aumenten su poder disolvente, tales como ácidos húmicos procedentes de la desintegración bacteriana de la materia vegetal u otros ácidos minerales, como el  $\text{NO}_3\text{H}$ , que puede formarse sintéticamente durante las tormentas en los países tropicales (ver Cap. VI).

#### IV.4.-MATERIA EN SUSPENSIÓN Y SU CONTENIDO MICROBIANO

Las aguas freáticas son aguas filtradas por la percolación. Pueden penetrar en el manto conteniendo materiales minerales y orgánicos en suspensión, pero en el momento de su emergencia aparecen totalmente desprovistas de sustancias sólidas, puesto que las rocas permeables por donde circulan actúan de filtros naturales, y en las partes altas de la zona de saturación del manto quedan detenidas todas las materias de diámetro superior a los poros. No así, en cambio, las aguas cásticas, que circulan en masa, especialmente durante los períodos de senilidad del Karst, arrastran gran cantidad de aleuritas y arcillas en suspensión, así como un cierto porcentaje de materia orgánica y diversas bacterias. Esta fracción sólida que transporta el agua cástica puede ser depositada en parte en los lagos hipogeos y en las zonas de débil pendiente de los talwegs subterráneos, pero buena parte de ella emerge de nuevo al exterior por las surgencias, en especial la fracción bacteriana, motivo por el cual las aguas cásticas no son modelo de aguas potables.

Los porcentajes de materia mineral y orgánica, en suspensión, son mucho más crecidos cuando se suman en los aparatos cásticos aguas fluviales que han sufrido poblaciones diversas al pasar por núcleos urbanos o industriales, pero aun las aguas

sumidas en las montañas son sospechosas, puesto que muchas veces las cavernas con ellas relacionadas sirven de letrinas a los pastores, que incluso arrojan ganado muerto, medio propicio a fermentaciones proteicas.

#### IV.5.-CARACTERISTICAS FISICAS

Las temperaturas de las aguas cársicas oscilan entre 9° y 11 °C, en las zonas templadas. Estas temperaturas se mantienen muy constantes durante el año y no acusamos variaciones estacionales. Las aguas freáticas, en cambio, tienen, para las mismas regiones templadas, una amplitud de variación térmica mucho mayor, oscilando entre 5° y 15 °C. Por otra parte, las aguas cársicas son en su mayor parte, aun tratándose de mantos, aguas de superficie, mientras que los mantos cautivos de las aguas artesianas pueden circular a profundidades grandes, donde comienza a notarse la infiltración del gradiente geotérmico. Las aguas cársicas adquieren la temperatura ambiente del medio hipogeo, que en las regiones centroeuropeas oscila alrededor de los 11 °C, lo que hace sentir sensación de frío en verano y de calor en invierno, al penetrar en una caverna.

#### BIBLIOGRAFIA

- CATALAN LAFUENTE, J. (1969) "Química del Agua". Ed. Blume, Madrid, 355 págs.  
 EK, C. (1968). "La Teneur en Ca (HCO<sub>3</sub>)<sub>2</sub> et en CO<sub>2</sub> des eaux des grottes belges". Act. IV. Congr. Int. Especl. Ljubljana, pp. 75-77.  
 ERASO, A. (1969). "La Insaturación del agua en la zona freática del Karst y sus fundamentos termodinámicos". Bol. Geol. y Min. t. LXXX. IV, pp. 336-343.  
 JINGIWA HIGU, K. (1963). "Solubility of dolomite and composition of Florida ground-waters". Jour. Hydrology, 1, pp. 288-310.  
 LOMAR, J.E. y SHRODE, R.S. (1953). "Water soluble salts in limestones and dolomites". Econ. Geology, V, 48, pp. 97-112.  
 MARCHI, D. (1916). "L'acqua di carso". Scientia, V, 20.  
 MURRAY, A.M. y LOVE, W.M. (1929). "Action of organic acids upon Limestones". Bull. Amer. Ass. Petr. Geol., 13, págs. 1467-1475.  
 ROQUES, H. (1963). "Sur la répartition du CO<sub>2</sub> dans les karsts (2.<sup>e</sup> mem.). Ann. Spéleol., 18, pp. 141-184.  
 ROQUES, H. (1964). "Contribution à l'étude statique et cinétique des systèmes gaz carbonique-eau-carbonate (CO<sub>2</sub> - H<sub>2</sub>O - CD<sub>3</sub><sup>-</sup>)". Ann. Spéleol., XIX, págs. 253-484, 106 figures.  
 ZOOOVIC, D. (1967). "Sur le rapport de la solubilité des calcaires et des dolomites". A.I.H.E. Unesco. Act. Colloq. Dubrovnik, p. 615-623.

## Capítulo 5

### LA GEOLOGIA DE LA CALIZA

#### V.1.-GENERALIDADES

La caliza es el elemento permanente del fenómeno cársico. Es el medio de circulación del agua cársica en el interior de la masa caliza y es el dominio donde tiene lugar la larga y compleja evolución subterránea. No podemos despreciar el conocimiento de este medio cársico si queremos conocer, en su integridad, el desarrollo del Karst, puesto que en él tiene lugar el complejo conjunto de fenómenos físico-químico-geológicos que se denomina *karstificación*.

Para que la karstificación pueda realizarse se precisan una serie de circunstancias, externas unas a la caliza e intrínsecas otras, concernientes a su composición y estructura. El conjunto de conocimientos que poseemos hoy sobre la caliza justifica plenamente la formación de un cuerpo de doctrina, dedicado exclusivamente al estudio de esta roca, que bien puede denominarse *Geología de la Caliza*. Ello es consecuencia de la extensión que tienen en la corteza terrestre las formaciones calizas. El dominio calizo no es de negligir ni mucho menos, puesto que aunque a primera vista pueda parecer insignificante, constituye en realidad uno de tantos dominios litológicos del planeta; especialmente extendido en las zonas mediterráneas, donde se desarrollaron la Mesogea herciniana y el Thetys alpino, cuencas madres de calizas, North (1930). En la España peninsular las regiones calizas tienen una extensión de unos 100.000 km<sup>2</sup> en números redondos, distribuidos en 17.000 km<sup>2</sup> en la Cordilla Cantábrica, País Vasco y Pirineos; 48.000 km<sup>2</sup> en la Cordillera Ibérica; 7.500 km<sup>2</sup> en la Costa de Cataluña, y 30.000 km<sup>2</sup> en Andalucía, lo que justifica plenamente la antigua concepción de Eduardo Hernández-Pacheco (1932), de una "España caliza" que comprende la quinta parte aproximadamente del territorio peninsular.

No obstante, la hegemonía que hoy tiene la caliza en el Planeta, es una roca de formación relativamente reciente en comparación con las rocas silíceas, cuyos orígenes lejanos hay que buscarlos en la evolución endógena de la Tierra. La caliza es un material fundamentalmente organógeno, y por consiguiente se ha desarrollado paralelamente a la evolución biológica desde la aparición de la vida en la Tierra, y así vemos como las calizas más antiguas aparecen en el planeta en el

ERASO, A.-(1969). "Mecanismos sobre la corrosión en el Karst y su repercusión en la geodinámica kárstica". Boletín Geol. y Min. t. LXXX, II, pp. 146-168.

ERASO, A.-(1969). "La insaturación del agua en la zona frástica del Karst y sus fundamentos termodinámicos". Bol. Geol. y Min. t. LXXX, IV, pp. 336-343.

GOMEZ DE LLARENA, J.-(1953). "El lenar inverso en la formación de las Cavernas". Speleon, IV, pp. 3-10, 3 figs., 4 lám.

HOWARD, A. D.-(1964). "Processes of limestone cave development". Intern. Journal of Speleology, I, pp. 47-60, 1 fig., 5 lám.

JINGHWA HSU, K.-(1963). "Solubility of dolomite and composition of Florida groundwater". Jour. Hydrology, I, pp. 288-310.

JOHNSTON, J.-(1913). Jour. Amer. Chem. Soc., V, 37, pp. 2.001.

JOHNSTON, J. y WILLIAMSON, E. D.-(1916). Jour. Amer. Chem. Soc., V, 38, pp. 975-983.

MAUCCI, W.-(1952). "L'ipotesi dell'erosione inversa come contributo allo studio della speleogenesi". Bol. Soc. Adriat. Sc. Nat., 46.

MONTORIOL POUS, J.-(1954). "La Hidrología Kárstica del Plá de les Basses y sus relaciones con la de otras zonas del macizo de Garraf (Barcelona)". Speleon, V, pp. 55-104, 11 figs., 2 lám.

MONTORIOL POUS, J.-(1959). "Relaciones entre la quimioilógenésis y la termocirculación". Speleon, X, pp. 33-44.

MONTORIOL POUS, J.-(1959). "La distribución térmica en las formaciones hipogreas y sus consecuencias en cuanto a la dinámica del aire". Mem. Asamb. Regional de Espeleología, pp. 121-146.

MURRAY, A. N. y LOVE, W. W.-(1929). "Action of organic acids upon Limestone". Bull. Amer. Ass. Petr. Geol., 13, p. 1.467-1.475.

PITTY, A. F.-(1966). "An approach to the study of Karst Water". Univ. Huib. Publ. Occ. Papers Geogr., núm. 3, 70 págs., 5 figs.

REFFAY, A.-(1968). "Quelques observations sur la decomposition des calcaires sous la tourbe dans la région de Sligo, Irlande". Rev. Geogr. Alpine, Grenoble, 57, p. 521-527.

ROQUES, H.-(1962). "Considérations théoriques sur la chimie des Carbonates". Annales de Spéologie, XVII: (1<sup>a</sup>), pp. 11-42; (2<sup>a</sup>), pp. 241-284; (3<sup>a</sup>), pp. 463-467.

ROQUES, H.-(1963). "Sur la répartition du CO<sub>2</sub> dans les Karsts. ((2<sup>o</sup> mem.))". Ann. Spéol., 18, pp. 141-184.

ROQUES, H.-(1964). "Contribution à l'étude statique et cinétique des systèmes gas carbonique-eau-carbonate. (CO<sub>2</sub>-H<sub>2</sub>O-CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>)". Ann. Spéol., XIX, pp. 255-484, 106 figs.

ROQUES, H.-(1969). "Problèmes de transfert de masse posés par l'évolution des eaux souterraines". Ann. Spéol., 24, p. 455-494.

SWEETING, M. et al.-(1965). (Coloq. Limestone Dissolution). Geogr. Jour., 131, pp. 34-56.

ZOGOVIĆ, D.-(1967). "Sur le rapport de la solubilité des calcaires et des dolomites". AHS, Unesco, Act. Colloq. Dubrovnik, pp. 615-623.

## Capítulo 7

### EL APARATO CARSTICO

#### VII.1.-CARACTERISTICAS DEL APARATO CARSTICO

El conjunto del medio calizo, la fisuración, el agua circulante y el trabajo de disolución y erosión inherentes a la circulación kárstica, constituyen lo que podemos denominar un *aparato kárstico*. Cuando en el aparato kárstico concurren todas estas circunstancias será *viviente*; cuando falte la circulación, le llamaremos *muerto*.

El prototipo de aparato kárstico deberá concebirse desarrollado sobre una masa de calizas horizontales, cortadas por los sistemas de diaclasas normales y apoyándose sobre un substrato margoso o arcilloso impermeable, situado por debajo de los valles epigeos.

Sobre la masa caliza se establecerán una serie de zonas o puntos de absorción, de tal modo que por ellos penetrará el agua pluvial o la de escurrimiento, circulando a continuación a través de la fisuras hasta emerger en el contacto de la caliza con el substrato impermeable. De este modo, en un aparato kárstico se considerarán tres regiones, atendiendo a la circulación y su relación con la topografía:

1. Una zona superior superficial o *zona de absorción*.
2. Una zona interna de *circulación libre* o alternativamente libre y a presión.
3. Una zona inferior de *circulación permanente a presión*. Entre las zonas 2 y 3 aparecerá una zona de emergencias.

#### VII.2.-LAS FORMAS DE ABSORCION

La zona superficial del aparato kárstico o zona de absorción posee formas muy características, que se denominan formas de absorción o exocársticas. Las formas de absorción corresponden a dos tipos distintos: *Formas cerradas*, en las cuales la absorción se realiza lentamente, y *formas abiertas* en las que el agua puede penetrar en masa. Seguiremos tomando, como siempre, como tipo de aparato kárstico la masa de caliza horizontal atravesada por los sistemas de diaclasas-tipo y sostenido el conjunto por una capa impermeable de margas o arcillas. Las principales formas de absorción están indicadas en la figura VII.1.

CERRADAS	ABIERTAS	ALOCTONAS
Dolinas	Simas	Cañones
Uvalas	Sumideros	
Poljes	Cuevas	
Valles ciegos	Ponor	
Pérdidas	Marinos	
Valles muertos		

Fig. VII-1.-Principales formas superficiales del Karst (Exocársticas).

### VII.3.-FORMAS CERRADAS

No escasean en las zonas mesozoicas y terciarias tectónicas, ejemplos de masas calizas karstificadas. En España tenemos el de las calizas pontienas de nuestras Mesetas, que forman extensas mesas, en las cuales el espesor de la caliza puede oscilar entre 40 y 60 m., constituyendo ejemplos de Karst incipientes, altamente ilustrativos.

En estos casos, el desarrollo de las zonas de absorción vendrá esencialmente condicionado por las diaclasas, especialmente determinado por la intersección de dos o más diaclasas. Estos puntos serán óptimos para la absorción, tanto más cuanto mayor sea el número de individuos que interfieran en un punto.

En estas intersecciones el agua penetra favorecida además por la red de diaclasas menores y leptoclasas que las rodean.

La Comisión del Karst de uno de los Congresos de Geografía tomó el acuerdo de que las leptoclasas no tenían influencia ninguna en la absorción de agua por las masas calizas. No obstante, la observación de multitud de fenómenos en la superficie del Karst y en el interior de las cavernas nos hace reconsiderar seriamente esta determinación de la Comisión. Las formas alveolares en su origen, y más tarde cilindroideas, descritas por Monturiol (1954) en Garrat, ya mencionadas, pueden ser explicadas mucho más satisfactoriamente si se hace intervenir la red de leptoclasas. Especialmente en las formas más avanzadas de evolución, cuando se produce la conjugación de tubos cilindroideos, ésta se hace con separación de "terra rossa",

difícil de explicar si no ha habido una penetración íntima del agua en la masa caliza. Por otra parte, en todos los techos de las cavernas de los Karsts activos, especialmente aquellos que tienen una cobertera vegetal poco potente, que permite una alimentación regular de la caliza, aparecen gotas de agua en zonas rocosas perfectamente lisas, siempre en relación con leptoclasas visibles a la lupa. El agua debe haber atravesado, pues, la masa caliza a lo largo de las leptoclasas. El fenómeno se complicaría extremadamente si hiciéramos intervenir la presión. El agua a presión se difunde más profusamente en la masa rocosa y puede atravesar poros de diámetro muy pequeño, que en las condiciones normales resultarían completamente impermeables. Multitud de ejemplos a este respecto nos proporcionan las rocas calizas de baja permeabilidad, consideradas como acuíferos medianos, produciendo 8 y 10 m<sup>3</sup>/hora; sin perjuicio de que destacados morfólogos como Birot, Chardonnet, admitan la circulación por las leptoclasas.

Tampoco pueden explicarse fácilmente las formas superficiales del Karst si se niega toda intervención de las fisuras menores en la disolución, de manera que, por el momento, debemos pensar en que la infiltración del agua en la caliza puede hacerse a través de leptoclasas.

### 3.1. Las Dolinas

#### a) Génesis de las Dolinas

El resultado de la infiltración del agua por las intersecciones de dos diaclasas y por las fisuras menores es la creación de una zona de máxima disolución, y en su consecuencia, se producirá allí una mayor emigración de caliza disuelta, hacia abajo, y la consiguiente pérdida de volumen del conjunto. Estos fenómenos tienen por núcleo la ya indicada intersección de diaclasas y van disminuyendo concéntricamente a partir de este punto hasta anularse. Un ancho círculo de caliza, cuyo centro es la intersección, estará, pues, afectado por este fenómeno con tanta mayor intensidad cuanto más próxima está la zona al centro. La emigración de caliza, separación de "terra rossa" de decalcificación y consiguiente pérdida de volumen, determinará el hundimiento lento de toda la zona afectada a partir de su centro, originándose entonces una depresión circular, en principio embudoiforme, llamada *dolina*, nombre utilizado en Yugoslavia para designar este tipo de depresiones cársticas. En España se llaman también *hoyas*, nombre no recomendable, puesto que también equivale a sima; tampoco debe admitirse en el lenguaje científico el de *nava* o *navajo*, que se emplea para designar cualquier tipo de depresión, aunque no tenga nada que ver con el Karst. Por otra parte, el nombre de dolina se ha internacionalizado ya suficientemente para no tener que utilizar otro mejor.

En toda dolina debemos diferenciar dos regiones: la externa o *embudo*, por la que se recogen las aguas de precipitación y de escurrimiento, principal elemento colector que en ocasiones sirve también de depósito, y la *chimenea* o tubo de absorción, asiento de los fenómenos de disolución y región por la cual el agua se infiltra. La chimenea puede tener el mismo diámetro que el embudo en las formas juveniles, pero en la madurez el diámetro de la chimenea es menor que el del embudo, sin perjuicio de que puedan existir varias chimeneas.

En el momento en que la dolina se engendra, la cantidad de agua absorbida aumenta considerablemente, puesto que actúa de verdadero embudo de absorción. Ello trae como consecuencia su progresivo crecimiento en diámetro y el aumento



de la disolución en profundidad; las dolinas son, pues, depresiones cársticas generadas por disolución, en su forma primaria, en la intersección de dos o más diaclasas.

La dolina representa una zona óptima de absorción, puesto que no sólo absorbe las aguas pluviales que vierten directamente sobre ella, sino también las resultantes del escurrimiento de las vertientes sobre las que pueden desarrollarse talvegs transitorios que favorecen la conducción de las aguas de escurrimiento hacia la dolina, que funciona como nivel de base de dichas aguas de escurrimiento.

El tamaño de las dolinas es muy diverso, oscilando desde algunos pocos metros hasta algunos centenares. Existen en todas las zonas cársticas dolinas muy extensas que constituyen verdaderas depresiones, comparables a los niveles de base epigeos. A medida que la dolina evoluciona en profundidad, hundiéndose progresivamente, la "terra rossa" resultante de la decalcificación se acumula en el fondo, uniéndose a ella los lodos y arcillas aportados por las aguas de escurrimiento, de tal modo que llega a constituirse un sedimento que hace cambiar totalmente la

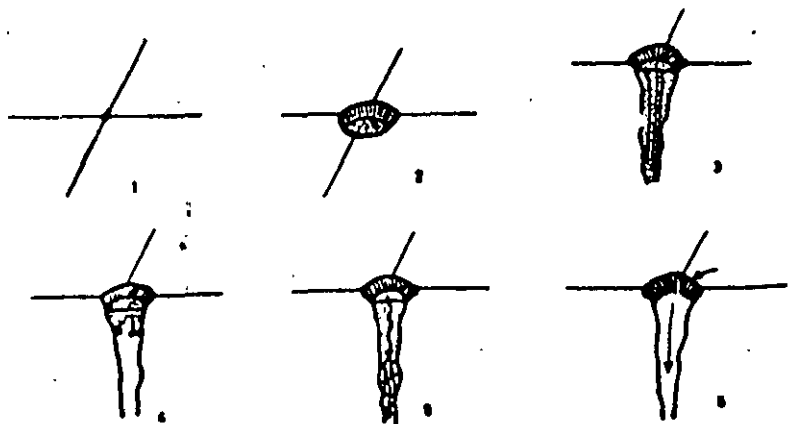


Fig. VII.2. - Génesis de dolinas desde la fisura. 1. Sistema de diaclasas en corte ortogonal, los fenómenos de disolución son máximos en el punto de intersección: 2. Depresión circular embudoiforme, con depósito de "terra rossa" (dolina). 3, 4 y 5. Desarrollo de la dolina en profundidad: 6. Suma-sumidero partiendo de una dolina

primitiva morfología de la dolina, que pasa a tener el aspecto de una artesa, por lo que puede denominarse *dolina de artesa*. Estas dolinas de artesa son las características de los Karsts de régimen pluvial.

En estas dolinas la absorción se realiza lentamente, puesto que el sedimento arcilloso constituye un impedimento para una absorción rápida, de tal modo que en épocas de mucha pluviosidad las aguas aportadas pueden acumularse en la depresión, constituyendo charcas o lagunillas cuya agua va infiltrando poco a poco hasta desaparecer en su totalidad.

La dolina es el prototipo de la forma de absorción del Karst, de tal modo que un Karst típico no puede dejar de poseer dolinas. Existen, como ya veremos, otras formas de absorción, pero la fundamental es la dolina (Fig. VII.2).

Muchas superficies de aparatos cársticos están materialmente acerbilladas de dolinas, lo que les permite tener extensas superficies de absorción. Cuanto mayor es su desarrollo tanto mayor es la capacidad de absorción del aparato cárstico. Por otra parte, las dolinas constituyen un sistema regulador de la absorción y, por tanto, de la circulación en el aparato cárstico, puesto que en lugar de penetrar el agua tumultuosamente y rápidamente en las fisuras, por el contrario, lo hace lentamente, determinando una circulación más regular, de tal modo que en este caso existen ciertas semejanzas entre la absorción y circulación cárstica y las freáticas.

#### b) Morfología y morfometría de las dolinas

Situadas en la intersección de dos o más diaclasas y siendo éstas las que condicionan su desarrollo, la forma que adquieren dependerá de la mayor o menor disolución que se realice sobre las fisuras. Si la disolución se realiza por igual a lo largo de todas las diaclasas concurrentes, la forma será perfectamente circular e isotropa, en la cual la relación de diámetros sería 1:1. Puede ocurrir que la disolución progrese más en una dirección que en otra, en cuyo caso se originan dolinas ovaladas en las cuales la relación de diámetro será de 2:1, o aun 3:1. En este caso, tendremos dolinas anisótropas y elipsoideas.

Para estudiar la frecuencia de unas u otras formas se han hecho medidas morfométricas que han conducido a la obtención de un índice de circularidad,  $CI$ , Segre (1948), que viene dado por la siguiente ecuación.

$$CI = \frac{Dm + dm}{DV}$$

siendo  $Dm$  el diámetro mayor,  $dm$  el diámetro menor, y  $DV$  el diámetro medio.

Otro dato morfométrico de interés es su depresión o profundidad la cual depende del ángulo de las vertientes; esta depresión se expresa por la diferencia de altura existente entre la superficie exterior y el fondo. Las dolinas embudoiformes son generalmente muy deprimidadas por no tener sedimentos, mientras que las dolinas en artesa generalmente son poco deprimidadas. Pero la forma de las dolinas depende de una serie de circunstancias que han determinado su formación, entre las cuales consideraremos las siguientes:

#### b.1.) Influencia del relieve

Hasta ahora hemos venido considerando el aparato cárstico como desarrollado sobre la plataforma estructural de una mesa, pero existen muchos casos de aparatos cársticos instalados sobre estructuras diversas a las que debe adaptarse el Karst. En estos casos, las dolinas se adaptan también a estas estructuras y a los relieves que de ellos derivan, y adoptan formas características.

Las *dolinas de mesa* son las típicas y que nos han servido de modelo.

Las *dolinas de penillanura* se reparten sobre todo por las zonas planas, altas, de las penillanuras, y por depresiones o valles maduros, como consecuencia de que en estas zonas es donde se producirían las máximas acumulaciones hídricas, en las zonas altas, como consecuencia de que estas formas peneplanizadas tienen siempre una marcada tendencia hacia el endoreísmo, se generará entonces un Karst endo-

reco, mientras que las zonas deprimidas serán regiones de acumulación de aguas aportadas por el escurrimiento. Es aquí, donde se producirá el máximo de carstificación.

Las dolinas en hombros se generan normalmente sobre los amplios rellenos de los relieves policíclicos, puesto que para que la instalación de las dolinas tenga lugar, hace falta una zona de poca pendiente o rigurosamente plana. En un relieve policíclico las únicas zonas aptas para una buena instalación de las dolinas son las hombrosas.

Las dolinas de vertiente exigen para su formación dos condiciones: 1. Que las vertientes tengan poca inclinación; 2. Que en dichas vertientes se encuentran circunstancias estructurales diversas, como, por ejemplo, buzamientos contrarios al sentido del escurrimiento, los cuales detienen el agua y producen acumulaciones locales. Cuando los accidentes estructurales son más importantes, como es el caso de la existencia de contactos entre rocas permeables e impermeables, fallas o pliegues, las dolinas encuentran condiciones óptimas para su instalación. Son numerosísimos los ejemplos de dolinas desarrolladas en el contacto de calizas con otras rocas impermeables o sobre zonas de fractura. En estos casos casi siempre las dolinas tienen un gran desarrollo.

Finalmente, las dolinas de valle aparecen en los talwegs, porque estas formas topográficas ofrecen condiciones óptimas, a consecuencia de ser zonas deprimidas rodeadas de vertientes que conducen aguas de escurrimiento y tener zonas de muy poca pendiente.

### b.2.) Influencia de la estructura

Ya hemos visto que la circulación de las dolinas depende de la desigual importancia de la disolución a lo largo de los ejes tectónicos determinados por las diaclasas. Si la dolina es circular e isotropa nos presentará una simetría de tipo regular, pero si es elipsoidal por estar más desarrollado uno de sus ejes, adoptará una simetría rómbica; pero podremos encontrar otros tipos de simetría, puesto que puede ocurrir que el desarrollo se haga de diferente manera en dos regiones del mismo eje (simetría monoclinica), y aún, que sea diferente en todas las regiones de todos los ejes (simetría triclinica). Desde este punto de vista las dolinas pueden ser, pues: simétricas y asimétricas, según correspondan a los tipos regular, rómbico, monoclinico o triclinico.

Estas simetrías están siempre condicionadas por la estructura, desarrollándose especialmente las simétricas sobre mesas o estructuras similares, mientras que en los países de plegamiento o de estructuras más complejas dominan las formas asimétricas o de simetrías inferiores, como dolinas de cuesta y dolinas de contacto; estas últimas son el prototipo de dolinas asimétricas estructurales; en ellas la alimentación es óptima, puesto que se hace por la vertiente impermeable y la absorción, sobre todo a través de los planos de estratificación.

Sobre las fallas ocurren fenómenos parecidos, pero con un desarrollo mucho mayor; en estos casos la zona de absorción más importante suele ser el plano de falla, especialmente si tiene brechas.

En las zonas de plegamiento de estilo jurásico encontramos las dolinas repartidas morfológicamente sobre las estructuras de los pliegues: en los flancos, encontramos dolinas de cuesta asimétricas, mientras que en el eje del pliegue se hallan dolinas simétricas cuya absorción está condicionada por las diaclasas.

### b.3.) Influencia del clima

El clima es un factor muy importante por lo que se refiere a la morfología de las dolinas.

En los climas fríos, nivales y glaciares, las dolinas adoptan formas de embudo muy pronunciado, con laderas muy pendientes, profundamente hundidas, su "terra rossa" y con fondo cubierto de cantos de gelivación, un ejemplo muy didáctico de este tipo de dolinas lo tenemos en los "jous" de los Picos de Europa y en todas las zonas nivales y glaciares de los Pirineos y de los Alpes, Crose (1964). Corbel (1954), Julivan (1967) y Miotke (1968). El nombre de "jou" podría adoptarse para significar este tipo de dolinas, aunque en realidad sólo significa hoy en el dialecto local, significado que, por otra parte, tienen todos los nombres locales que aluden a dolinas (el propio de dolina, soch, etc.).

En los climas templados y lluviosos centroeuropeos se desarrollan las típicas dolinas pluviales, poco deprimidas, de fondo cubierto de "terra rossa" (dolina en artesa), en las cuales la profundidad es aproximadamente igual al diámetro mayor. Estas dolinas son las que se toman como modelo de descripción por ser las más conocidas y asequibles a la observación. Las dolinas de los climas mediterráneos tienen las mismas características de las anteriores, aunque la profundidad suele ser menor que el diámetro mayor. Son clásicas en el Karst yugoslavo.

En los climas tropicales la profundidad es mayor que el diámetro mayor, como en los "jou", pero en el fondo está ocupado por "terra rossa" y generalmente son muy amplias.

No cabe duda que existe una estrecha relación entre la morfología de las dolinas y el clima. En algunos puntos excepcionales del planeta se pueden apreciar estas diferencias morfológicas de manera ostensible: tal ocurre en las zonas de montañas calizas tropicales, en las cuales puede existir una estratificación de climas con la consiguiente estratificación de Karst. En los Picos de Europa, en España, tenemos un ejemplo único en Europa y uno de los pocos del mundo, en que aparece esta estratificación, gracias a que dicho macizo, casi enteramente calizo, se desarrolla desde el nivel del mar, en la plataforma de Llanes, hasta las cumbres de Peña Santa, a 2.600 m. de altitud. Durante el Cuaternario existieron climas glaciares en las cumbres, climas que hoy son nivales y climas tropicales en la plataforma de Llanes durante los interglaciares, climas que aun hoy son muy calurosos en verano. En su consecuencia se desarrollan "jous" entre los 1.000 y 2.500 m. que aún se conservan por alimentación nival; formas de transición glaciar-pluvial entre los 1.000 y 600 m., dolinas pluviales entre los 600 y 200 m. y dolinas de tipo tropical en la plataforma de Llanes al nivel del mar.

El nacimiento de los Picos de Europa sirvió ya de pantalla a los ciclones atlánticos, durante el Cuaternario, tal como ocurre hoy. Las precipitaciones se realizaban en la zona alta, mientras que la plataforma de Llanes constituía un enclave de clima extremadamente cálido para la latitud a que se encontraba.

### e) Evolución de las dolinas y dolinización.

Ya hemos dicho que el origen de toda dolina está en la disolución de los puntos de intersección de dos o más diaclasas, con la consiguiente decalcificación, pérdida de volumen de la masa caliza afectada por la disolución, y como consecuencia, hundimiento con generación del embudo que caracteriza la morfología de la dolina.

Es en este momento cuando las dolinas están ya constituidas como tal, cuando comienza su evolución. Esta evolución se realiza tanto en extensión superficial como en profundidad.

La evolución superficial es el resultado del continuo retroceso de sus vertientes y consiguiente aumento de superficie. Esta progresión superficial va acompañada de la progresión en profundidad. La decalcificación aumenta constantemente por debajo de la dolina y el hundimiento que se produce es progresivo. El  $\text{CO}_2\text{Ca}$  es arrastrado abajo, disuelto en el agua, pero la "terra rossa", producto de la decalcificación, lo es sólo en una fracción pequeña; en parte se acumula en el embudo originando el fondo plano tan característico de las dolinas de génesis pluvial.

Pero el relleno de la dolina puede efectuarse también con depósitos alógenos, cuando afluyen a ella arroyos apigeos, aunque sólo sean periódicos o cuando su capacidad de absorción es inferior al volumen de aguas que llegan hasta ella, en cuyo caso se inunda, constituyendo una pequeña laguna. En el primer caso se depositan aportes de aspecto aluvial, nunca verdaderos aluviones, puesto que los arroyos que realizan el transporte no tienen nunca longitud suficiente para generar depósitos típicamente aluviales; en el segundo caso se depositarán arcillas lacustres (Fig. VII. 3).

El proceso de generación y desarrollo de las dolinas se puede llamar *dolnización*. La dolnización comienza con la generación de algunos individuos aislados que luego van haciéndose más densos hasta constituir un *campo de dolinas*. Estos campos son propios de las regiones calizas de alta solubilidad, y son tanto más ricos en individuos cuanto mayor es la solubilidad de la caliza. La caliza del material carbonatado desempeña, pues, un papel muy importante en la dolnización, y precisa, siempre que sea de solubilidad media, como son las calizas muy puras, Morawetz (1965).

En las rocas ultrasolubles, como la sal y el yeso, las dolinas evolucionan muy rápidamente hacia formas abiertas, de tal modo que no tienen permanencia alguna en la zona de absorción. Por el contrario, en las rocas poco solubles no llegan a formarse; tal ocurre con las dolomías, las molasas y los conglomerados calizos. En las calizas normales, el 60-70 por 100 de la zona de absorción está ocupada por dolinas, mientras que en las dolomías sólo el 20 por 100 de la superficie carbonatada está dolnizada. Las molasas y los conglomerados calizos no tienen generalmente dolinas, como puede verse muy bien en las masas de conglomerados terciarios que jalonan los rebordes pirenaicos e ibero-catalán de la depresión del Ebro, y en las cuales se han modelado los relieves de Montserrat y Sant Llorenç del Munt, cerca de Barcelona; a pesar de que estos conglomerados tienen una carbonatización bastante avanzada, con numerosas formas de conducción, no aparecen dolinas en las zonas altas, en otros climas más lluviosos, como el cantábrico, hemos visto, no obstante, dolinas en conglomerados calizos de tipo montserratino en la zona de Llanera, al N. de Oviedo, pero su desarrollo no es nunca grande. En estos casos estamos en presencia de un Karst sin formas de absorción.

La evolución de las dolinas conduce hacia dos líneas de desarrollo diferentes (Fig. VII 4),

1.—Predominio del desarrollo superficial, con lo que se llega a otras formas cerradas.

2.—Preludio del desarrollo vertical, en profundidad, que conduce hacia las formas abiertas.

### 3.2. Las uvalas.

Cuando las dolinas evolucionan en superficie más rápidamente que en profundidad, es frecuente que los bordes de dos individuos próximos se conjuguen, originando una depresión más amplia, llamada *uvala*, pero que ha perdido ya su forma primitiva, condicionada exclusivamente por la estructura y la disolución. Las uvalas

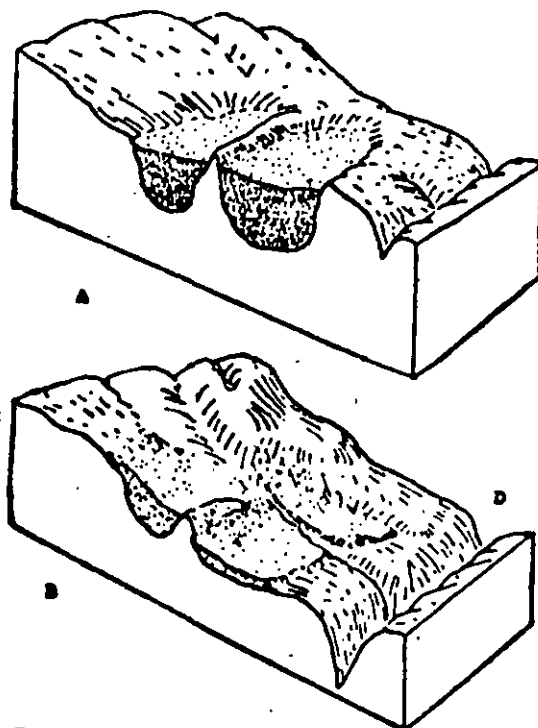


Fig. VII-3.- Evolución del yacimiento de manganeso de Narganet. A. Génesis del yacimiento por relleno de dolinas; B. Evolución y destrucción por excavación del Deva (D) (I lapt. 1958)

tienen a tomar formas elipsoidales cuando derivan de la conjugación de dos dolinas, pero cuando a éstas se juntan otras, los contornos pueden llegar a ser muy irregulares, aunque conservan casi siempre parte de sus formas primitivas, especialmente los individuos periféricos que han sufrido una transformación menor.

Como las dolinas se encuentran casi siempre formando *campos de dolinas*, los fenómenos de conjugación son muy frecuentes y, por tanto, la generación de uvalas se produce rápidamente. El nombre de uvala, que en lengua yugoslava significa valle, encaja perfectamente con su morfología general, puesto que consti-



tuye una verdadera depresión cuya extensión superficial dependerá de la de las dolinas que la engendren y también de la importancia del campo de dolinas en el que se desarrolle. La generación de una uvala aumenta considerablemente la capacidad absorbente de la región caliza, puesto que actúa de zona colectora de agua en mucha mayor escala que la dolina; las aguas afluentes pueden tener también mayores caudales. Las uvalas se encuentran en todos los Karsts que presentan un cierto grado de evolución, pero, sin duda, representan ya formas más maduras que las dolinas.

### 3.3. Los poljés.

Constituyen las formas de absorción del Karst, de mayor extensión superficial.

Poljé significa llanura o campos en el lenguaje yugoslavo, y en realidad morfológicamente no difiere gran cosa de las fosas tectónicas o graben; sus formas son alargadas en el sentido de los accidentes tectónicos; los grandes poljés yugoslavos que constituyen, sin duda, los ejemplos más grandiosos de Europa, están alineados de N.W.-S.E., paralelamente a los accidentes tectónicos dináricos; sus dimensiones oscilan de 2 a 3 km. a 50-60 km. de longitud, por anchura de 1 a 10 km. Son de fondo plano, cubiertos de sedimentos, de entre los cuales emergen islotes rocosos, fuertemente carstificados y atravesados por carvenas muertas, llamados "hum". Pueden encontrarse a altitudes diferentes, desde los 1.000 m. de altitud, en el Karst yugoslavo hasta casi el nivel del mar. Desde el punto de vista hidrológico hay

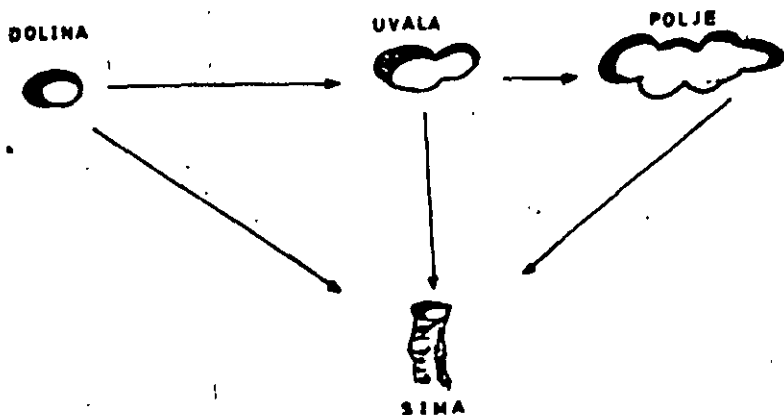


Fig. VII-4 Líneas de evolución de las dolinas.

tres tipos de poljés: 1) Poljés secos, situados generalmente a mayores altitudes; 2) Poljés inundados recurrentemente, y 3) Poljés inundados permanentemente. Los segundos tienen un funcionamiento complejo, puesto que se inundan total o parcialmente durante los períodos húmedos y quedan en seco durante las sequías. Fernández-Rubio (1965).

Por lo tanto, en los poljés encontramos muchas veces una alternancia de tres tipos de depósitos: "terra rossa", aluviones y arcillas lacustres, porque en muchos

de ellos aparece una rotación de sedimentación a consecuencia de su funcionamiento hidrogeológico; los poljés, que sufren inundaciones periódicas estacionales, pueden tener tres regímenes de sedimentación anual: período seco, con sedimentos de "terra rossa"; período fluvial, con depósitos de aluviones; período lacustre, con sedimentación de arcillas.

La génesis de los poljés puede ser diversa, según Cvijic (1918) pueden generarse:

1. Por progresiva conjugación de dolinas y uvalas; en efecto, si exageramos el fenómeno de conjugación de dolinas, obtendremos uvalas de gran extensión superficial, es decir, poljés; en ellas quedarán numerosos restos de rebordes calizos de las dolinas conjugadas, formando los cerros denominados "hum".

2. Por desarrollo de uvalas sobre una falla.

3. Por carstificación de una zona tectónica (fosa, frente de cabalgamiento, etc.). Las fosas tectónicas de los poljés y, sin duda, sobre estos accidentes tectónicos se han desarrollado los poljés más extensos del globo.

En realidad, toda dolina por pequeña que sea requiere para su instalación un accidente tectónico aunque sea elemental, como una diaclasa, y por consiguiente, tanto los poljés de uvala como los de falla tienen como directrices comunes un accidente tectónico. Sólo los grandes poljés se instalan sobre estructuras mayores, como los graben y fosas en general, y en ellos no hay huellas de hums, lo que parece indicar que la erosión cástica ha desempeñado allí un papel secundario.

La generación de los poljés por conjugación de dolinas y uvalas sólo puede explicarse en los casos de extensión restringida, pero los grandes poljés del Karst dinárico, así como otros muchos que aparecen en distintas zonas cásticas del planeta, no pueden explicarse de esta manera, tanto más cuanto que están estrechamente relacionados con accidentes tectónicos importantes, sean inclinados, sean fosas tectónicas. La fosa tectónica es una forma muy propicia al desarrollo de los poljés, puesto que originariamente tiene ya tendencia a dificultar el drenaje; la instalación de cuencas cerradas en las fosas modeladas sobre calizas no es difícil. Así, pues, debe insistirse acerca del origen tectónico de los grandes poljés.

Desde Cvijic (1918) se ha adquirido ya la noción de que el funcionamiento hidrológico diverso de los poljés es consecuencia de su grado de evolución, y sobre todo, de la posición del nivel impermeable subyacente del Karst. Cuando el nivel piezométrico teórico del Karst está muy por debajo del fondo del poljé, éste está siempre en seco; cuando por el contrario, el fondo del poljé está cerca de la capa impermeable, éste estará siempre inundado; si se encuentra a una distancia moderada existirán períodos de inundación y períodos secos. Como los poljés evolucionan en profundidad de la misma manera que las dolinas, el fondo de los poljés se va hundiendo poco a poco, a medida que progresa su madurez y se acerca la senilidad; en consecuencia, cuanto más maduro sea un poljé más próximo estará de la capa impermeable subyacente, y por consiguiente, estará más largo tiempo inundado, hasta que al llegar a la senilidad, cuando la capa impermeable está casi aflorando, el poljé estará inundado permanentemente.

Los poljés, grandes o pequeños, han constituido siempre zonas de atracción humana, gracias a que son las únicas regiones fértiles del Karst. El desierto calizo tiene sus oasis en los poljés; la "terra rossa" de decalcificación permite ser cultivada, y en ocasiones, ríos epigeos llegan hasta los poljés para sumirse en ellos; las ciudades más importantes y sus las villas y aldeas del interior de Yugoslavia están edificadas en los poljés.

Todas las regiones cársticas extensas poseen grandes poljés y en todas partes constituyen los núcleos de concentración humana del Karst.

### 3.4. Valles muertos, pérdidas y valles ciegos.

Son valles epigeos que han dejado de funcionar a consecuencia de la karstificación en las zonas de sus cabeceras. Estas formas se encuentran frecuentemente en todas las regiones cársticas a consecuencia de que el 90 por 100 de los Karsts se han generado durante el Cuaternario y, por tanto, han sufrido los acusados cambios climáticos glaciares e interglaciares. Durante los pluviales interglaciares, los aparatos cársticos no podrían absorber la totalidad de las precipitaciones, y así se formaron redes fluviales permanentes o accidentales en las regiones cársticas, que dejan de funcionar durante los glaciares y que hoy encontramos en forma de valles muertos.

Estos valles son en cierta manera formas de absorción, puesto que, aún son susceptibles de funcionar durante las grandes precipitaciones; en la zona de Levante de España no difieren en nada de las "ramblas", valles cársticos o no, pero de funcionamiento intermitente; las ramblas que atraviesan las regiones calizas tienen abundantes *pérdidas*, como los ríos de circulación permanente. La mayor parte de los macizos cársticos mediterráneos están cruzados por redes fluviales muertas, cuyo origen debe remontarse tal vez al plioceno, pero de activo funcionamiento durante el cuaternario.

Los *valles ciegos*, son formas fundamentalmente estructurales desarrolladas sobre haces de diaclasas, o sobre fallas, que presentan formas alargadas en la dirección del accidente que las ha originado; estos valles ciegos pueden estar recorridos por arroyos epigeos subsecuentes, cuya hidrografía ha sido desorganizada por el Karst. Así, los encontramos sobre cuevas degeneradas por la karstificación, al pie de hog-backs, a lo largo de planos de escamación tectónica y de planos de falla. Si sobre uno de estos valles epigeos comienza a producirse una absorción cárstica, la circulación epigea se desorganiza y se producen divisorias de aguas subterráneas y superficiales a lo largo del valle subsecuente, originándose así los valles ciegos. Finalmente pueden producirse también valles ciegos sobre las penillanuras, en las zonas deprimidas, generándose del mismo modo que en los valles subsecuentes.

Los valles ciegos, desde el punto de vista de la absorción, tienen casi la misma importancia que los poljés a igualdad de extensión, aún podemos decir que son formas de absorción de mayor eficacia que aquéllos, puesto que la infiltración se realiza a todo lo largo de sus talwegs (Fig. VII.5).

Los valles ciegos recién constituidos presentan casi intactos todos sus atributos, los talwegs epigeos continúan funcionando del mismo modo que antes de generarse el valle ciego. No obstante, cuando llevan mucho tiempo funcionando como tales, su morfología se modifica poco a poco y se asemeja cada vez más a la de las uvalas. Chardonnet llama *bragas* a las dolinas de formas muy elípticas, desarrolladas en el fondo de valles; pueden tener 100 m. de longitud por sólo 6 ó 7 de anchura.

Un último tipo de absorción en formas cerradas lo encontramos en las que podemos llamar *zonas de pérdidas*, que constituye una forma de transición a las formas abiertas. En efecto, en muchos ríos que cortan regiones cársticas, procedentes de otras no calizas, se observan sensibiles Aucl de caudal cuando

salen de la región cárstica. Estos caudales desaparecidos deben haber sido absorbidos por diaclasas o fracturas existentes en la vaguada e incorporados a la circulación cárstica general del macizo.

Cuando los caudales que tienen los ríos son precarios e inferiores a los que se absorben en las zonas de pérdidas, el río queda en seco en una zona de corta extensión. Cerca de Barcelona existe un caso, ya conocido de antiguo y citado por



Fig. VII.5. - Mapa geológico y perfil de un valle ciego.

Font y Sagué, como un curioso fenómeno hidrológico; las aguas de la Riera de la Bancé se sumen poco antes de su confluencia con el río Congost. En invierno, la Riera de la Bancé tributa abundantemente al Congost, pero en verano las aguas desaparecen a pocos centenares de metros de la confluencia.

## VII.4.- LAS FORMAS DE ABSORCIÓN ABIERTAS

### 4.1. Simas.

Las formas de absorción abiertas difieren fundamentalmente de las cerradas en los volúmenes de agua que son capaces de absorber, en ellas la absorción se realiza en masa, contra lo que ya hemos visto ocurre en las formas cerradas. No obstante, entre unas y otras existen estrechas relaciones, que comienzan ya en la génesis de las formas abiertas más elementales.

En efecto, cuando la evolución de una dolina progresa más en profundidad que en superficie, se produce una continuada depresión de la misma, este progresivo hundimiento es consecuencia de que la dolina se ha instalado sobre un haz de diaclasas o sobre una falla, es decir, sobre un accidente que facilita excepcionalmente la disolución; el resultado final, en muchos casos de ese progreso hacia la profundidad, es el hundimiento brusco de los bloques de la chimenea de la dolina. Esto sólo puede ocurrir cuando por debajo de la misma existen ya huecos determinados por la propia disolución o que ya existían antes de la instalación de la dolina. La evolución de la dolina es un proceso lento que se desarrolla paralelamente a la evolución de todo el aparato cárstico, de manera que ha de pasar largo tiempo hasta que pueda producirse el hundimiento de una dolina, es decir, el tiempo necesario para que se formen, más abajo, las cavidades necesarias para alojar a los productos cársticos resultantes del hundimiento. Cuando es...

dolina puede sufrir un hundimiento brusco que determine un desplazamiento rápido de bloques y "terra rossa" hacia el interior del aparato cárstico, originándose de este modo una forma de absorción abierta, penetrable, denominada *sima*, cuya topografía es fundamentalmente de desarrollo vertical. En la generación de una sima por decalcificación debemos considerar, pues, las siguientes fases:

1. *Fase premonitoria*. Ensanchamiento de la intersección de las diclinas madres.
2. *Fase juvenil*. Generación de una dolina de fondo plano.
3. *Fase de madurez*. Relleno diverso. Intensa decalcificación en profundidad. Generación de embudos satélites.
4. *Fase de senilidad*. Multiplicación de los embudos. Hundimiento total.
5. *Génesis de la sima*.

El hundimiento de la dolina para originar la sima puede ser total o parcial, es decir, que puede ocurrir que el hundimiento afecte a toda la superficie de la dolina o solamente a una parte de ella. Sólo en las dolinas pequeñas, que evolucionan muy deprisa en profundidad, se producen hundimientos totales; pero lo más frecuente es que el hundimiento sea parcial y se produzca en una región de la dolina que ha ido ya deprimiéndose poco a poco, constituyendo una especie de dolina satélite dentro de la principal, con cuya generación se da ya un paso hacia las formas de absorción compuestas. Así, pues, de la observación de una de estas dolinas puede diagnosticarse perfectamente el lugar preciso por donde ocurriría el derrumbamiento.

Es necesario indicar que el nombre de sima es muy genérico en el sentido de que alude mejor a una forma topográfica subterránea que a un estado evolutivo. Así, en la literatura espeleológica se emplea para designar cavidades de desarrollo vertical, sea cualquiera su origen (= *aven*, en francés; *avenc*, en catalán; *java*, en yugoslavo).

La sima no tiene que ser forzosamente una forma totalmente abierta: en ocasiones, los clastos procedentes del hundimiento generador se acumulan en zonas más estrechas, menos decalcificadas, y obstruyen la continuidad topográfica en profundidad y también el paso del agua, que es previamente filtrada a través de la acumulación de material clástico. Cèze (1953) hace una clasificación de las simas desde el punto de vista genético y morfológico, pero más con el significado de formas endocársticas que de absorción.

El contenido clástico del fondo de las simas puede ser importante si se tiene en cuenta que a los bloques originales procedentes del derrumbamiento inicial pueden sumarse las aportaciones exteriores, con lo que la potencia del sedimento acumulado aumenta constantemente. De este modo se puede llegar a producir la "fosilización" de la sima, que constituye la muerte, o, por lo menos, el *enquistamiento* de la sima durante un tiempo más o menos largo, hasta que la decalcificación de la *angostura sostén* del sedimento se ensancha y comienza la evacuación del material hacia la profundidad, con el que la sima recupera su carácter de forma de absorción masiva.

Como consecuencia de esta evolución, la morfología primitiva de la sima se modifica considerablemente, una vez generado el embudo de hundimiento, las paredes de la sima son angulosas y conservan numerosos restos de bloques y "terra rossa" adheridos a ellas, pero cuando las aguas se sumen masivamente, estos últimos restos clásticos son arrastrados hacia la profundidad y las paredes de la sima

van siendo retocadas por la erosión hasta adquirir formas características de los pot-holes, puesto que muchas veces, si la masa de agua es importante, se produce erosión turbilhonar (típica (= pot-hole erosión); el primitivo embudo de hundiéndose se transforma así en una sucesión de marmitas encajadas).

Cuando estas formas pertenecen a carstificaciones preactuales, pasan a ser formas residuales o *simas residuales*. Llopis (1952), caracterizadas porque la superficie topográfica actual está situada a un nivel inferior al que tenía en el momento de generarse la sima, con lo que no queda de éste más que un fragmento del tubo conductor, enormemente evolucionado, de tal modo que sólo tienen forma de marmitas arrosariadas y fondo generalmente obstruido por los sedimentos.

#### 4.2. Los Sumideros.

En el transcurso de la evolución de las dolinas a simas, la capacidad absorbente de las nuevas formas va en aumento progresivo. En la fase dolina la absorción es lenta, puesto que como ya hemos dicho se realiza gota a gota, mientras que al aparecer las dolinas satélites es ya mucho mayor, aumentando considerablemente en el momento de formarse la sima, puesto que entonces la absorción es masiva. En este caso, la sima recibe el nombre de *sumidero* (*engultor* en catalán; *ponor* en yugoslavo; *katastrota* en griego), reservándose precisamente el nombre de simas a las formas muertas de sumideros, aunque en este sentido no está bien definido el vocabulario hidroespeleológico.

Los sumideros pueden actuar constantemente, siendo entonces *permanentes*. En este caso constituyen las absorciones normales de arroyos y aun río interior. Otras veces pueden ser *sumideros accidentales* que actúan únicamente durante las crecidas de los ríos o en los períodos de fuertes precipitaciones, finalmente, existen también *sumideros periódicos* que tienen régimen estacional o funcionan en primavera durante la fusión de nieves, o en otoño, durante los períodos lluviosos.

Los sumideros permanentes son los más característicos, por imprimir a las regiones cársticas un sello de gran originalidad, puesto que es muy frecuente en zonas de montaña, donde los caudales de agua generados por fusión de nieves son tan grandes que no pueden ser absorbidos por el Karst, o en zonas de plegamiento, donde alternan en los pliegues, capas calizas con otros materiales a menudo impermeables, se forman valles epigeos normales que drenan las aguas en competencia con las formas de absorción del Karst. Pero generalmente estos ríos al llegar a las zonas calizas se infiltran en ellas por intermedio de sumideros una vez atravesada la barra de caliza, o allí donde las condiciones estructurales son propicias. De este modo, tenemos ríos como el Timavo, en la propia región del Karst, en Istria, que se pierde totalmente en San Cazan para reaparecer en el mar cerca de Duino, en la región de Trieste, formando las fuentes de Timavo, que tienen un caudal veinte veces mayor. En la montaña asturiana tenemos magníficos ejemplos a este respecto, especialmente en las regiones del centro de Asturias, donde las calizas aparecen intercaladas con capas de pizarras y areniscas carboníferas, las cuales tienen a veces gran extensión; los ríos que se forman en las pizarras, al llegar a las calizas se sumen para reaparecer a varios centenares de metros aguas abajo. En Campo de Caso tenemos bellos ejemplos en la cabecera del Caudal. En cuanto al conocido caso del Guadiana, no se ha dicho a este respecto la última palabra, puesto que mientras se había pensado en un fenómeno cárstico, según E. Hernández-Pacheco, existe la posibilidad de que se trate de una simple dispersión del río en un manó

freático, aspecto comprobado recientemente. Sánchez de la Torre, Peláez Pruneda y Agueda Villar (1969).

Los sumideros derivados de dolinas son generalmente simas, es decir, de desarrollo vertical, porque vertical es la disolución de la caliza por debajo de las dolinas, también pueden existir otras absorciones en masa a lo largo de cavidades de desarrollo horizontal que nada tienen que ver genéticamente con aquéllas, aunque lleven el mismo nombre y realicen la misma función. Tales son los casos de ostensibles absorciones de aguas fluviales en las márgenes del río por cavernas excavadas sobre planos de estratificación horizontal, como ocurre con el Thoré, en Caucaillères (Tarn, Francia). De estos sumideros a las pérdidas parciales o totales en los talwegs de los ríos, no hay en realidad sino un estado diferente de evolución.

El nombre de sumidero, no es, pues, específico más que en sentido funcional, puesto que la absorción en masa puede realizarse por órganos cársticos de origen diferente. El caso extremo de sumidero lo encontramos en las absorciones de aguas marinas en gran escala, como ocurre en los célebres molinos del mar de Argostoli y en otras regiones de las costas griegas del Adriático. En la isla de Cephalonia (Islas Jónicas), en el cabo de la península de Argostoli, el agua marina se sume permanentemente por unas simas excavadas en la costa caliza. Hace ya más de un siglo se instaló en este sumidero una rueda hidráulica que actuaba de molino.

El hecho es en sí muy extraño, y en la época heroica de la Hidrogeología cástica el fenómeno no se explicaba satisfactoriamente, Martel (1921). El agua penetra en una caverna de algunas decenas de metros de longitud y luego desaparece por cuatro puntos distintos. Sólo puede invocarse para explicar el fenómeno un retorno inmediato al mar del agua absorbida, lo que tampoco es fácil de explicar. Posteriormente, Gêze (1947) y Thombe (1952), han dado sendas explicaciones plausibles. Admitiendo que el sumidero comunica con el mar a cierta profundidad, mediante un tubo en U, la dificultad estriba en hacer funcionar el sistema de vasos comunicantes, que de no actuar fuerza sobre él permanecería estático. Gêze invoca el gradiente geotérmico y piensa que a 400 m. de profundidad el agua puede aumentar su temperatura en 10 °C, lo que haría que la columna de agua descendente sea más pesada que la situada en la parte ascendente del tubo en U. En estas condiciones es posible que una débil presión nunitz sobre la entrada superior ponga en marcha el sistema, y el agua asburbida vuelva al mar por este conducto.

No obstante, Thombe piensa que este mecanismo no es suficiente y presenta otra hipótesis que tiene la ventaja sobre la anterior de mediar la actuación de presiones motrices más intensas. Admitiendo el mismo sistema en tubo en U, la densidad del agua del mar es de 1.0221, mientras que la del agua dulce es prácticamente 1. Una fuente cástica sifonante con dos orificios, que serían las dos ramas del tubo en U, surge en el codo de la U. El caso es, por otra parte, muy frecuente, como veremos en las surgencias cársticas subaéreas normales, en que los conductos superiores son progresivamente abandonados a medida que desciende el nivel piezométrico virtual del Karst (Fig. VII.6). En un dispositivo como éste, completamente sumergido, cualquier avenida de agua dulce procedente de *a* oeará, ya en *b* o en *c*, según la disposición de las galerías, una disminución de densidad; en este momento se establecerá entre *b* y *c* una corriente superpuesta a la corriente de agua dulce. La columna de agua dulce es más ligera que la columna de agua marina de *c*, lo que originará una fuerte pérdida de carga entre *b* y *c*. Si el caudal

de agua dulce puede asegurar el equilibrio de esta pérdida de carga e imponer una circulación en *c*, no habrá aspiración de agua de mar en *c*. Por el contrario, en una red *b, c* grande, el agua de mar será aspirada.

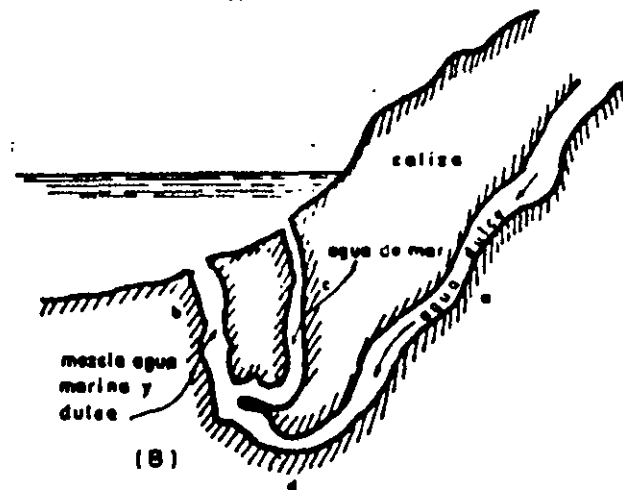
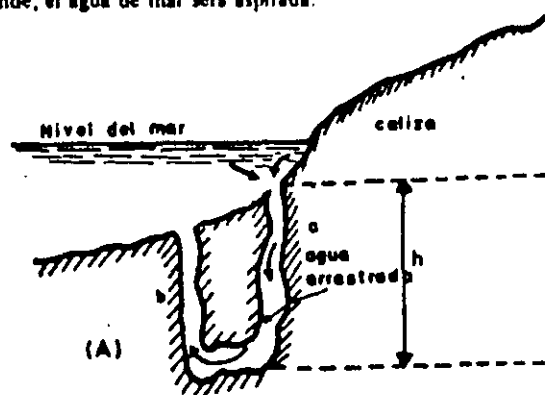


Fig. VII.6. -Circulación submarina. A. Según Gêze. B. Según Thombe

Esta hipótesis permite explicar los sumideros marinos intermitentes y los permanentes, pues el carácter permanente dependerá siempre de los caudales de agua dulce que circulen por *a*.

Esta hipótesis representa un paso más en la explicación de las pérdidas submarinas, pero no tiene tal vez aún la solidez suficiente para que no pueda ser controvertida. Pero como otras mejores no se conocen, por el momento hemos de atenernos a estas posibilidades.

Finalmente, existen todavía otras formas de absorción que bien podemos llamar híbridas, puesto que en ocasiones actúan como absorbentes y en otras como

emisoras. Tales son los *ponors*, de los poljés yugoslavos, que durante las épocas lluviosas emiten agua e inundan el poljé, mientras que durante la sequía, absorben la misma agua emitida y dejan seco el poljé. Estas formas tan frecuentes en el Karst yugoslavo no lo son, en cambio, en otras regiones mediterráneas, donde los poljés no se inundan, actuando únicamente como formas de absorción.

## VII.5.-LAS FORMAS DE ABSORCIÓN COMPUESTAS

Todas las formas de absorción que acabamos de describir son *formas simples*, por estar constituidas por un solo elemento morfológico; no obstante, esta descripción ha sido necesaria para la fácil comprensión de las características de estas formas, puesto que en la realidad existe un porcentaje relativamente pequeño de formas simples, y abundan en cambio extraordinariamente las compuestas.

Entendemos por formas compuestas las que están constituidas por varios elementos, como consecuencia de su estado evolutivo. Las formas más elementales son las *dolinas compuestas*, formadas por varias dolinas encajadas o por sumideros dentro de una dolina. Las dolinas encajadas generalmente son formas generadas dentro del perímetro de la dolina antigua. Ello es el resultado de la extensión superficial de las dolinas, las cuales alcanzan a otras zonas de intersección de diaclasas, aptas para la disolución, distintas de la inicial, que se convierten pronto en regiones de máxima disolución y originan las *dolinas satélites o accesorias*, que en ocasiones pueden tener más importancia en la absorción que la principal.

Las uvalas y los poljés casi siempre son formas compuestas. Las uvalas en algunos casos pueden ser consideradas aún como formas simples, pero generalmente tienen dolinas y sumideros satélites. En cuanto a los poljés no puede concebirse su funcionamiento ni su extensión sin la existencia de diversos elementos cársticos: dentro de los poljés existen, por consiguiente, campos de dolinas, sumideros y ponors, que complican enormemente no sólo su morfología, sino su dinámica.

## VII.6.-EL PAISAJE CARSTICO

El conjunto de formas de absorción desarrolladas sobre una masa de caliza dan al paisaje una tal originalidad que todos los morfólogos nos han hablado del *paisaje cárstico*. Ya Martonne (1913) y (1933) se expresaba de la siguiente manera al descubrir el relieve cárstico:

"La originalidad del relieve calizo es tal, que parece saltar en él las leyes ordinarias del modelado de erosión. Ninguna subordinación regular en los valles, ningún sistema de pendientes continuas descendiendo hacia el nivel de base; a menudo, depresiones cerradas que es imposible atribuir al trabajo de las aguas corrientes. Para explicarse estas formas es preciso vislumbrar todo un nuevo conjunto de procesos erosivos. No se trata de modificaciones de detalle en la evolución del ciclo de erosión normal; es preciso abrir un amplio paréntesis y dejar un lugar aparte al "relieve calizo".

Recientemente, Chardonnet (1955) diferencia *relieves calizos* y *relieves cársticos*, que distingue porque en el segundo de los fenómenos de disolución ocupan un lugar preponderante, mientras que en el primero están determinados, sobre todo, por el carácter físico y estructural del material, sin intervención a gran escala

de la disolución. Mesas y cañones serían relieves calizos: regiones con poljés, uvalas y dolinas serían relieves cársticos.

Sea ello como quiera, lo cierto es que las calizas, carstificadas o no, tienen unas características morfológicas que difieren profundamente de las de cualquier otro relieve y son inconfundibles a distancia y aun por los viajeros no versados en Geomorfología. Las características del paisaje cárstico que más llaman la atención son las siguientes:

1. Ausencia de circulación superficial en las zonas altas. A veces el territorio calizo está cruzado por profundas gargantas o cañones, casi siempre de origen exótico, es decir, procedentes de la excavación de ríos nacidos en zonas extracársticas. Por esto, algunos autores han hablado del "desierto del Karst".
2. Cumbres y vertientes calizas cubiertas de hendiduras y arañazos en profundidad variable, llamados *Laplaz* (*Karren* en alemán. Gómez de Llerena les llama *lenar*, nombre que puede adoptarse en español, aunque el más extendido es el francés *lapiaz*).
3. Presencia de abundantes formas ciegas: dolinas, uvalas y poljés, aparte de los valles ciegos.
4. Presencia de numerosas almas y cavernas en las vertientes.
5. Tapiz vegetal nulo o escaso. La roca caliza se muestra desnuda de toda otra cobertura.

Estos son los caracteres comunes a todos los Karsts o paisajes cársticos, no obstante, pueden variar bastante los caracteres específicos de unas o otras regiones, especialmente en lo que concierne al clima. Así, estos caracteres corresponden a los Karsts típicos o Karsts mediterráneos, pero en las regiones muy húmedas de centro y norte de Europa pueden existir, por ejemplo, *Karsts cubiertos* por un tapiz edáfico y por zonas forestadas, donde el paisaje no tiene nada de desértico. También en muchos Karsts mediterráneos las superficies calizas están surcadas por *redes hidrográficas muertas*, que aunque no tienen función permanente, y a veces ni siquiera accidental, dan al Karst un aspecto particular que lo aproxima ya más a las regiones de drenaje normal.

Los campos de *lapiaz* o *lenar* son en cambio las formas comunes a todos los Karsts. Las vertientes de las dolinas, de los sumideros y de los relieves en general de las zonas cársticas sufren un proceso evolutivo muy específico. Las aguas de escurrimiento que afluyen por las vertientes hacia las formas de absorción ejercen una acción mecánica y química sobre la caliza, erosionando y corroyendo la roca, para lo cual utilizan corrientemente toda clase de fisuras, planos de estratificación, diaclasas, leptoclasas, etc. Estas líneas de mínima resistencia de la masa caliza son excavadas de tal modo que se origina un microrrelieve abarrancado, muy parecido en cierto modo al relieve de badlands, modelado sobre arcillas. Las crestas son mucho más agudas y permanentes que en aquél, pero el desarrollo en profundidad es mucho menor, aunque existen cauces de varios metros de profundidad. Este conjunto de cuchillas y microtalwegs es el *lapiaz*. Existen *lapiaz* de muy diversa escala de desarrollo, desde forma de varios centímetros de excavación hasta varios metros.

Las características morfológicas del *lapiaz* dependen de dos factores:

1. De la composición del material calizo.
2. De su estructura.
3. Volúmen de agua.

Los lapiaz desarrollados sobre las calizas son generalmente muy diferentes de los que aparecen sobre otras rocas, como dolomías o sales. En las calizas abunda el lapiaz de diaclasas o el de plano de estratificación cuando las capas son verticales; en ambos tipos son frecuentes las perforaciones o conductos embrionarios, que nos revelan que también a través de los campos de lapiaz pueden producirse formas de absorción, McGrain (1948).

En las dolomías, en cambio, aparecen frecuentemente lapiaz canaliculados y alveolares y formas mucho más complejas en general, a consecuencia de que en la dolomía el  $\text{CO}_2\text{Ca}$  es mucho más soluble que el  $\text{CO}_2\text{Mg}$ , y la erosión y disolución, sobre todo la última, se ceban a fondo con el  $\text{CO}_2\text{Ca}$ , quedando como residual el  $\text{CO}_2\text{Mg}$ . De aquí el aspecto ruiniforme de los lapiaz desarrollados en dolomías y aun el de los aparatos cársticos muy evolucionados.

En realidad, el lapiaz no es sino un fenómeno de modelado de vertientes y, por lo tanto, cuanto mayor sea el volumen de aguas circulantes, mayor será su desarrollo a igualdad de composición de material. El mayor desarrollo de lapiaz aparece en los Karsts tropicales, que pueden tener hasta 20 m. de profundidad, aislando torres, originando el Kegelkarst propio de zonas cálidas.

En las rocas muy solubles, como los yesos y sales, especialmente estas últimas, el lapiaz tiene también un gran desarrollo; no se orientan sobre la diaclasación, puesto que allí no existe a consecuencia de la extremada plasticidad del material, pero sí, en cambio, sobre los microplanos de estratificación, complejamente plegados en los eczenas salinos; entonces aparece un lapiaz extremadamente denso pero de no gran desarrollo en profundidad; las cuchillas del lapiaz de la sal pasan de los 20 cm. de profundidad en pendientes de  $45^\circ$ .

El interés que puede tener el lapiaz desde el punto de vista hidrogeológico es que con toda probabilidad es también una forma de absorción, puesto que en él abundan los conductos de erosión a modo de cadenas de pequeños potholes arrojados que pueden, sin duda, alcanzar zonas profundas de la masa caliza. Es muy probable que las formas de conducción de los Karsts embrionarios arranquen de campos de lapiaz y que dichos campos constituyan el punto de partida del desarrollo de una fase de carstificación. En este sentido hemos de considerar el lapiaz como el primer fenómeno cárstico, puesto que existe en los Karsts embrionarios y existe en las plataformas del Karst antes de la generación de las dolinas. La dolinización es, pues, un fenómeno que sucede siempre al de lapiazación o lenarización. La dolinización debe representar, pues, el momento de la madurez del Karst, mientras que la lapiazación constituirá su momento de juventud (Fig. VII.7).

El lapiaz puede desarrollarse a escalas diferentes, a tenor de la acción dominante o conjunto de los tres factores ya mencionados. Así, pues, pueden existir *microlapiaz* formados por pequeños surcos de pequeña longitud y profundidad. Son los clásicos "rascles" del Jura Francés, que tienen de 7 a 8 cm. de anchura por 10 a 15 cm. de profundidad. Pero a menudo tiene un desarrollo mucho mayor, pudiendo tener de 20 a 30 cm. de anchura y hasta más de 1 m. de profundidad. En algunos Karsts mediterráneos, como en Mallorca, los campos de lapiaz adquieren dimensiones inusitadas, como en Valldemosa, en el Torrent de Pareis, cerca de Sóller.

El caso límite del desarrollo del lapiaz coincide también con las formas de senilidad de un macizo, a veces de una capa de caliza, desarrollándose entonces formas gigantes que bien justificarían la denominación de megapiaz. Ocurre esto sobre todo cuando la carstificación interesa exclusivamente a una capa de

caliza horizontal, sostenida por otra subyacente impermeable, la lapiazación alcanza a toda la masa caliza y se crean topografías ruiniformes, como las de Montpelier-le-Vieux, en el S. de Francia, o las mucho más espectaculares y extensas de la Ciudad Encantada de Cuenca y del Torcal de Antequera. En todas ellas, las formas muertas del Karst han sido atacadas a fondo por el lapiaz, de modo que estas formaciones cársticas no pueden considerarse como auténticos cambios de lapiaz. Al hablar del Karst muerto volvemos a insistir sobre esta cuestión.

**Los cañones.** Las gargantas que cruzan en ocasiones las zonas cársticas pueden o no tener relación directa con el Karst. Tal como ocurre en los cañones de las zonas extracársticas, pueden tener un origen totalmente ajeno al desarrollo del Karst, puesto que pueden resultar de la progresiva excavación de un talweg fluvial

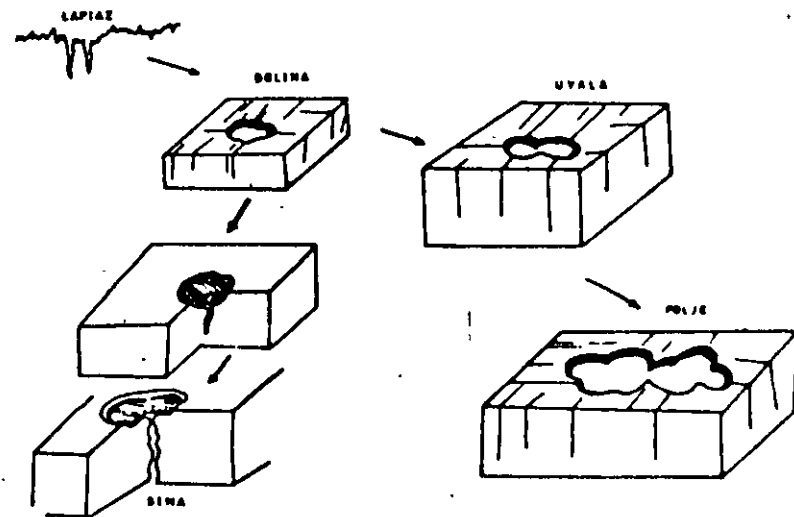


Fig. VII.7.- Relaciones entre el lapiaz y otras formas de absorción.

a partir de una superficie superior, o como consecuencia de una progresiva y lenta depresión del nivel de base. Este es el origen de los grandes cañones de las zonas extracársticas (Cañón del Colorado, hoces, foces y gargantas de los ríos alpinos, pirenaicos y cantábricos, y de muchas gargantas que cortan zonas calizas. No obstante, existen otras gargantas que cruzan zonas cársticas, cuya génesis debe buscarse íntegramente en el Karst en unos casos y en causas nixtas epi o hipogreas en otros.

En efecto, ya Martel y los hidrogeólogos del Karst del siglo pasado pensaron que podían formarse cañones o trincheras cársticas por hundimiento de dolinas y uvalas alineadas sobre una línea de fractura y jalando cursos de agua subterránea. El caso más claro que se cita a este respecto es el de los ríos alógenos, que procedentes de regiones marginales extracársticas penetran en un Karst y se suman en la caliza para reaparecer cuando termina el país calizo. En este caso existe la posibilidad de que en su día el curso subterráneo llegue a transformarse en epigeo.

cuando la evolución esté lo suficientemente avanzada para que se derrumben los techos de las cavernas bajo las cuales circula el río sumido, especialmente si, como decimos, el curso aparece jalonado por dolinas, cuya disolución progresa en profundidad. En la naturaleza tenemos multitud de ejemplos de diversas formas de evolución de este proceso; las formas iniciales las tenemos perfectamente claras en la pequeña Causse de Camprieu, en Francia, donde el río Bonheur, que nace en el macizo cristalino de Camprieu, al llegar a una masa de caliza tableada del Hettangien (Lias inferior), se sumerge en ella por la intersección de diaclasas (N.W.-S.E.) con los planos de estratificación, y después de un recorrido de 700 m., con un desnivel de 90 m., reaparece en la resurgencia de Brambliau, por una alta diaclasa (N. 20. E.). Al instalarse el Bonheur sobre la Causse de Camprieu, lo hizo por un valle epigeo actualmente muerto, cuyo talweg se conserva en los altos de la mesa. Sólo más tarde comenzó la infiltración por la caliza, hasta que todo el caudal del Bonheur fue absorbido. Cerca de la entrada existe el Aven del Baiset, consecuencia de un primer derrumbamiento de la bóveda; un poco más al N.W., aguas abajo, se encuentra la Salle du Dome, cuyo techo se encuentra sólo a 10 m. de la superficie de la Causse y que, por tanto, puede fácilmente derrumbarse. El resto de la caverna tiene ya mucha mayor estabilidad, pero de continuar la infiltración lenta por el techo de la caverna, la sucesión de hundimientos pueden transformarla en un cañón que atravesará de parte a parte la Causse de Camprieu.

La fase final de evolución de la caverna en cañón, la tenemos en muchas gargantas asturianas cuyo origen cárstico es evidente. Una de las más espectaculares es la de Peñas Juhtas, en la carretera de Teverga, donde durante varias decenas de metros el río tiene un curso hemisubterráneo, puesto que ambas márgenes de la garganta se inclinan en forma de bóveda hacia el centro del río y llegan casi a tocarse, con lo que se tiene la sensación de encontrarse en un curso subterráneo.

En otros casos el derrumbamiento de las bóvedas no ha sido total, de tal modo que han quedado sobre el talweg epigeo ya, *arcs residuales o puentes naturales*, como el famoso de Constantina, de Argelia, sobre el río Rummel, profunda entalladura cárstica en las calizas jurásicas horizontales.

No obstante, no siempre es necesario invocar los derrumbamientos para explicarse el origen de los cañones cársticos. A veces pueden resultar de la simple excavación fluvial epigea; por su progresivo descenso del nivel de base puede llegar a ser tan profunda que corte a un curso subterráneo subyacente. Este es probablemente el origen de algunos de los cañones cársticos asturianos, como la foz de Teverga, la de Sobresoburo, la del Sella, etc., donde pueden verse formas en diferente grado de evolución, también la disolución subterránea, Watson (1967), puede acelerar la formación de cañones.

Otras formas que complican la morfología cárstica son las resultantes de la degradación fluvial de formas cársticas, estas formas aparecen en todas aquellas regiones en las que el Karst se ha desarrollado paralelamente con una red fluvial o su funcionamiento ha alterado con el de ésta. La principal consecuencia de esta alternancia de regímenes cársticos y fluvial es la destrucción de las formas ciegas del Karst; cuando la erosión ascendente de un valle alcanza a una dolina, la decapita, al incorporarla a su curso fluvial. Las dolinas y sus los pequeños poljés decapitados son frecuentes; lo propio pasa con los sumideros, que por estar situados casi siempre en zonas deprimidas son decapitados fácilmente por la erosión ascendente, engendrándose generalmente *circos cársticos*, especie de anfiteatros de paredes verticales o muy escarpadas en las cuales aparecen todavía huellas patentes

de la erosión turbolinar y que por su topografía, extraña en relación con la normal epigea, han llamado la atención popular, y han sido bautizados con nombre específico. Cerca de Vallirana (Barcelona) tenemos un buen ejemplo en la Fou, circo cárstico resultante de la decapitación de un antiguo sumidero situado en la vaguada de un valle muerto. La exhumación de formas cársticas subterráneas por la erosión epigea es, pues, un fenómeno frecuente sobre el que volveremos a insistir al hablar de la evolución de los Karsts.

Como se ve, el paisaje cárstico es extremadamente variado y su diversidad depende sobre todo de las circunstancias evolutivas que han concurrido en darle su carácter actual.

## BIBLIOGRAFIA

- CHARDONNET, J.-(1933). "Traité de Morphologie" 2<sup>a</sup> Ed. Pub. Techn. Inst. Géogr. National, París.
- CVIJC, J.-(1918). "Hydrographie souterraine et évolution morphologique du Karst" Rec. Trav. Inst. Géogr., Alpine., 6, pp. 1-56.
- CORBEL, J.-(1934). "Les phénomènes karstiques en climat froid" Erd. 8, pp. 119-120
- CROSE, D.-(1964). "Cryonival Phenomena and Karst in the Plateau of the Sella Group". Erdk., 2, pp. 146-148.
- FERNANDEZ-RUBIO, R.-(1965). "Características Hidrogeológicas de los Poles" Conf. del Sem. de Hidrogeol., C.E.H. Madrid-Abril de 1965.
- GEZE, B.-(1933). "La genèse des poiffes". Extrait des publications du Congrès. I. II. Section 1, 13 págs., 10 figs. Premier Congrès International de Spéléologie, París, 1933.
- GEZE, B.-(1947). "Annales de Spéléologie", II, pp. 3-10.
- JURILLAN, M.-(1967). "Un petit Karst alpin d'altitude". Rev. Géog. Alpine LV, pp. 323-336.
- LLOPIS LLAIKI, V.-(1954). "Notiones de Spéléologie". Edt. Alpina Granollers, 70 págs., fol. 8, fig. 34.
- MARTEL, E. A.-(1931). "Nouveau traité des Eaux Souterraines" 824 págs., 384 figs. Libr. Octavo Dolin, París.
- MARTONNE, E.-(1913). "Traité de Géographie Physique" 2<sup>a</sup> ed., 922 págs. Armand Colin París.
- MARTONNE, E.-(1933). "L'Hydrographie du Karst". Ann. Géogr., 237 págs. París.
- MCGRAIN, P.-(1948). "An example of lapies in the Indiana Karst region Indiana". Acad. Sci., 57, pp. 148-152.
- NIOTKE, F. D.-(1968). "Karstmorphologische Studien in der glazial uterformten Höhenstufe, der Picos de Europa, Nordspanien". Jahrb. Geograph. Gesell., Hannover, 4, 161 págs.
- MONTORIOL PONS, J.-(1934). "La Hidrología Cárstica del Pir de les Naves y sus relaciones con la de otras zonas del macizo de Garraf (Barcelona)". Spelon., V, pp. 55-104, 11 figs., 2 láms.
- MORAWETZ, J.-(1963). "Zur Frage der Dolinenverteilung in Istrien Karst". Peter Geogr. Mitt., 109, pp. 161-170.
- SANCHEZ DE LA TORRE, L., PELAEZ PRUNEDA, J. R. Y AGUEDA VILLAR, J. A.-(1969). "Caracteres hidrogeológicos de la Siniorta Júcar-Guadalupe en el Norte de Alicante". Doc. Inv. Hidrol., núm. 6, pp. 199-204, 3 figs.
- SÀGRE, A. G.-(1948). "I Fenomeni Cárstici e la Spelologia del Lazio". Publ. Inst. di Geografia Univ. de Roma.
- TROMBE, F.-(1952). "Traité de Spéléologie". 376 págs., 120 figs. Payot París.
- WATSON, R. A.-(1967). "Underground Solution Canyons in the Central Kentucky Karst USA". Inter. Jour. Speleol., II, pp. 369-376.

- OSTROM, M. E.-(1959). "Clay mineralogy of some carbonate rocks of Illinois". Ph.D. dissertation, Univ. Illinois.
- RENAULT, Ph.-(1956). "Sur deux processus d'effondrement karstique". Ann. Spéol., 12, pp. 19-46.
- RENAULT, Ph.-(1967). "Contribution à l'étude des actions mécaniques et sédimentologiques dans la spéléogénèse". Ann. Spéol., 22, 1, pp. 5-22.
- ROQUES, H.-(1969). "Problèmes de transfert de masse posés par l'évolution des eaux souterraines". Ann. Spéol., 24, pp. 435-494.
- RUTTE, E.-(1951). "Der fossile Karst der südbadischen Vorbergezone". Jber u. Mitt. Oberh. Geol. Ver., 33, pp. 1-93.
- TROMBE, F.-(1952). "Traité de Spéologie". 376 pgs., 120 figs. Payot, Paris.

## Capítulo 16

### IDEAS SOBRE LOS METODOS DE PROSPECCION Y ALUMBRAMIENTO DE AGUAS SUBTERRANEAS

#### XVII.1.-APLICACIONES DE LA HIDROGEOLOGIA CARSTICA

El conocimiento de las cavernas y sus relaciones con la Geomorfología y la Geología regional presenta dos aspectos distintos: ofrece, en primer lugar, un interés empírico concerniente a la investigación de la génesis y desarrollo de los procesos y fenómenos de la Hidrología subterránea, lo que da lugar a un mayor conocimiento de las leyes que rigen la circulación del agua en las calizas; en segundo lugar, como el conocimiento de estas leyes permite una aplicación a problemas prácticos de alumbramiento de aguas en regiones calizas, así como en otros problemas no sólo de circulación de aguas, sino de resistencia del subsuelo, forma una parte importante de la Geología Aplicada o Geología Económica.

Si tenemos en cuenta que la superficie ocupada por calizas es una parte importante de la superficie terrestre y que la quinta parte de España es caliza, se puede comprender el enorme interés que en este aspecto tiene la Hidrogeología Cárstica.

Las posibilidades de aplicación de la Hidrogeología Cárstica se puede dividir en cinco apartados de la manera siguiente:

##### a) Aplicaciones de los aspectos hidrogeológicos

- Utilización del agua cárstica.
- Utilización de la red de galerías para eliminación de subproductos o como vía de evacuación de agua sobrante.
- Conocimiento de la circulación cárstica en la planificación y explotación de embalses.

##### b) Aplicaciones en Geotécnicas

- Problemas de construcción de obras públicas referentes a la circulación subterránea.
- Problemas referentes a resistencia mecánica de las regiones cársticas y a la realización de obras públicas.



c) *Aplicaciones a aspectos humanos y de población.*

- Problemas de refugio y habitación humana.
- Problemas turísticos.
- Problemas arqueológicos y artísticos.

d) *Aplicaciones a aspectos mineros.*

- Yacimientos de fosilización.
- Otros yacimientos.
- Aguas termales.

e) *Problemas de prospección de conductos, galerías y de aguas cásticas subterráneas.*

- Métodos de prospección geológicos y morfológicos.
- Métodos geofísicos.

## XVI.2.- APLICACIONES EN HIDROGEOLOGÍA

### 2.1. Utilización y abastecimiento de aguas cásticas.

La posibilidad de utilización como acuífero de las calizas no cartificadas es muy restringida. La permeabilidad de las margas compactas es próxima a 1 milldarcy, que pasan a valores ya de 10 a 500 md. para la porosidad primaria de las calizas. La dolomitización, con una reducción del 10 por 100 en volumen, da un aumento en la permeabilidad, pero con poros muy pequeños, dando permeabilidades en general menores de 400 md. Según Davis y De Vist (1966) las mayores permeabilidades pueden ser de 1.200 md. con porosidades del 30 a 33 por 100.

La fisuración y la cartificación representan el que la permeabilidad pase a valores máximos.

El estudio del acuífero se realiza siguiendo normas similares a las de otras litologías, sin más que tener en cuenta que la circulación cástica presenta muchas anisotropías estructurales, tal como se representa en la Figura XVI.1, lo que da lugar a posibles errores en la interpretación de los mapas de isoplezas.

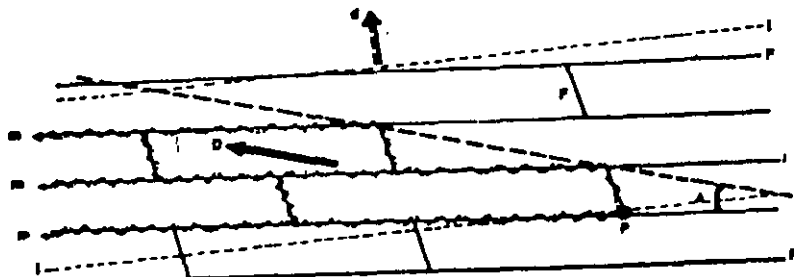


Fig. XVI.1.- Relación entre la dirección de flujo subterráneo (D) y la dirección obtenida al trazar líneas ortogonales (d) a las isoplezas basadas en pozos de observación (I). Ángulo de dispersión lateral (A). Punto de inyección del trazador (A). Movimiento del trazador (m). Fracturas (F) lateral (A). Punto de inyección del trazador (A). (Davis y De Vist, 1964).

Las pruebas de bombeo de pozos próximos dan con cierta frecuencia relaciones del acuífero anómalas, debido a que los dos pozos se encuentran en distintos grados de relación a través de la red de galerías.

Kiersch y Hughes (1952), Walker (1956) y La Moreaux y Powell (1960) dan condiciones de régimen de circulación y zonas de máximos sedimentos en acuíferos cásticos, algunas de cuyas relaciones se representan en la figura XVI.2.

Son innumerables los ejemplos de utilización de aguas cásticas en abastecimientos, y en algunos países, como Siria, forman la base de los recursos en agua subterránea. En esta región aparecen, Burdon y Safadi (1964), cuatro grandes formaciones calcáreas, a veces con episodios de evaporitas, que forman acuíferos cartificados, dando algunas variaciones de composición química en relación con la composición mineral del acuífero. Aunque la principal fase de cartificación es cuaternaria, existen paleokarsts de fases post-jurásicas y post-cretácicas muy importantes.

Es precisamente en esta región de Mesopotamia, cerca de la frontera con Turquía, donde aparece el manantial cástico de Ras-el-sin, uno de los mayores del mundo, con un caudal de 35 m<sup>3</sup>/seg., Burdon y Safadi (1963). La precipitación es menor de 300 mm., apareciendo el manantial en el centro de una estructura sinclinal sobre unas fallas de dirección este-oeste. El acuífero lo forman las calizas eocenas muy cartificadas, donde se calcula una reserva almacenada del orden de 7,5.10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>. Las diferencias de facies y circulación dan lugar incluso a una composición química distinta del agua cástica a ambos lados de las fracturas.

En la estimación de caudales cásticos se utiliza, aparte de las técnicas de hidrología subterránea, como ensayos de bombeo y estudio de curvas de agotamiento, los afloros químicos mediante el uso de distintos trazadores, e incluso, Pitty (1966), la dilución natural del carbonato cálcico disuelto al mezclarse con las aguas superficiales.

Walker (1956) ha dado una representación gráfica de la probabilidad de encontrar cavidades con circulación de agua mediante sondeos en una región cástica (Fig. XVI.3), así como de la posible mineralización excesiva del agua. Se deduce la existencia de una profundidad del sondeo donde la probabilidad de éxito es máxima, disminuyendo lentamente con la profundidad.

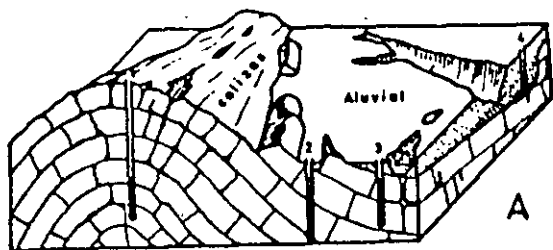
Esta relación procede de la superposición de la frecuencia de encontrar cavidades en el Karst y la de encontrar agua en estas cavidades, lo que unido al tamaño de las galerías limita la zona de máximos rendimientos a la parte superior de la zona húmeda del Karst, tal como se representa en la figura XVI.4.

### 2.2. Utilización de la red de conductos en conducción de residuos;

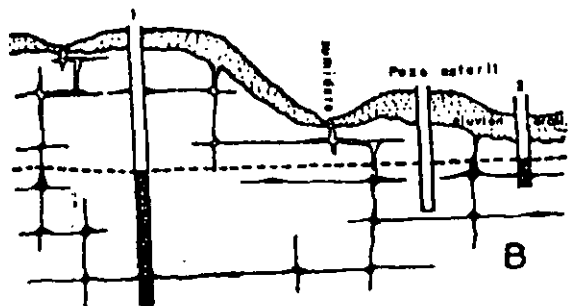
En muchas ocasiones las simas y galerías del Karst se han utilizado como vías de eliminación de residuos orgánicos, e incluso como un incipiente alcantarillado, lo que ha dado lugar a contaminaciones del agua del acuífero aun en regiones alejadas.

Con mucha frecuencia se utilizan las simas y conductos para absorber el agua de inundación en las épocas de crecida, evitando así la destrucción de cultivos e incluso daño a poblaciones.

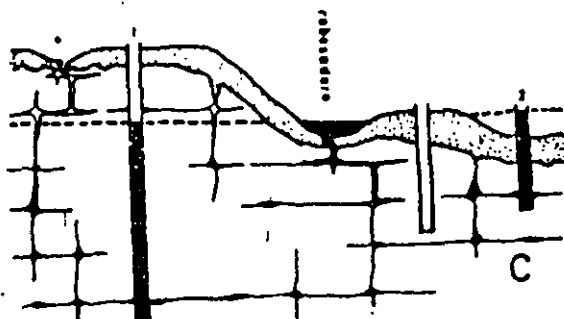
Una sima absorbente, ligeramente retorcida, protege en la actualidad la aldea de La Vaoquerie (Francia), y la sima de Pertuis (Suiza) recoge por medio de una



A. Pozos en calizas plegadas. El pozo 1 da caudales altos, pero la profundidad es excesiva para tener un buen rendimiento. El 2 tiene caudal escaso. El 3 es de gran rendimiento, con mínimo costo de elevación. El 4 corresponde a la llanura aluvial, acuífero relacionado con el Karst (Adaptación de un esquema de Kierich y Hughes).



B. Red de galerías y presencia de agua en condiciones frías, en Hopkinsville Quadrangle, Kentucky. Época de estiaje (según Walker).



C. Igual caso que el anterior, pero en época de máxima alimentación, presencia de agua bajo condiciones frías y artesianas (según Walker).

Fig. XVI-2.-Condiciones de circulación y máximo rendimiento en acuíferos cársticos.

galería artificial el caudal sobrante de la vegaada próxima, evitando así el peligro de inundaciones.

La mayoría de los "ponors" yugoslavos y los "Katavotras" griegos realizan naturalmente este papel de eliminación rápida de acumulaciones de aguas superficiales.

En algunos grandes poljés de fondo impermeabilizado se ha evitado el peligro de inundaciones por medio de pozos artificiales que conectan el poljé con los conductos cársticos de profundidad. Sin embargo, la entrada de aguas de superficie en cantidades masivas es en potencia un peligro de contaminación del agua cástica.

### 2.3. Pérdidas en embalses.

La construcción de embalses en regiones calizas necesita un metódico estudio hidrogeológico, puesto que existen regiones calizas bajo condiciones de impermeabilidad comparable al granito. Aun en el caso de calizas carstificadas el co-

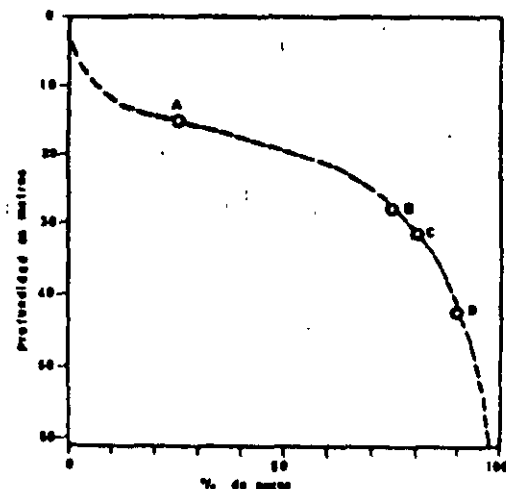


Fig. XVI-3.-Relación entre profundidad y porcentaje de pozos efectuados en zonas cásticas. A. 25 por 100 de los pozos con éxito antes de los 15 m.; B. 75 por 100 de los pozos con éxito antes de los 27 m.; C. 1/4 de los casos con aguas ligeramente mineralizadas; D. 1/2 de los casos con aguas ligeramente mineralizadas (diagrama según Walker, 1956).

nocimiento de la circulación del agua y su posible modificación al elevar el nivel del agua en el embalse, es indispensable para la regulación de su régimen. En casi todos los países del mundo se lleva un minucioso control de las variaciones estacionales de caudal dentro y fuera de los conductos cársticos.

En Cataluña, la presa de Camarnes sobre el Noguera Pallaresa es un desgraciado ejemplo de las pérdidas de agua en embalses a través de un Karst. La presa, de más

de 90 m., origina un embalse de más de 20 km. de largo, y al elevarse el nivel del agua aparecieron numerosos manantiales, uno en la parte opuesta de la presa con más de 3 m<sup>3</sup>/seg. Este embalse, que no fue construido por técnicos españoles, tiene su presa apoyada sobre unas calizas dolomíticas del Jurásico, carbonatizadas, y cuyo afloramiento se extiende sobre más de 3 km. en cada orilla del embalse.

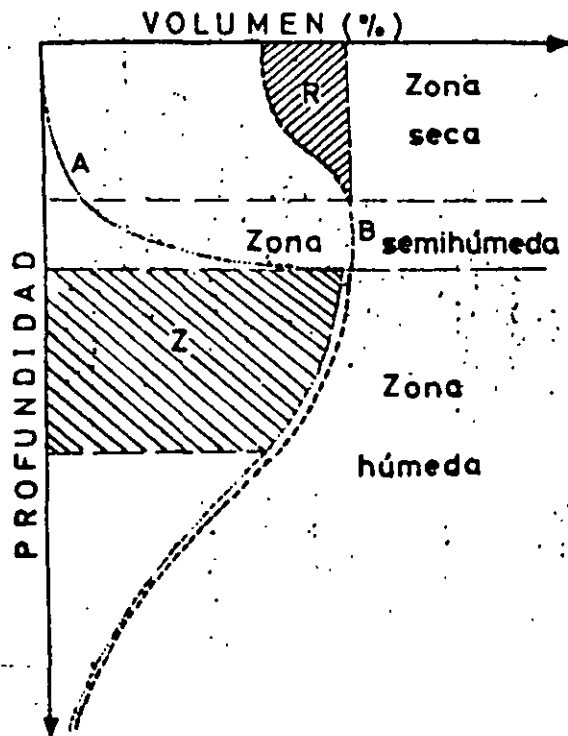


Fig. XVI-4.-Causas de la limitación de la zona de máximo tendimiento. A. Pot. ciento de agua en el Karst; B. Por ciento de cavidades del Karst; R. Reducción de volumen por fosilización y reconstrucción; Z. Zona de máxima probabilidad de éxito en sondajes (Sánchez de la Torre, Aguado Villar y Bravo Romero).

Otros ejemplos de grandes pérdidas de agua sobre embalses a través del Karst los tenemos en Monte Jaque (Andalucía), Saint-Guilhem-le-Désert (Francia), Kentucky Dam (Estados Unidos) y muchos otros.

El estudio de gargantas y cañones en calizas se ha realizado también para intentar establecer presas para pequeños saltos de agua, sobre todo en países deficitarios en energía hidroeléctrica.

El problema fundamental es determinar los posibles puntos de pérdida en el embalse formado, así como la nueva circulación subterránea que se va

a establecer como consecuencia de la elevación del nivel del agua en la superficie. En Francia se han realizado numerosos estudios de este tipo en el Jura, Alpes y Provenza con objeto de evitar gran parte de los riesgos económicos en estas obras de ingeniería.

Lugeon (1933) resalta la importancia del estudio del estado evolutivo de las cavidades. Durante la elección del lugar de establecimiento de una presa de embalse en el alto Ródano francés, indicó la presencia de galerías y sumideros en la caliza a bastante profundidad bajo el lecho fluvial. Algunas galerías estaban abiertas mientras que otras se encontraban ya parcialmente fosilizadas por un relleno arenoso-arcilloso indicando un episodio fluvial hipogeo.

### XVI.3.- APLICACIONES EN GEOTECNIA Y ASPECTOS HUMANOS

#### 3.1. Problemas en obras públicas y geotecnia.

Los estudios geoespeleológicos permiten realizaciones prácticas de interés considerable. La posibilidad de penetrar en profundidad en el subsuelo es en parte equivalente a un costoso sondeo de reconocimiento, con la ventaja de poder observar directamente los afloramientos sin necesidad de tener que interpretar los testigos o diapos de la perforación; sin embargo, como las galerías se desarrollan sobre la misma litología, las interpretaciones tectónicas y estratigráficas llegan rápidamente a un límite.

Durante la realización de túneles, galerías de minas, cimentaciones, etc., es frecuente cortar niveles calizos carbonatizados, por lo que los problemas fundamentales son de dos tipos: la inundación de la obra y la disminución de caudal, o desaparición total en algunos manantiales cársticos.

La Sociedad Nacional de los Ferrocarriles Franceses ha realizado numerosos estudios de hidrogeología cárstica para determinar la circulación subterránea con objeto de evitar riesgos de inundaciones o hundimientos en terrenos calizos o de yesos atravesados por túneles.

Muy frecuentemente la intersección de un túnel con un conducto cárstico puede hacer algún manantial, que caso de utilizarse provoca grandes daños económicos. La unión artificial del conducto es una solución frecuente, así como el cierre hermético del conducto seccionado para que el agua busque conductos a otros niveles, que si el aparato cárstico no es muy complejo irá nuevamente al antiguo punto de emergencia.

La carbonatización implica una disminución de masa, y por lo tanto, de densidad en las regiones calizas, por lo que pueden aparecer problemas mecánicos de resistencia del subsuelo a la presión de carga. Esto da lugar a un necesario estudio hidrogeológico en las obras y cimentación que impliquen existencia de fuertes presiones de carga.

Un estudio geoespeleológico puede a veces utilizarse para acortar itinerarios de vías públicas al poder trazarse por pasos subterráneos de origen cárstico.

Mediante arreglos de pequeño costo se han utilizado conductos cársticos en la carretera nacional 119 francesa, en la gruta del Mas d'Azil, en Ariège, donde la carretera sigue la totalidad de una galería del Arico. En Cerdeña, una carretera local sigue por la gruta de Domusnovas, y un caso similar existe en la gruta de Jenolan, en Australia.

Finalmente, las corrientes de agua del Karst pueden recorrer en la alta montaña fuertes desniveles, por lo que llega a utilizarse su energía potencial en forma de saltos de agua para la producción de energía hidroeléctrica, como ocurre en la cima de la Piedra de San Martín. Otra posibilidad utilizada en algunas ocasiones es obligar la emergencia del agua cástica sobre un punto elevado de una ladera, realizándose el salto de agua normalmente sobre la superficie.

### 3.2. Aplicaciones a problemas humanos.

La Geoespeleología enlaza con la Prehistoria, puesto que las cavernas sirvieron de habitación al hombre y en ellas se acumularon productos de su industria e incluso sus propios restos. Su estudio aporta importantes datos para el conocimiento de las primeras etapas de la civilización humana, así como datos paleontológicos de tiempos recientes.

Muchas galerías cársticas se utilizan como cava en procesos de envejecimiento de vinos, en el cultivo del champiñón o para la fermentación y elaboración de algunos quesos, como el Roquefort, Cabrales, etc., aprovechando algunas de las propiedades climáticas y microbiológicas del Karst.

Es necesario tener en cuenta el alto valor turístico que tienen algunas regiones cársticas por la presencia de galerías y cavidades con formas de gran vistosidad. En España existe gran número de ellas muy visitadas, como las del Drach, Nerja, Valporquero, etc., al igual que existen en otros países.

Otras grutas tienen un alto valor humano al ser objeto de veneración religiosa, como las de Lourdes, Covadonga, ocurriendo lo mismo bajo otras religiones en Indonesia, China, América del Norte y distintas regiones del mundo.

Finalmente, las grutas con restos arqueológicos o pictóricos son reliquias artísticas, vestigios de épocas en que el hombre se refugió al amparo del Karst, donde en la actualidad llegan a presentarse problemas de conservación por la complicada meteorología y microbiología hipogea acrecentada por el aumento en visitantes que originan desajustes en las condiciones físico-químicas interiores.

En las épocas de guerra las cavernas se utilizan ampliamente como abrigo y refugio del hombre, tanto combatientes como civiles. En la segunda guerra mundial, el maquis de la Europa mediterránea vivió y utilizó como base de operaciones el Karst, mientras que los ocupantes de los distintos territorios lo usaban a su vez como depósitos de municiones, talleres o lugares de alta protección.

En la actualidad los estados mayores de casi todo el mundo han considerado su inventario espeleológico ante la posibilidad de una nueva guerra mundial, con objeto de, en caso necesario, instalar, hospitales, refugios, fábricas, etc., en cavidades cársticas protegidas de las explosiones atómicas.

### XVIIA.—ASPECTOS MINEROS DE LA HIDROGEOLOGIA CARSTICA

Los conductos cársticos y su estudio presentan un gran interés para el geólogo de minas por muchos aspectos. Los filones que encajan en una masa caliza pueden ser atravesados por las galerías, y es posible observar el filón en un afloramiento profundo. La circulación del agua da una posibilidad de contaminación con los gases más móviles del mineral, lo que permite la utilización de la prospección química sobre el agua cástica como método de prospección de yacimientos.

El relleno de las cavidades del Karst es a veces objeto de explotación de alto rendimiento económico. Se han citado ya en capítulos anteriores, al hablar del paleokarst, rellenos de fosforitas y fosfatos, resultado de precipitaciones bioquímicas o de acumulación de restos orgánicos, y las bauxitas, que están en gran parte relacionadas con rellenos cársticos bajo unas condiciones climáticas determinadas. Otros productos orgánicos, como el guano de murciélagos, muy rico en nitratos y usado como abono agrícola, es otro producto que se extrae del Karst.

Entre los minerales metálicos, los más frecuentemente relacionados con el Karst son depósitos secundarios de óxidos de hierro y de manganeso, aun cuando se han encontrado rellenos cársticos relacionados con procesos termales, con sulfuros metálicos, fluorita, etc., Ostrowick (1953), Llopis Lladó (1958), Martínez Alvarez (1960) (Fig. XVI.5).

Finalmente, hemos de indicar que se han llegado a explotar con fines comerciales algunas cavidades utilizando los depósitos litoquímicos, coladas, concreciones estalagmáticas, columnas, etc., para decorar jardines, grutas artificiales, o mediante corte, transformarlas en placas y losas para revestimiento de suelos.

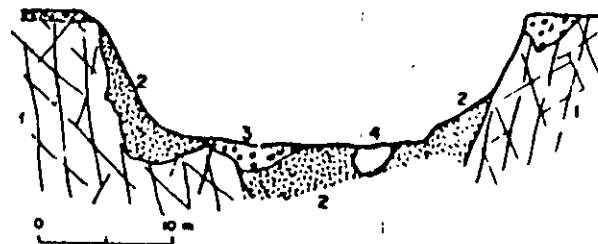


Fig. XVI.5.—Sección de una forma de absorción fossilizada. Relleno relacionado con la presencia de sulfuros metálicos. 1. Caliza de montaña; 2. Arcilla rojo-pardusca con concreciones ferríferas; 3. Conglomerados cuarzosos; 4. Zona de la marcasita (Martínez Alvarez, 1960).

### XVI.5.—PROBLEMAS DE PROSPECCION DE CONDUCTOS, GALERIAS Y AGUAS CARSTICAS SUBTERRANEAS

Realmente no se ha descubierto ninguna caverna de interés artístico mediante procesos de investigación, todas han sido descubiertas en forma casual.

Sin embargo, hemos visto en los capítulos anteriores las leyes y reglas por las que se esboza la red de conductos del Karst y su evolución. La aplicación de estos conocimientos a la identificación y determinación de conductos subterráneos forman la prospección cástica (Fig. XVI.6).

La caverna no se puede separar de la masa rocosa en que se ha excavado, puesto que sus características petrográficas, su estructura y sus relaciones con los demás elementos de la corteza terrestre han tenido una gran influencia en la génesis, evolución y morfología de la cueva, de modo que la Geoespeleología se encuentra íntimamente ligada a la Geología hasta el extremo de ser totalmente imposible conocer a fondo una caverna sin conocer su situación con la geología exterior. Sin dudas de ningún tipo, el estudio espeleológico comienza por el

cimiento de la geología externa, es decir, la Espeleología empieza fuera de la cueva.

De todas estas consideraciones se deduce que el estudio de las cavernas es complejo y que para abordarlo se necesita de un bagaje científico de cierta consideración. Si a esto se añade que todavía pueden estudiarse otras particularidades, como el microclima reinante, es decir, una verdadera Meteorología subterránea, las características de la sedimentación u otros aspectos de detalle, fácil es comprender que además se requiere una especialización que exige una labor de equipo. El

NW.

SE.

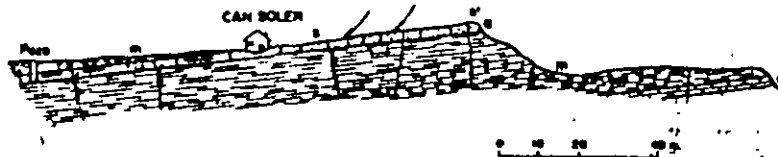


Fig. XVI.4. -Corte hidrogeológico del pozo de Can Solar (Sierra de Bertí, Barcelona). La superficie libre colectora (S-S') del nivel de arenales (a), es reducida, pero tiene la suficiente potencia y declinación para ser rentable; al pasar lateralmente a margas, hacia el W., pierde su importancia, a este hecho se debe la pobreza de recursos hídricos.

estudio no lo hace, pues, un solo hombre más que excepcionalmente y en el caso de cavidades de poco desarrollo topográfico, puesto que normalmente se requiere un grupo perfectamente organizado, formado por elementos capaces de desempeñar una misión determinada y dirigidos por una persona encargada de coordinar y sintetizar todas las observaciones.

El estudio de una caverna desconocida debe hacerse forzosamente por lo menos en dos etapas; en la primera penetrará un equipo explorador, de cabeza o de "punta", encargado de reconocer el camino, seguido de otro equipo topográfico que irá levantando plano y secciones; un tercer equipo comenzará las observaciones científicas. Una vez levantado y dibujado el plano y conocida, por lo tanto, en su totalidad la topografía de la cueva, penetrará de nuevo el tercer equipo para completar sus observaciones y realizar el estudio geológico y biológico de la cavidad.

En general, el conocimiento de una caverna aislada tiene sólo un valor muy local; el verdadero interés lo presenta el estudio de una serie de cavidades de la misma región y sus relaciones con la Morfología y Geología regionales; en este último caso tendremos una verdadera monografía espeleológica, de la que nos ha dado magníficos ejemplos la escuela italiana.

Latiman y Pazízek (1964) resaltan la utilización de los mapas de iso fracturación obtenidos a partir de fotografías aéreas, así como las trazas de fracturas visibles o interpretadas en las fotos aéreas a partir de distintos tipos de claves, puesto que implican una mayor posibilidad de existencia de agua subterránea acumulada. Los trazos de fracturas reflejan concentraciones de fracturas profundas y son una guía útil en la localización de zonas de mayor alteración por disolución y de mayor permeabilidad.

Ya el padre Carvallo en un trabajo de divulgación publicado en la revista "Minería y Metalurgia", resalta el papel que las fallas han desempeñado en la mayoría de las cavernas conocidas.

Los trazadores son muy utilizados para seguir el trayecto de las aguas subterráneas, así como para determinar los caudales de las mismas en forma de sales, colorantes y radiactivos.

Además de seguir el trayecto de las aguas subterráneas y medir los caudales de una corriente, los trazadores nos dan la posibilidad de determinar la velocidad de escorrentía, y si se conoce el gradiente hidráulico, la permeabilidad. Esta última, sin embargo, no se calcula nada más que sobre cortas distancias.

Los trazadores colorantes tienen la ventaja de que su presencia se manifiesta naturalmente, sin necesidad de realizar con la muestra ninguna manipulación especial, aunque hay que lograr la concentración mínima para que sea perceptible a simple vista, lo que tras como inconveniente (igual que les ocurre a las sales) que cuando los caudales son un poco importantes hay que manejar grandes volúmenes de trazador.

El trazador radiactivo no se puede utilizar si no es por personal especializado. Tiene, entre otras, la ventaja de que con pequesísimas cantidades se puede realizar la experiencia con grandes caudales de agua y, además, escogiendo convenientemente el trazador se pueden estudiar largos trayectos. Por otra parte, entre los trazadores radiactivos disponemos de una gran gama con distintos períodos, que van de minutos a años.

La prospección geofísica no ha dedicado muchos esfuerzos a la identificación de conductos cársticos, sin embargo, son frecuentes interpretaciones de anomalías mediante regiones carstificadas. Chico (1964) describe una técnica de prospección gravimétrica para galerías subterráneas utilizando la anomalía originada por el defecto de masa en el Karst. La capacidad de detección de una galería está relacionada con su tamaño y profundidad en el subsuelo.

Todas estas aplicaciones de la Espeleología justifican sobradamente el impulso y protección oficial que desde hace ya casi un siglo se ha dado a esta disciplina en casi todos los países de Europa. En España, en cambio, ha permanecido casi siempre postergada u olvidada, mantenida no obstante al calor de determinados organismos que con mercedos medidas y sobrado entusiasmo han mantenido esta ciencia a la altura de los demás países.

## BIBLIOGRAFIA

- BURDON, D. J. y SAFADI, C.-(1963). "Ras-el-ain: The Great karst Spring of Mesopotamia". Jour. Hydrol., 1, pp. 58-93.
- BURDON, D. J. y SAFADI, C.-(1964). "The Karst Groundwaters of Syria". Jour. Hydrol., 2, pp. 324-347.
- CARVALLO, J.-(1956). "Geología de Espeleología. Procedimientos para descubrir las grandes cavernas". Minería y Metalurgia, pp. 32-33.
- CASTANY, G.-(1963). "Traité pratique des eaux souterraines". Demod, París, 657 págs., 47 figs.
- CAVAILLE, A.-(1964). "Observations sur l'évolution des grottes". Int. Journ. Spéol., 1, pp. 71-100.
- CHICO, R. J.-(1964). "Detection of Caves of Gravimetry". Int. Journ. of Speleology, vol. 1, part. 1-2, pp. 101-108.

# HISTORIA DEL TERMINO "NAPL"

"Non - Aqueous Phase Liquid" (Kolmer)

- Relleno sanitario en Niagara Falls, N.Y., E.U. en 1981.
- Científicos, ingenieros y abogados
- NAPL como un líquido de coloración café-oscuro - negro constituido por compuestos químicos orgánicos, identificados en el suelo y en el agua subterránea del relleno sanitario.
- Consideraciones:
  - + La mezcla de compuestos químicos orgánicos es un líquido.
  - + La mezcla no es acuosa en la naturaleza (~~hidrofóbica~~)
  - + La mezcla es inmisible con agua y existe como una fase separada cuando está presente en agua (hidrofóbica)
- DNAPL : Mayor densidad que el agua.
- LNAPL : Mas ligero que el agua.

APUNTES DEL CURSO:

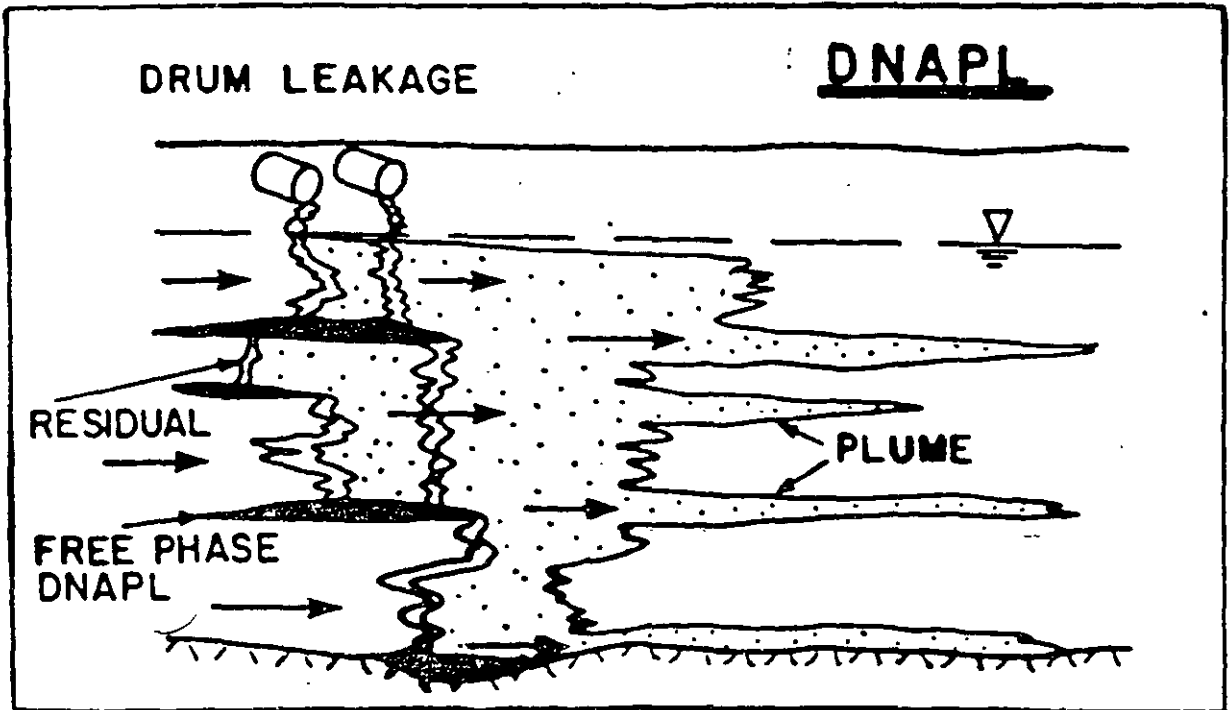
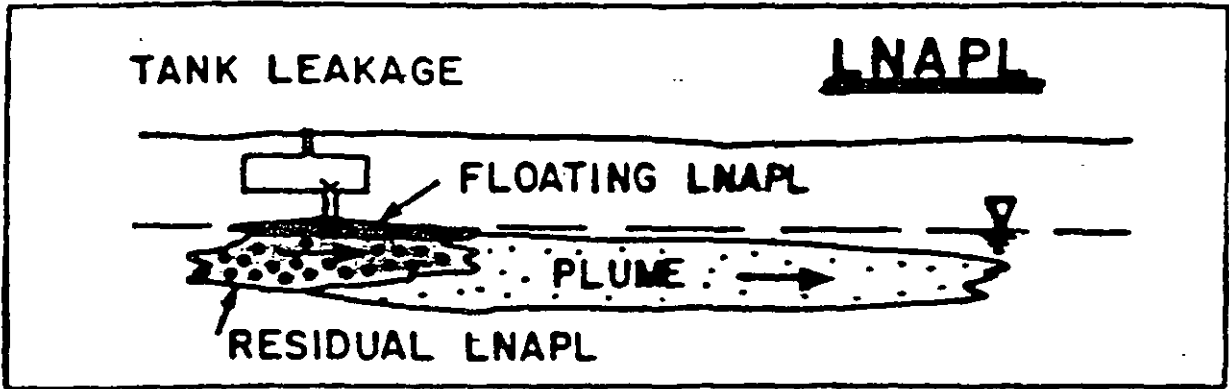
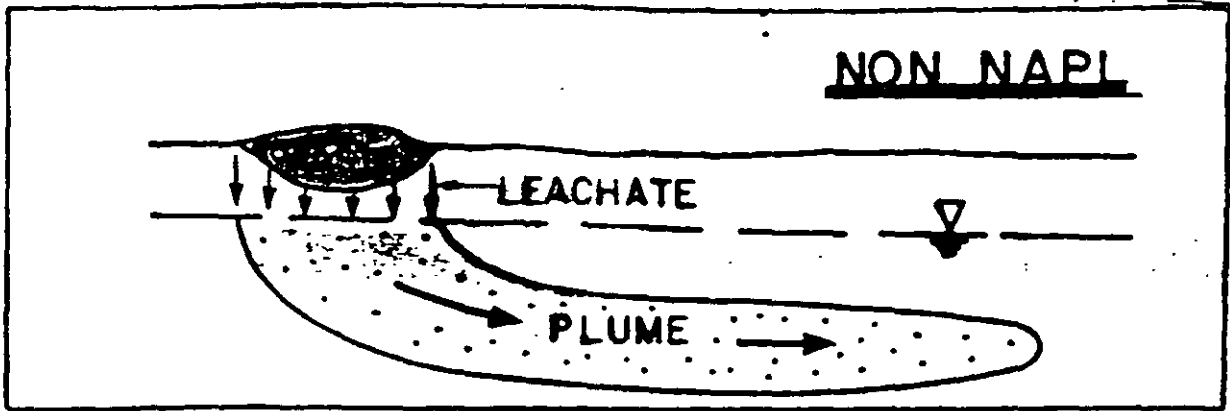
DISPERSION DE CONTAMINANTES EN EL  
SUBSUELO DEPF1 - UNAM, 1994

INVESTIGACION DEL COMPORTAMIENTO  
DE COMPUESTOS DENOMINADOS  
"CHLORINATED HYDROCARBONS" (CHC'S)  
HIDROCARBUROS CLORINADOS EN EL  
SUBSUELO. (HCC)

- Motivación inicial debido a dos problemas de contaminación del subsuelo y agua subterránea ocurridos en 1967 y 1976 en Alemania por Friedrich Schwiller.
- Experimento de laboratorio para demostrar el comportamiento de la migración de HCC's en 1980. Medio poroso en una caja de 5m de largo.
- Se concluyó que los HCC's son gobernados por principios de mecánica de fluidos y no por principios hidrodinámicos.

CLASIFICACION SIMPLIFICADA DE SITIOS  
INDUSTRIALES EN EL CONTEXTO DE  
REMEDIACION

- Non - NAPL
- LNAPL
- DNAPL



Three different conceptual models for groundwater contamination: (a) non-NAPL case; (b) LNAPL case; and (c) DNAPL case.



## TIPOS PRINCIPALES DE DNAPLS

- SOLVENTES CLORINADOS
- "CREOSOTE / COAL TAR" (hidrocarburos aromáticos policíclicos HAP)
- MEZCLAS DE DESECHOS ORGANICOS INDUSTRIALES.
- ALGUNOS PESTICIDAS.
- ACEITES DEL TIPO PCB

## MIEMBROS EXTREMOS DE CATEGORIAS DE DNAPLS

1) DNAPLS con ALTA DENSIDAD  
BAJA VISCOSIDAD  
ALTA MOBILIDAD (fase disuelta)  
Ejemplo: solventes clorinados

2) DNAPLS con BAJA DENSIDAD  
ALTA VISCOSIDAD  
BAJA MOBILIDAD (fase disuelta)

Ejemplo "Creosote/coal tar"

LAS DOS CATEGORIAS ANTERIORES DE DNAPL  
PRESENTAN DIFERENTES PROBLEMAS EN:

- Impacto ambiental
- Dificultad para diagnóstico del sitio
- Dificultad y riesgo en el monitoreo del sitio
- Opciones para la remediación del agua subterránea.

LA CLASE SE ENFOCARA A LA CATEGORIA  
DE DNAPL DE ALTA DENSIDAD  
BAJA VISCOSIDAD  
ALTA MOBILIDAD DE LA  
FASE DISUELTA.

DEBIDO A:

- Es mucho más común
- Mayor impacto en agua subter.  
disponibilidad
- Existe mayor información de  
investigaciones relacionadas.

Table 1. Physical and Chemical Properties of Dense Solvent Compounds

Compound	MW (g)	S (mg/L)	P <sub>s</sub> (torr)	K <sub>ow</sub> (ml/g)	d (g/cm <sup>3</sup> )	BP (°C)	μ Absolute Viscosity (cp)	ν Kinematic Viscosity	Relative H (atm-m <sup>3</sup> /mole)	Vapor Density
<i>Non-Aromatics</i>										
dichloromethane (DCM)	84.9	20000	349	0.8	1.33	40	0.44	0.32	0.0017	1.89
chloroform	119.4	8000	251	44	1.49	62	0.36	0.38	0.0028	1.62
bromodichloromethane	163.8	4500	30	61	1.97	98	1.71	0.87	0.0024	1.31
dibromochloromethane	288.3	4000	76	84	2.98	119	-	-	0.00094	1.62
bromoforn	252.8	3010	5	116	2.89	150	2.07	0.72	0.00056	1.85
trichlorofluoromethane	137.4	1100	667	159	1.49	24	-	-	0.11	4.28
carbon tetrachloride	153.8	785	90	439	1.59	77	0.97	0.61	0.023	1.51
1,1-dichloroethane	99.0	9580	100	30	1.17	37	0.30	0.43	0.0043	1.57
1,2-dichloroethane	99.0	8690	61	14	1.26	83	0.84	0.67	0.00091	1.19
1,1,1-trichloroethane (1,1,1-TCA)	133.4	720*	100	152	1.35	74	0.84	0.62	0.013	1.47
1,1,2-trichloroethane	133.4	4500	19	56	1.44	114	-	-	0.00074	1.09
1,1,2,2-tetrachloroethane	167.9	2400	5	118	1.60	146	1.76	1.12	0.00038	1.03
1,1-dichloroethylene	97.0	400	590	65	1.22	32	0.36	0.30	0.021	2.54
1,2-dibromoethane (EDB)	187.4	4	11*	-	2.18	132	1.72	0.79	0.00042	1.08
1,2-cis-dichloroethylene	97.0	800*	200*	-	1.28	60	0.48	0.38	0.0029	1.62
1,2-trans-dichloroethylene	97.0	600	326*	59	1.26	48	0.40	0.32	0.072	2.01
trichloroethylene (TCE)	131.5	1100	58	126	1.46	87	0.57	0.39	0.0071	1.27
tetrachloroethylene (PER)	165.8	300	14	364	1.63	121	0.90	0.54	0.0131	1.04
1,2-dichloropropane	113.0	2700	42	51	1.33	97	-	-	0.0023	1.16
trans-1,3-dichloropropylene	110.0	1000	25	48	1.22	112	-	-	0.0013	1.04
<i>Ethers</i>										
bis(chloromethyl) ether	115.0	22000	30*	1.2	1.32	104	-	-	0.00121	1.12
bis(2-chloromethyl) ether	143.0	10200	0.7	14	1.22	178	2.41	1.98	0.000117	1.004
bis(2-chloroisopropyl) ether	171.1	1700	0.9	61	1.11	187	-	-	0.00011	1.005
2-chloroethyl vinyl ether	106.6	15000	27	6.6	1.05	108	-	-	0.00025	1.10
<i>Monocyclic Aromatics</i>										
chlorobenzene	112.6	480*	12	330	1.11	132	0.80	0.72	0.0036	1.05
o-dichlorobenzene	147.0	100	1.0	1700	1.31	180	1.41	1.28	0.0019	1.005
m-dichlorobenzene	147.0	120*	2.3*	1700	1.29	172	1.08	0.84	0.0036	1.01

Source: See below for a list of references used to compile the data in this table

Note: Temperature of measurement is 20 °C unless otherwise noted. MW = molecular weight (g). S = solubility in water (mg/L or ppm). P<sub>s</sub> = vapor pressure (torr or mm Hg). K<sub>ow</sub> = sediment-water partition coefficient (ml/g). d = density (g/cm<sup>3</sup>). BP = boiling point at 760 torr pressure (°C). μ = absolute viscosity (centipoise). ν = kinematic viscosity. H = Henry's Law constant for partitioning between air and water (atm-m<sup>3</sup>/mole) and RVD = vapor density relative to dry air (dimensionless). See footnote a below on method used to calculate RVD values. Note that an estimate of H may be obtained from the values of P<sub>s</sub> and S. However, no effort was made to make that value of H consistent with the tabulated value given below, since the P<sub>s</sub>, S, and H values were all determined independently, and there was no way to give greater weight to any two out of three of the measurements, which would have been necessary to obtain a consistent set of the three parameters.

RVD values have been calculated as the density of dry air saturated with the compound of interest at 20 °C. It represents the weighted mean molecular weight of the compound-saturated air relative to the mean molecular weight of dry air which is 29.0 g/mol. If MW = molecular weight of the compound of interest, the RVD value may be calculated as:

$$RVD = \frac{\frac{P_s}{760} MW + \frac{760 - P_s}{760} 29.0}{29.0}$$

If the RVD relative to air saturated with water is desired, then the mean molecular weight for moist air at 20 °C (28.75) should be used in place of 29.0 in the above formula.

\* Value measured at 25 °C

from Schville, F., 1988. Dense Chlorinated Solvents in Porous and Fractured Media. Translated by J.F. Pankow. Lewis Publishers, Chelsea, Michigan, 146 pp.

## MODELOS CONCEPTUALES.

Es un concepto de un proceso o problema expresado en forma de diagramas y/o ecuaciones esquemáticas.

Los modelos conceptuales:

- Proporcionan una base para probar hipótesis.
- Permiten diseñar las investigaciones de un sitio
- Permiten <sup>seleccionar y</sup> diseñar y la remediación de un sitio

# DNAPL'S QUE CAUSAN GRANDES PROBLEMAS DE CONTAMINACION DE ACUIFEROS

~~Clor~~

SOLVENTES CLORINADOS :

- TCE (Tricloroetileno)
- PCE (Tetracloroetileno)
- TCA (Tricloroetano)
- DCM (Cloruro de Metileno)
- TCM (Cloroformo)
- DCE (Dicloroetileno).

COMPUESTO

## TERMINOLOGIA

- FASE LIQUIDA INMISCIBLE:

Es la fase líquida inmiscible que puede existir como residual o fase libre

- RESIDUAL.

Es la FLI retenida en los poros o fracturas por tensión capilar<sup>(-)</sup>. Esta FLI en estado residual No puede fluir hacia un pozo bajo la influencia única de la gravedad.

- FLI LIQUIDO EN FASE LIBRE.

FLI en un estado donde la presión es positiva. El líquido en fase libre puede fluir hacia un pozo por efecto gravitacional

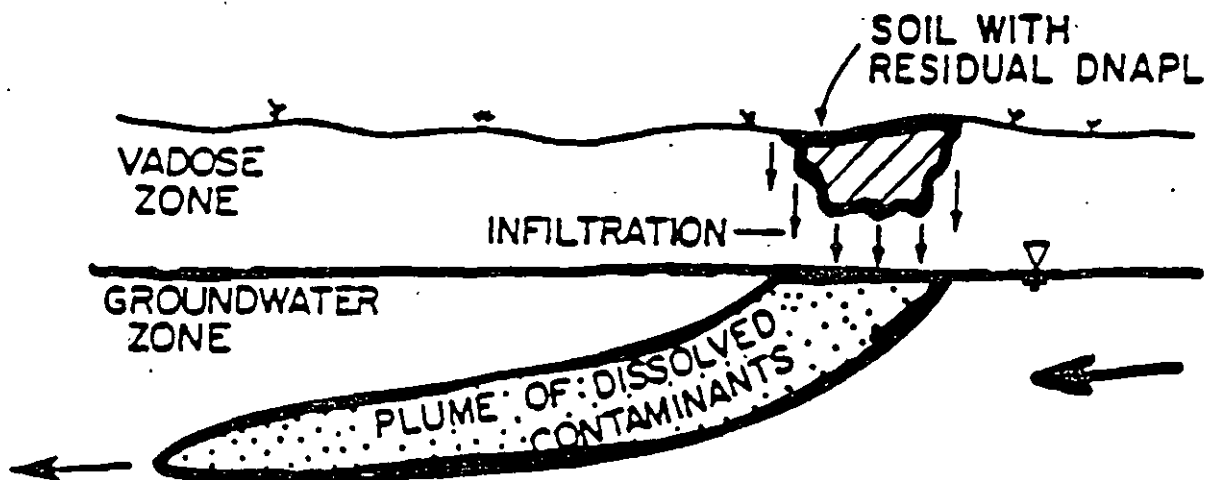
- ALBERCA DE DNAPL (POOL) DEPOSITO

Es la zona de líquido inmiscible en fase libre que se aloja al fondo de un acuífero (Móvil o inmóvil)

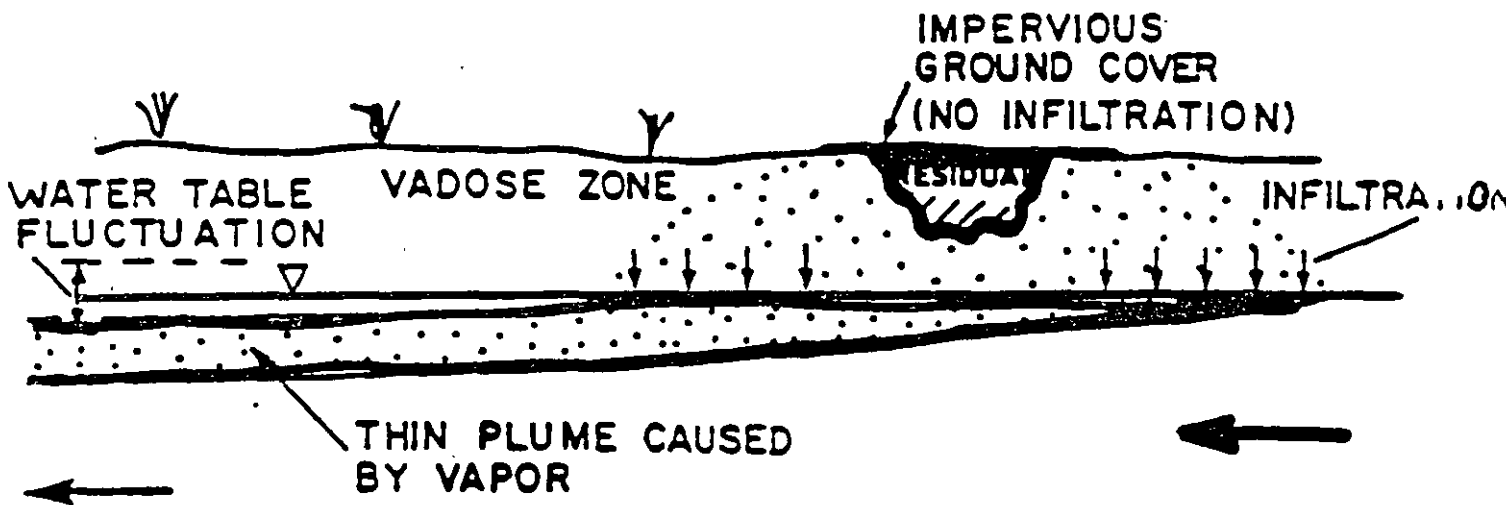
- DISOLUCION.

- DEPOSITO

CONCEPTUAL MODEL No. 1(a)

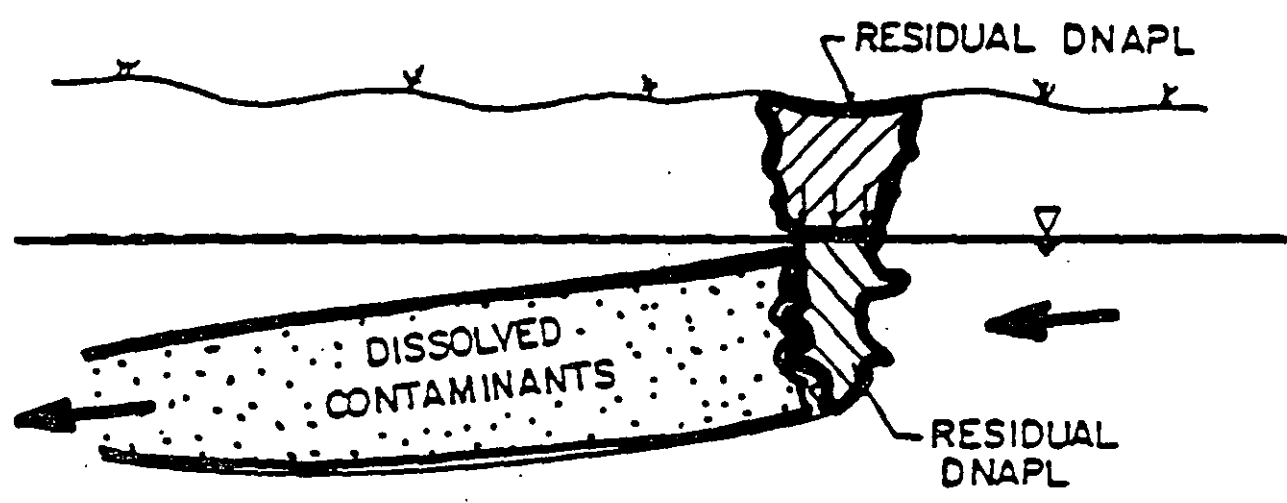


CONCEPTUAL MODEL No. 1(b)

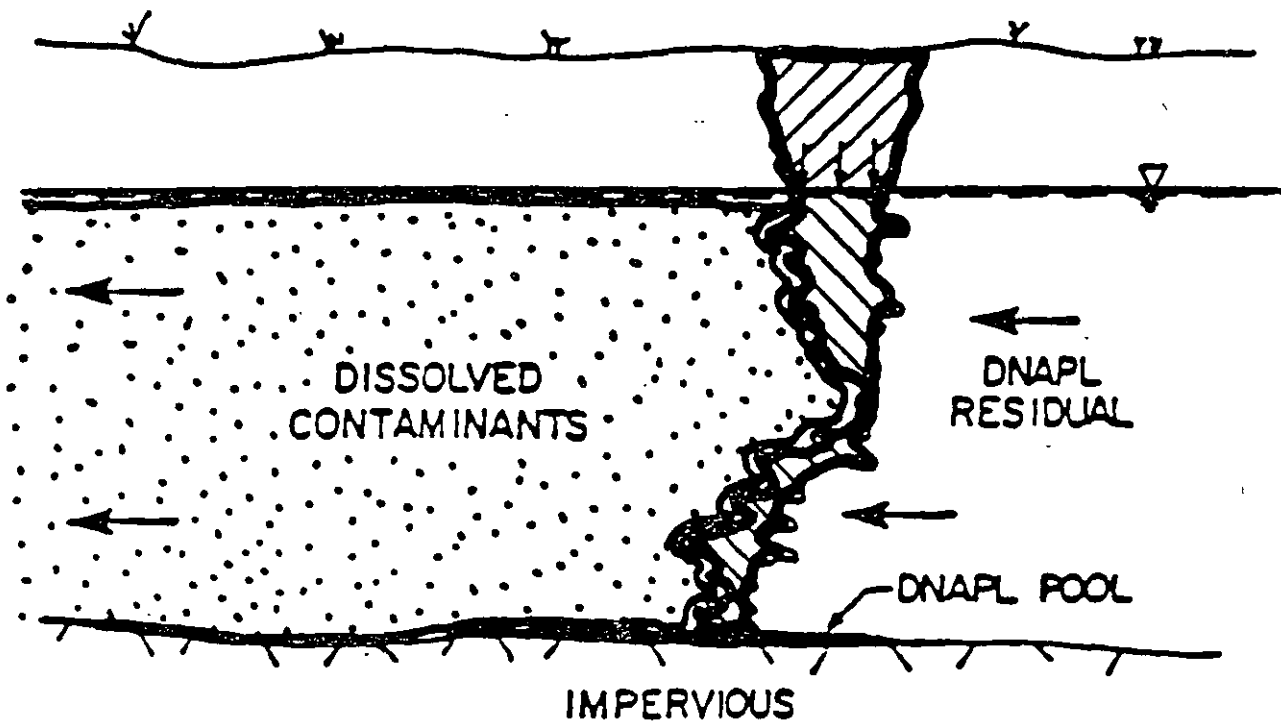




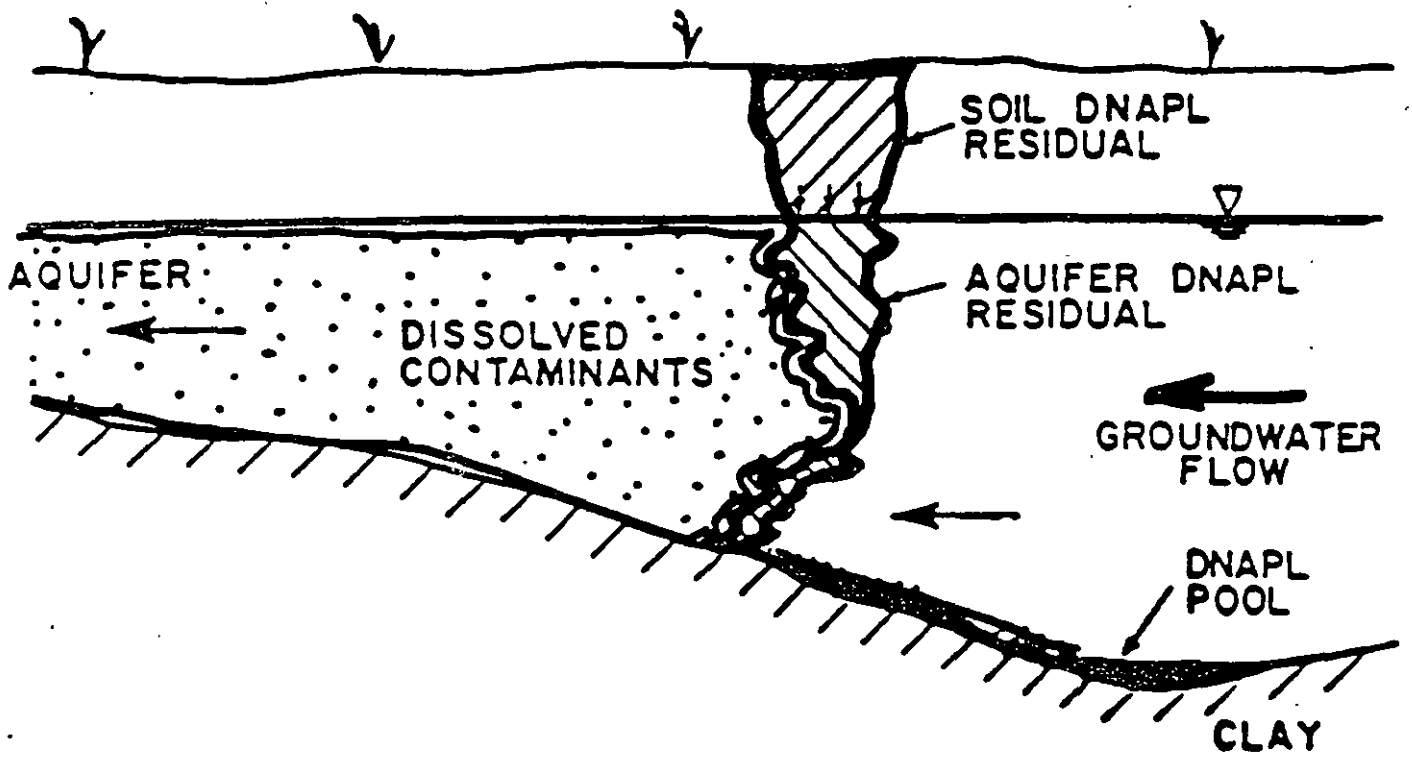
CONCEPTUAL MODEL No. 2



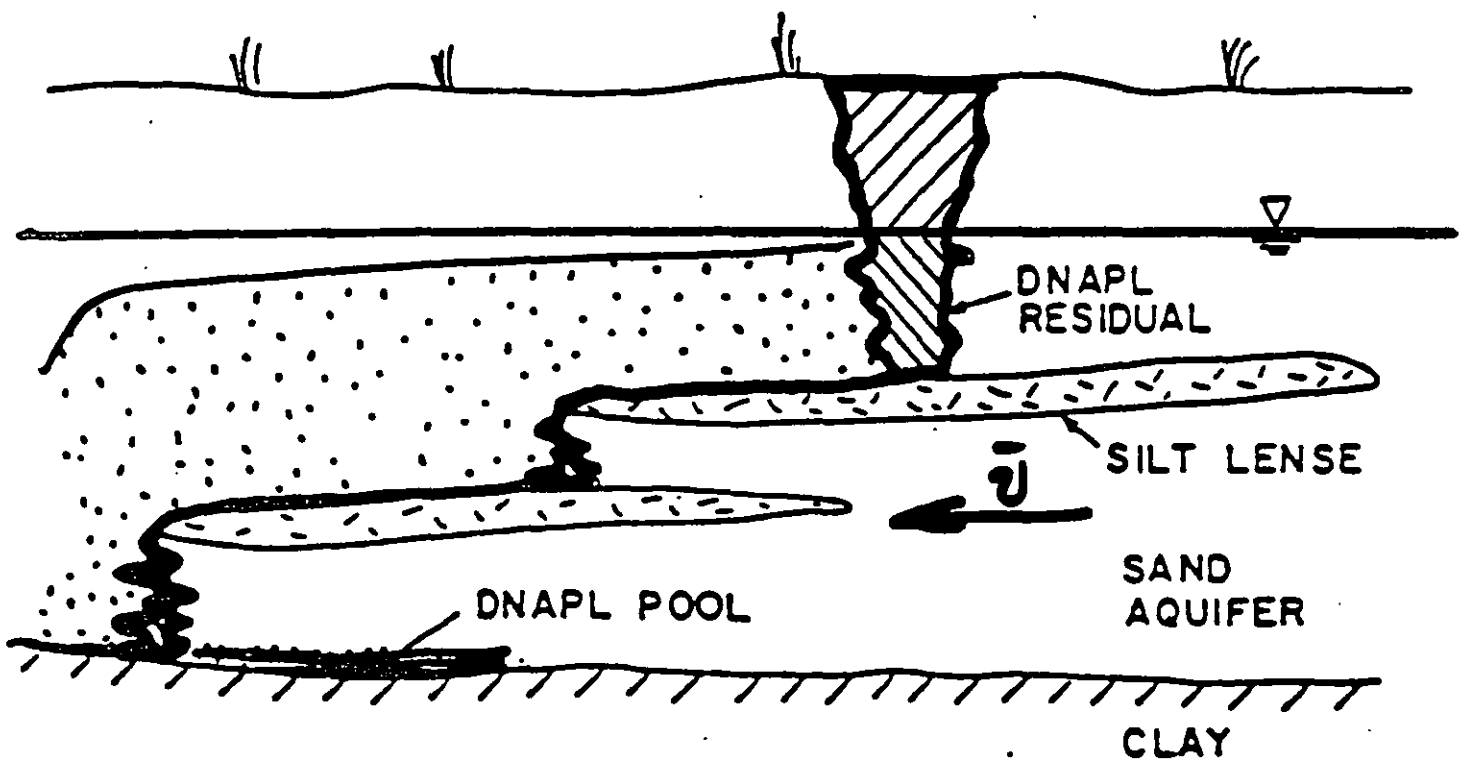
CONCEPTUAL MODEL No. 3



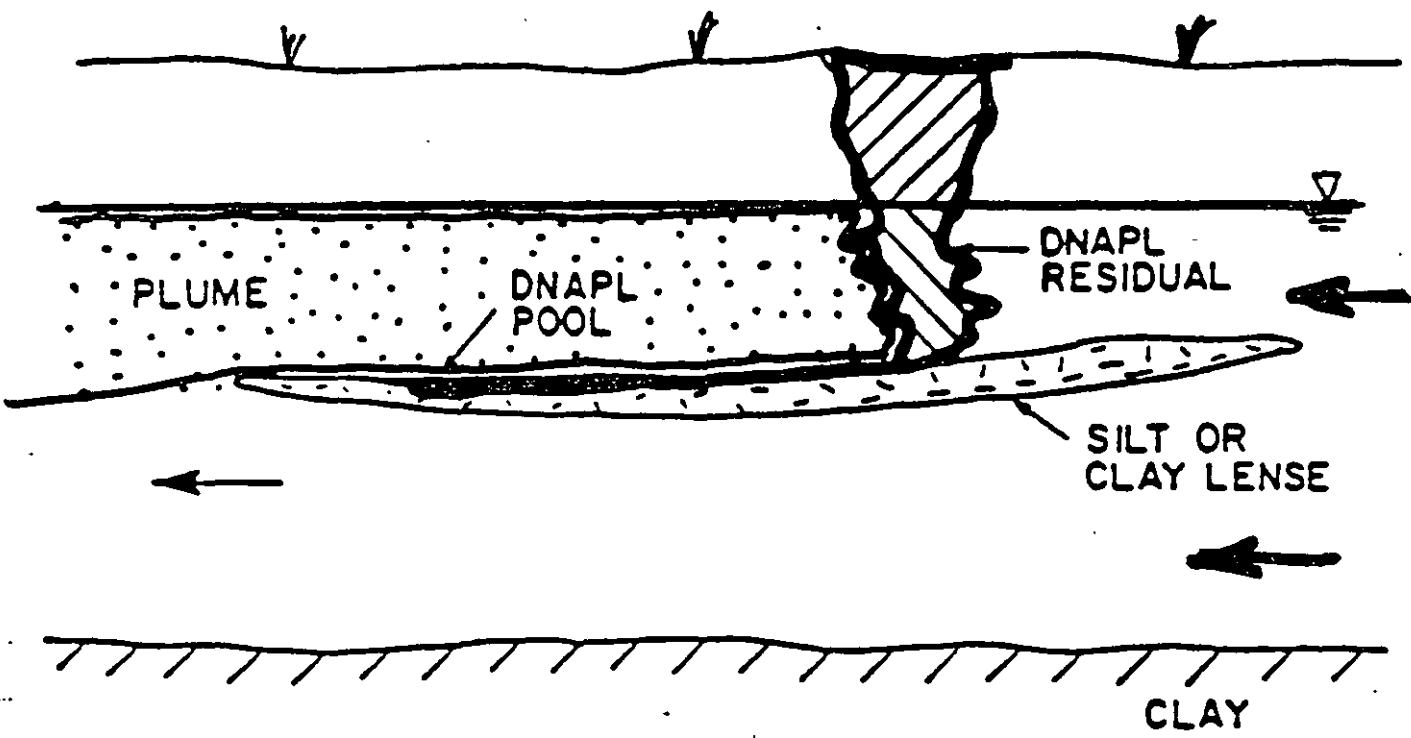
CONCEPTUAL MODEL No. 3(a)



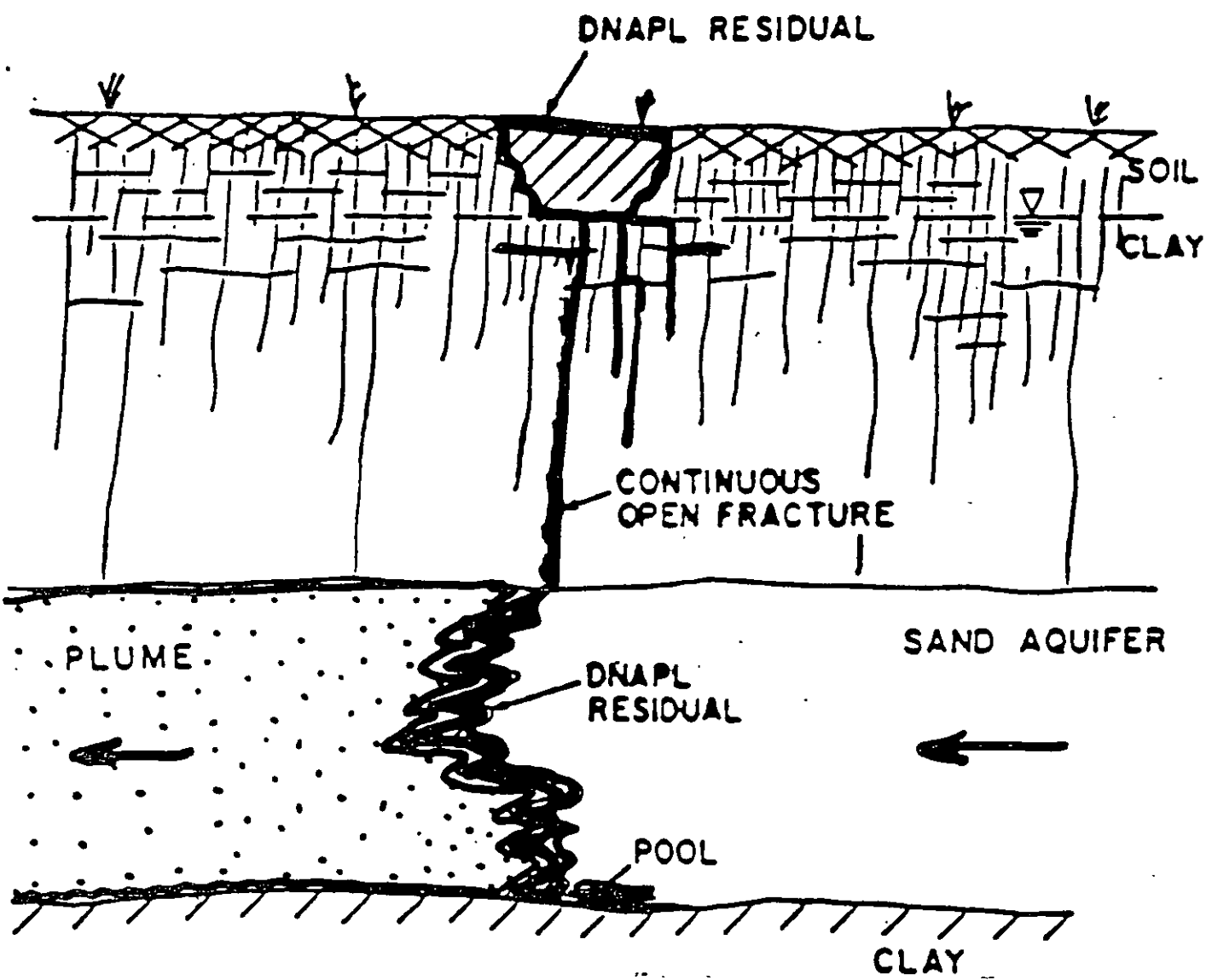
CONCEPTUAL MODEL No. 3(b)



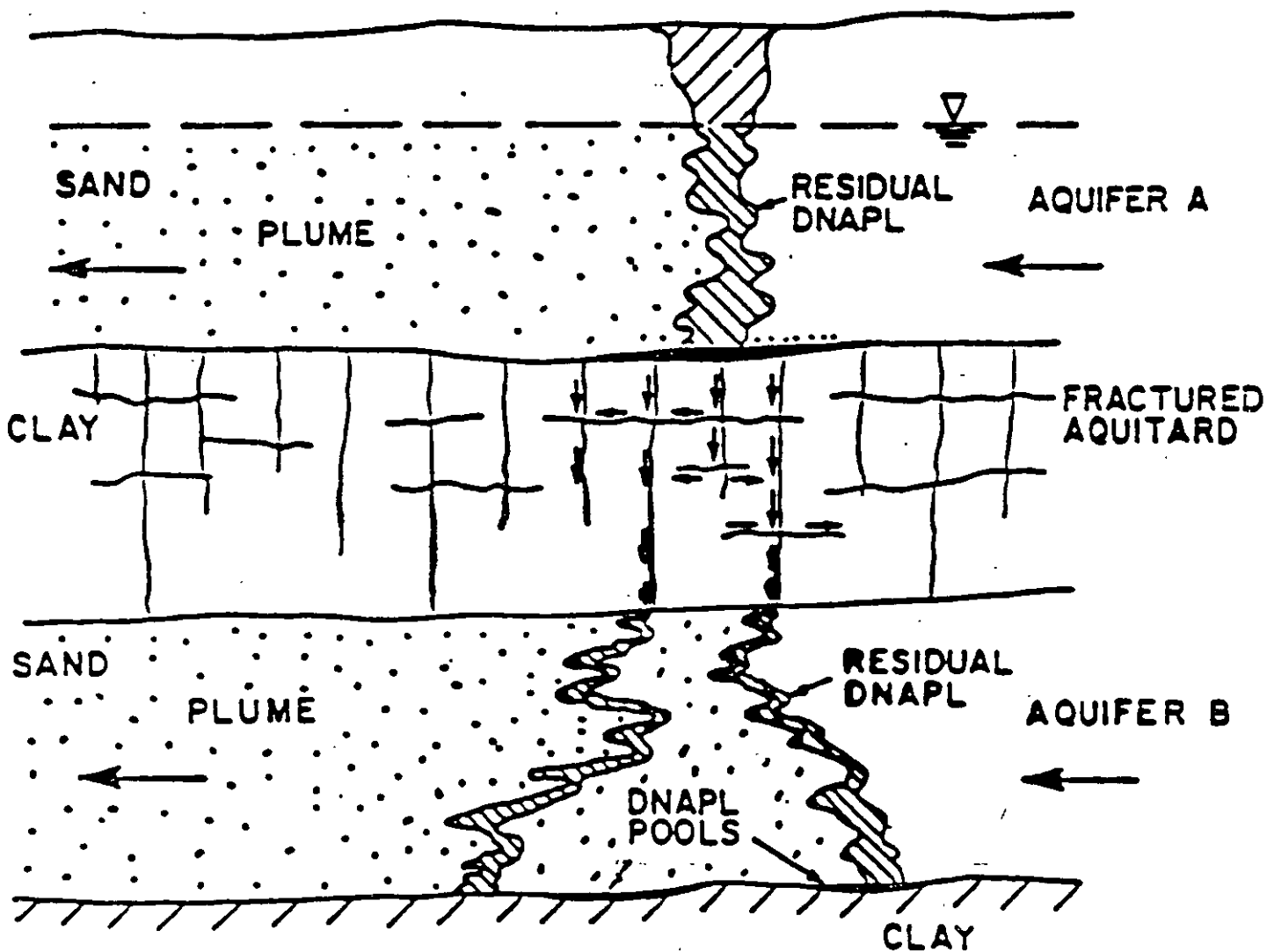
CONCEPTUAL MODEL No.3(c)



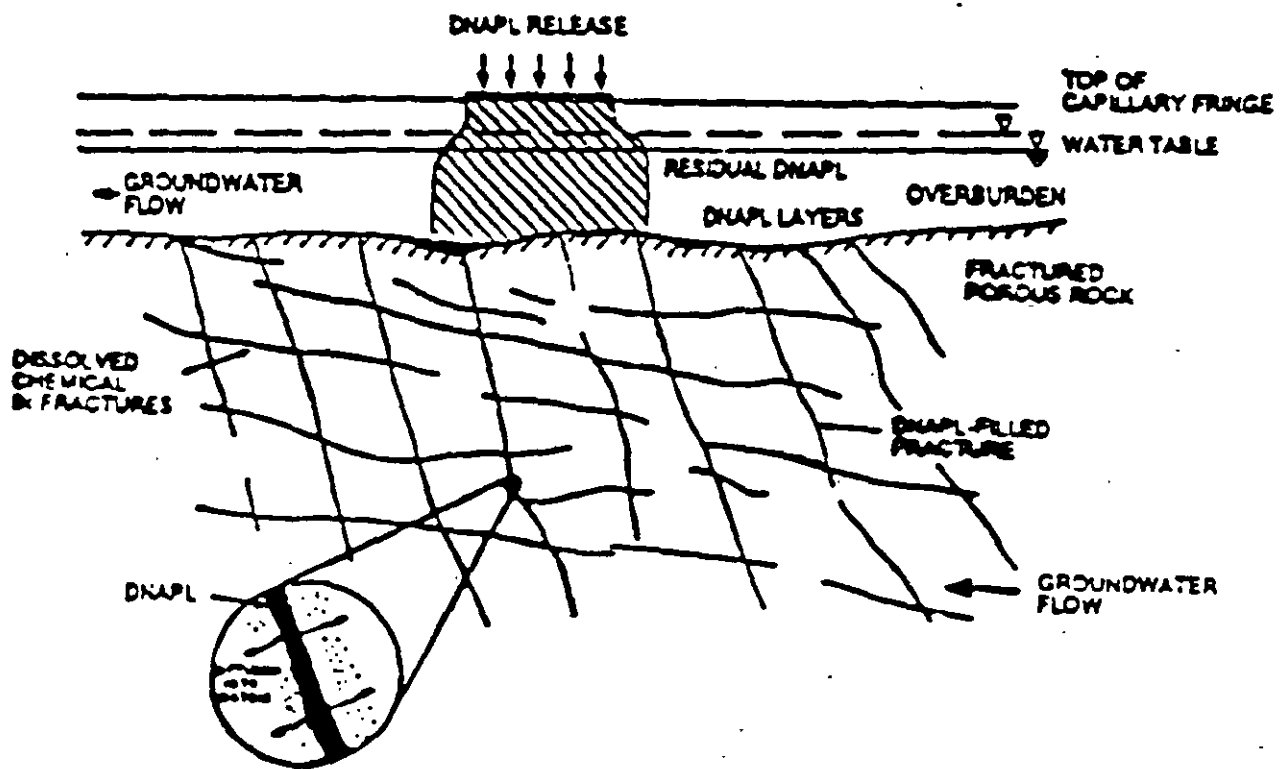
# CONCEPTUAL MODEL No.4 (a)



CONCEPTUAL MODEL No. 4 (b)

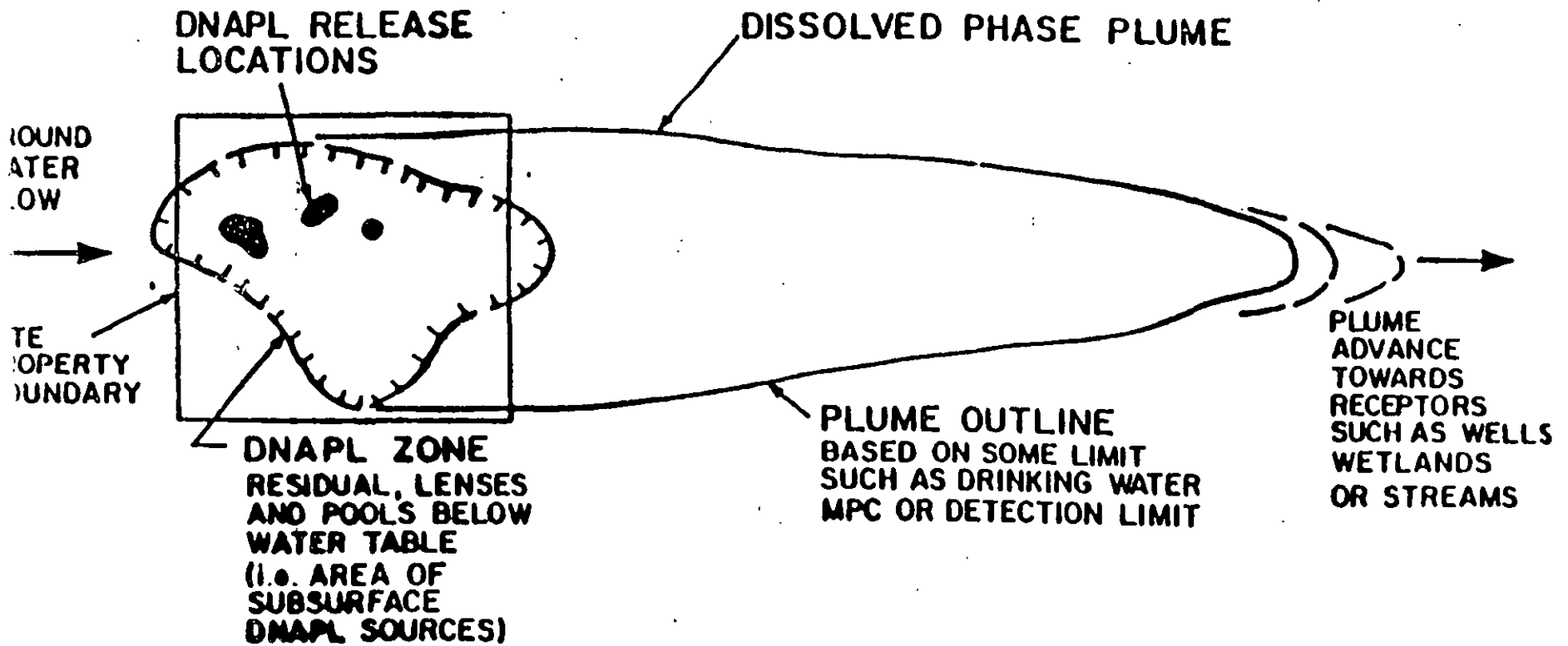


# CONCEPTUAL MODEL NO. 5

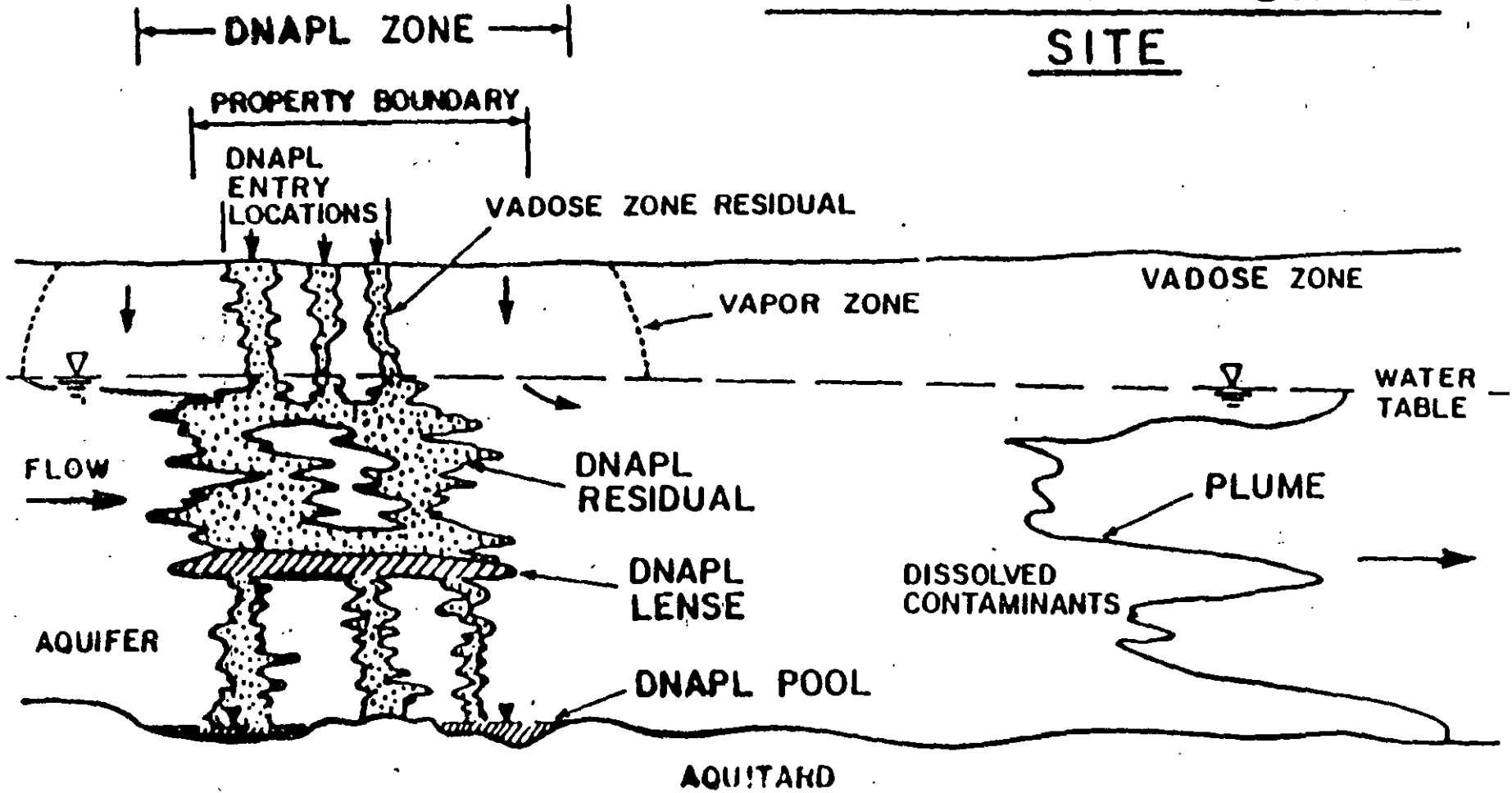




# ANATOMY OF A DNAPL SITE



# ANATOMY OF A DNAPL SITE



**Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas**

**Ingenieros Civiles Asociados**

**División de Educación Continua, UNAM**

**CURSO:**

**GEOLOGÍA APLICADA A LA INGENIERÍA CIVIL**

**27, 28 y 29 de noviembre de 1997**

**TEMA**

**APLICACIONES EN DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN**

**Expositor:**

**SERGIO HERRERA CASTAÑEDA**

Geologia de Obran a Cielo Shinto.

## GEOLOGIC FACTORS CONTROLLING SLOPE STABILITY IN OPEN PIT MINES

by

F. D. Patton

Associate Professor of Geology, University of Illinois

and

D. U. Deere

Professor of Civil Engineering and Geology, University of Illinois

### INTRODUCTION

A close relationship exists between the geologic investigation and the stability analysis of the slopes of an open pit mine. One significant result of this relationship is that the stability analysis is no better than the assessment of pertinent geologic factors that enter into the analysis.

In some slope stability problems the engineering solution becomes obvious once the geologic framework is established. In other cases, establishing the geologic framework is only the first stage in the process of analysis. However, even in these cases the geology should not be neglected once the analysis is made. The geology should be periodically reviewed when new slopes are excavated. This will help ensure that the basic assumptions for the analysis have not changed and will permit changes when new conditions are encountered.

In recent years improved methods of stability analysis have been accompanied by advances in laboratory testing techniques and new knowledge of the shear strength of rock discontinuities. At the same time there have been improvements in field geological descriptions.

As more experience is gained in analyzing and predicting the stability of rock slopes, the importance of certain geologic factors has become more apparent. Some of these factors were described in a paper given at the Open Pit Mining Symposium in Johannesburg, South Africa in September 1970 (1). This paper includes many of the points covered at that meeting but with additional emphasis on the significance of the major geologic structures. Other papers given at the South African symposium also considered geological and hydrogeological factors in slope stability analysis (2) (3) (4) (5) (6).

This paper first describes the approach to a slope stability problem including assessment of the relative roles of field geology studies, laboratory testing, stability analyses, and continued slope monitoring studies. Next, is described a framework which has been found useful for classifying or separating the several types of slope stability problems encountered in open pit mines. The principal geologic factors in slope stability problems in rock are discussed and brief comments are made on how these factors distinguish stability problems in rock slopes from those normally encountered in soil slopes. The over-riding control of major geologic structures, especially faults, in most problems is emphasized. In this regard the relative importance of statistical studies is contrasted with knowledge of the positions of key structural

features shown on maps and the projected positions of these structures in cross sections of future mine slopes. Finally, several elements in the stability of rock slopes which deserve special consideration will be described.

### APPROACH TO SLOPE STABILITY PROBLEMS

The purpose of soil and rock mechanics studies of open pit mines is to ensure reasonable stability of the slopes in the most economical way. These studies generally include (a) detailed geological mapping, (b) determination of the groundwater conditions in the open pit area, (c) determination of the mechanical properties of the soil and rock by both laboratory and in-situ field testing, (d) analytical studies of the slope stability for given slope angles and in different portions of the mine, and (e) monitoring the behavior of the slope with continuing geologic surveillance and appropriate instrumentation.

Depending on the results of the above studies, it may be necessary for safety and stability to design flatter slopes or to provide certain remedial measures. These could include wider benches at particular locations, drainage wells or drainage galleries, tie-back anchors or deep rock bolts, and surface treatment of slopes to prevent loosening, raveling, or erosion.

Conflicting requirements are always present in stability studies of open pit mines. From the viewpoint of economy, steep slopes and minimal remedial measures are desired. However, from the viewpoint of safety and stability (and therefore indirectly, economy), the slopes should be as flat as possible and numerous remedial measures may be required or desirable. It is difficult for management to select the best excavation procedure until the stability of various possible slopes has been evaluated.

The primary responsibility for those conducting soil and rock mechanics investigations for stability studies of open pit mines is to prevent major slope failures which could result in loss of life and/or serious production stoppages. In order to meet this responsibility a rather detailed initial study is required followed by continued mapping and surveillance of the open pit slopes and exposed geological features and careful monitoring of the groundwater conditions.

Analysis of the test results, groundwater levels, and geological conditions must be kept up to date so that possible dangerous slope failures can be anticipated and prevented by applying appropriate remedial work where necessary. It becomes the duty of the geologists and soil and rock mechanics experts to anticipate potentially dangerous areas long before they start to fail and become obvious to the operating personnel. Many of the investigated areas will be shown by the studies to be relatively safe, others, however, may be shown to be so critical that immediate action is required.

It is best if the geologist has a working knowledge of the shear strength of natural materials and of methods of stability analysis. In this way it is more likely that the truly significant geologic factors will be recognized and mapped. In a similar vein, Muller and Hofmann (2) recommended model tests at an early stage in the investigation to permit better selection and interpretation of the geologic field data. In any event, close cooperation between the field geologist and the personnel making the analysis is essential.

The role of the geologist is critical in both the collection and presentation of data for it is easy to collect more data than can be used in an analysis. This can result in the analyst misdirecting his emphasis. Hence, only the most pertinent data should be presented. Yet any limitation on the quantity of data presented to the analyst will reflect the prejudices of the collector. As a result, experienced geologists are essential in this phase of a study, for the geologist's prejudices must be in agreement with and correctly anticipate the actual mode of failure of the slope (should a failure occur), the location of the critical materials, and the actual distribution of fluid pressure within the slope. It is therefore the job of the geologist to examine a large number of geological parameters and reduce them to a few significant ones. In many cases the final determination of which parameters are significant must await the outcome of the preliminary stability analysis. At this point new field investigations may be required.

Muller and Hofmann (2) have noted that in the assessment of the stability of a slope the interpretation of the geological data is not only one of the most important but unfortunately one of the more unreliable and indeterminant steps. They also noted, and it has been our experience, that stability calculations using strength and fluid pressure parameters based upon geological data are often made to several significant figures. Occasionally these calculations may include consideration of errors resulting from different magnitudes of the selected parameters. Yet rarely is thought given to the major error which may result from an unrealistic assessment of the relative significance of the parameters or from a wrong choice of parameters. Knowledge of regional geology, the origin of the local materials, and the stability and failure of natural slopes often helps to prevent such major errors in the assessment of slope stability.

In conclusion, we must try to keep in mind and live with the fact that nature is often more complex than it first appears. The state-of-the-art of rock mechanics and our ability to locate every geologic discontinuity and to analyze their effects are not such that absolute security can be guaranteed. This is particularly true for the complex geology found in the vicinity of many ore bodies. Slope failures may still occur. However, careful studies should greatly diminish the number and seriousness of slope failures and allow the open pit mine to be developed as safely and economically as possible.

### THREE PRINCIPAL TYPES OF SLOPE STABILITY PROBLEMS

Many different slope stability problems can be encountered in the excavation of an open pit mine. These problems have different origins and commonly have appreciably different effects on the design and operation of the pit. We have found it convenient to group the typical mine slope stability problems into three categories:

Type 1 — local slope failures involving a single bench

Type 2 — large-scale wedge failures involving several benches

Type 3 — failures in sheared and decomposed rock which may involve several benches

These types of slope stability problems are illustrated in Fig. 1 and are described below.

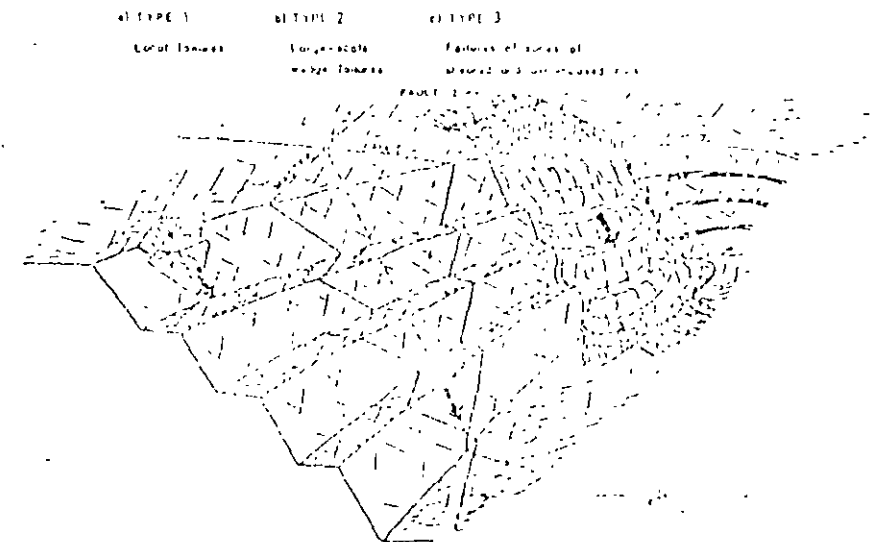


Fig. 1 — Three principal types of slope failure problems in open pit mines

### Local Slope Failures (Type 1)

Local slope failures of small rock masses along one or more joint planes such as the one illustrated in Fig. 1a, are common in any large excavation. They are almost impossible to eliminate completely without the use of excessively flat slopes or a costly slope-support system such as gunite applied over wire mesh that is secured to rock anchors. In most cases, if a few local failures did not occur, one might conclude that a slope is overdesigned and is probably too flat.

These local failures are considered to extend a vertical distance of less than the height of one bench. Such failures would not usually appreciably influence the overall mining operations for more than a few days at the most. The worst problem presented by these local failures is that of the hazard to men and equipment. However, in some present-day mines the cost of a single piece of equipment may exceed 20 million dollars and in this case it would be possible for a local slope failure to appreciably change the entire economics of the mine operation. Local failures may also be significant adjacent to conveyor belts, tunnel portals, or other relatively permanent mine structures.

In general, good slope design will minimize local failures but it is unlikely that many mining operations could afford to eliminate all such failures. Safety considerations may require close observation and monitoring of certain individual bench slopes by field personnel during the following excavation. It is not essential that one have extensive training in field geologic methods to recognize the factors leading to these local failures. Experienced mine personnel often recognize the geologic conditions leading to these failures at an early stage and adjust their mining operations accordingly.

### Large-Scale Wedge Failures (Type 2)

The presence of two or more through-going discontinuities, such as a prominent bedding-plane joint or master joint combined with a fault, may lead to the situation illustrated in Fig. 1b. This geologic condition is potentially much more hazardous than the local failure. The hazard results because (a) a much larger rock mass may become involved in the slide; and (b) the geologic conditions leading to the failure are often difficult to detect in advance, hence, there is less chance that the failure will be predicted. The difficulty in detection and prediction occurs where two adverse geologic structures are separated by hundreds of feet at the surface and where the influence of rock weathering or other overburden may make them hard to detect. Careful geologic field work may be required to find these significant structures; the structures must then be projected to anticipate their influence on future mine slopes.

Conditions conducive to a large-scale wedge failure can cause mine operators and workers to develop a false sense of security as there may be little or no warning of an imminent slope failure until the line of intersection of the two geologic structures is exposed or "day-lighted". In the examples shown in Fig. 1b, the failures probably would not occur until the excavation had reached to within a few feet of the intersection of the fault and the master joint. A failure of such a rock wedge could stop mining operations for months and could conceivably change the economics of the entire operation. For these reasons it becomes one of the prime obligations of the project geologist to locate the principal through-going structures and to anticipate such failures before they occur.

### Failures of Zones of Sheared and Decomposed Rock (Type 3)

Where the mine slopes encounter wide fault zones containing sheared and decomposed rock, the slope design used for the sound rock will have to be modified to account for the weaker material.

The geologic evidence of such weak materials is usually easier to see than that for Type 2 failures. However, like Type 2, the slope may not fail until the excavation has proceeded considerably below the elevation where the weaker materials were first encountered.

Failures of Types 1 and 2 are best analyzed by the techniques developed in rock mechanics, whereas failures of Type 3, as illustrated by Fig. 1c, can usually be treated by the conventional methods developed in the field of soil mechanics. Adverse groundwater conditions are commonly encountered where the geologic structures are such that Type 2 and 3 failures may develop.

### Summary of the Principal Types of Stability Problems

Conditions leading to failures of Types 2 and 3 are important enough to be major considerations in the layout of an open pit mine. Thus, the main objective of an exploration programme would be to identify and describe the major fault zones, areas of weathered rock, all through-going joints, faults, and beds of weak rocks. The pit layout and slopes based on the major geologic structures would then be modified to whatever extent is possible by characteristics of the secondary discontinuities in order to minimize the occurrence of the Type 1 failures.

Since a mine pit has several sides, the through-going geologic structures are likely to intersect more than one side. Therefore, the most favourable position and slope for one side of the pit may result in stability problems for another side. In these cases the slope stability problem becomes one of optimization of the pit layout geometry.

### DIFFERENCES IN STABILITY PROBLEMS FOR SOIL AND ROCK

Two main groups of geologic factors distinguish slope stability problems in soil from those of rock. One group of geologic factors is related to the omnipresent structural defects found in rock masses and the special strength problems that result, whereas the other group is related to special groundwater conditions which are more commonly associated with rock masses than with soil. The critical groundwater conditions are often a direct consequence of the presence of structural defects. In general, rock masses are best considered as possessing anisotropic strength, permeability, and deformability characteristics to a much greater and more significant degree than do soils.

### SIGNIFICANT GEOLOGIC STRUCTURES

#### Oriented Planes and Zones of Weakness

The distinguishing feature of slope stability problems in rock is that the failure planes conform so closely to pre-existing planes of weakness. In the average slope stability problem in soil, but admittedly not in all cases, one assumes that the soil has a relatively equal strength in all directions. However, in rock the strength along a discontinuity may be only a small fraction of the strength of the intact material. Hence, the need to locate and establish the orientation and strength properties of the critical discontinuities in rock is obvious. There is seldom an equivalent need to establish the location of a single plane in soil slopes. Residual soils would, however, be important exceptions to this generalization.

In addition to changes in strength, discontinuities and weathering can result in equally large changes in the modulus of deformation and the permeability. These changes are all possible within the same rock type resulting in larger variations than are commonly found with a single soil type.

#### Variations in Strength Due to Irregularities Along Rock Discontinuities

Seldom does one have to consider the nature of the irregularities along failure surfaces in soils. Yet in rock the irregularities along a fault or joint surface can mean the difference between stability and failure of a mine slope. The presence of irregular rock surfaces (such as those shown in Fig. 2, 5 and 6) can result in the possibility of different modes of failure along

the same rock surface. Depending upon the normal stress level, the irregularities can be overridden or sheared off. Thus, different shear strength-normal stress relationships exist at different stress levels for the same rock surface. These and other effects have been described by Patton (7) (8) and others.

### Large Losses of Shear Strength Due to Displacements

The intact shear strength of rock is much larger than the "undisturbed" strength of soil having the same mineralogic composition. However, the residual shear strength or the strength obtained after large displacements is roughly the same for soil as for a relatively flat joint surface in the equivalent rock. Hence, the loss of strength with displacements can be several orders of magnitude greater for rock than for soil. This relationship is shown in Fig. 2.

Fig. 2a shows shear strength vs. displacement curves for a rock and a soil with the same mineralogy which were tested under the same normal stress  $\sigma_n$ . It is obvious that the peak strength for the rock will be many times that for the soil, yet as displacements continue the residual strength of both materials is approximately the same. Fig. 2b is a summary plot that can be prepared from a series of shear strength tests on a series of identical specimens of rock and a series of identical specimens of soil, both series having the same mineral composition.

The maximum and residual shear strength are plotted for each test at the appropriate level of normal stress. The results for the two tests from Fig. 2a are shown plotted along the vertical line for  $\sigma_n$ . Fig. 2a and 2b are two ways of illustrating that on a log scale possible for rock is of a much greater magnitude than that for most soils. The loss of strength with small displacements that is characteristic of many rock discontinuities is one reason why observations of small displacements are so significant in slope stability studies. It is also why cuttings of rock slopes often give less advance warning than is common for failures on most soil slopes.

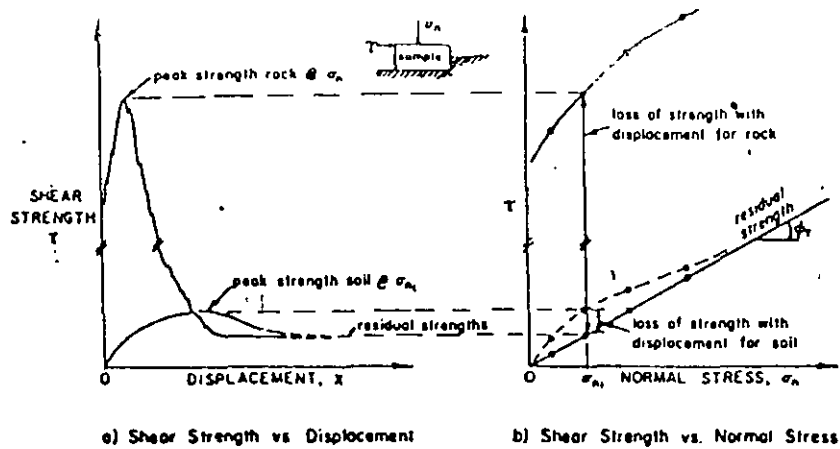


Fig. 2 — Comparison of the loss of strength with displacements between soil and rock.

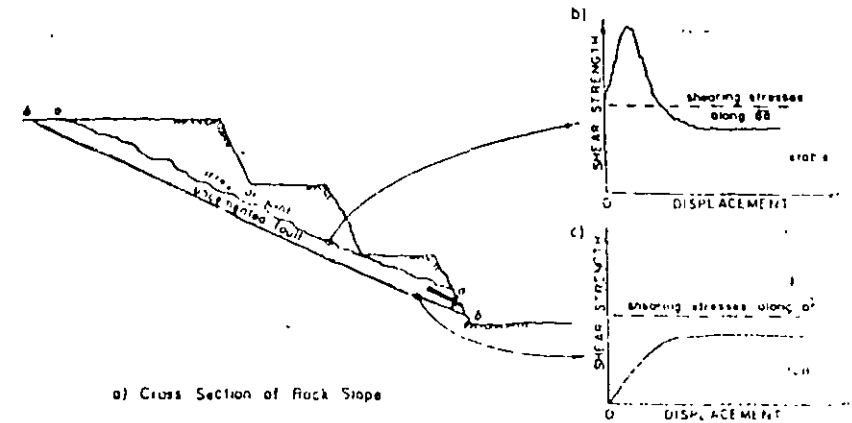


Fig. 3 — Significance of pre-existing displacements along faults.

The low residual strength obtained along rock surfaces which have undergone considerable displacement is one of the reasons why uncemented faults and shears are so significant in slope stability problems. Fig. 3a is a cross section of a rock slope with an irregular joint and an uncemented fault, both with unfavourable orientations. In this example porewater pressures are assumed to be negligible. Fig. 3b shows the shear strength diagram for the irregular joint. Since the shearing strength at small displacements is shown to exceed the shearing stresses, the joint will remain stable. However, Fig. 3c shows that when the pit is excavated deeper to expose the uncemented fault the shearing strength at all displacements will not be sufficient to resist the shearing stresses and a failure of the slope will result.

The geologist must search for faults or shear zones having low shear strengths due to previous displacements. The search is aided by the knowledge that faults or shear zones are characteristically associated with particular geologic environments. These include:

- faults subparallel to or in secondary or conjugate alignment to regional faults,
- bedding plane faults in shales where they are interbedded with other rock types,
- foliation shears in schists and slates, and
- foliation shears along micaceous bands within gneisses.

The faults or shears described in items (b) and (c) above are particularly common in folded or inclined sediments and adjacent to thick layers of a relatively less deformable rock such as sandstone, basalt, quartzite, or amphibolite.

Examples of faults or shear zones in several of the geologic situations described above are shown on Fig. 4.

### Irregularities Associated with Faults and Shear Zones

Different types of irregular surfaces are commonly associated with different sets of joints and faults. In addition, the nature and effect of the irregularities may be different in different directions on the same rock surface due to an oriented structure developed on the surface.



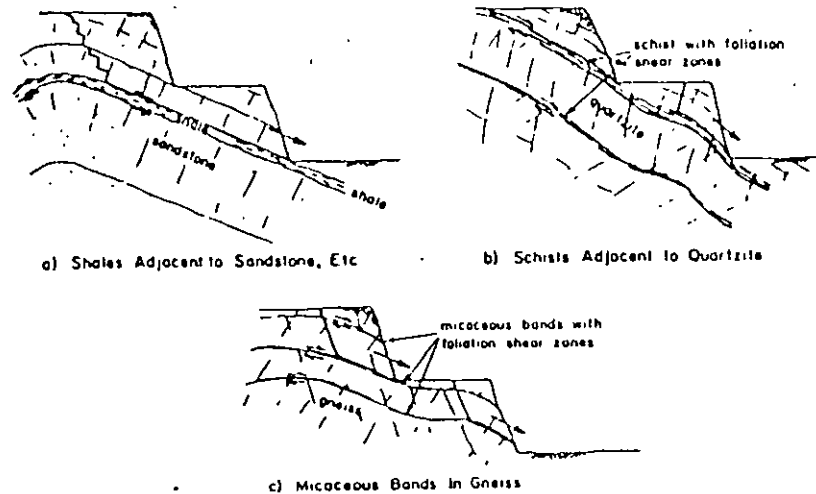


Fig 4 -- Typical occurrence of shear zones in layered rock

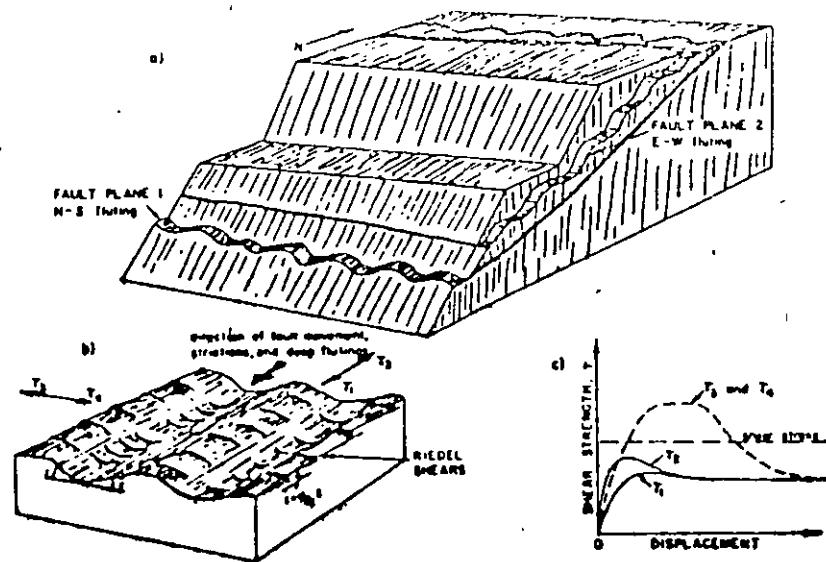


Fig 5 -- Details and effects of irregularities on fault surface.

These differences can have the effect of changing the equivalent angle of shearing resistance of a rock surface by  $15^\circ$  or more. Hence the orientation of the irregularities is important in the field, in the laboratory, and in in-situ testing procedures.

The role of such oriented irregularities along a fault surface is shown in Fig 5. Two faults are shown in Fig 5a, both inclined with an unfavourable orientation towards the slope. The direction of movement in past geologic history along fault No. 1 was north-south resulting in flutings in this direction, whereas the direction of movement along fault No. 2 was east-west resulting in east-west oriented flutings.

Fig 5b is a close-up sketch of a portion of one of the fault surfaces shown in Fig 5a. The shear strength in the direction of fault movements, striations, and deep fluting is shown as  $\tau_1$  or  $\tau_2$  while the shear strength of the fault plane perpendicular to the flutings is  $\tau_3$  or  $\tau_4$ .

The shear strength in the direction  $\tau_1$  may differ somewhat from  $\tau_2$  due to the presence of small Riedel shears which are sometimes observed along fault surfaces. The Riedel shears are generally observed to be inclined downward at an angle  $\phi/2$  in the opposite direction to the sense of movement of the particular fault block being examined.

The value of the shearing resistance  $\tau_3$  and  $\tau_4$  in the direction perpendicular to  $\tau_1$  and  $\tau_2$  may be appreciably higher because the deep fluting must be overridden. For relatively sound rock at moderately low stress levels, the angle of shearing resistance in the direction  $\tau_3$  or  $\tau_4$  will be the sum of the angle of shearing resistance for a flat plane plus the angle  $\phi$  shown on Fig 5b.

The mechanical significance of the different orientations of the flutings is demonstrated in Fig 5c. The shear strength-displacement curves in the direction of previous fault movement are given by curves  $\tau_1$  and  $\tau_2$ , while the shear strength in the direction perpendicular to  $\tau_1$  and  $\tau_2$  is given by the curves  $\tau_3$  and  $\tau_4$ . Superimposed on Fig 5c is a horizontal line approximately the magnitude of shearing stresses (assumed to be roughly the same for both faults) acting on the two faults in the field. The position of this line with respect to the shear strength  $\tau_1$  and  $\tau_2$  indicates that fault plane No. 1 would fail, while fault plane No. 2 would not slip down and perpendicular to the flutings because the shear strength  $\tau_4$  is greater than the magnitude of the shear stress.

#### Different Sizes of Irregularities

There can be several orders of magnitude of the surface irregularities. Fig. 6 is an actual trace of a bedding plane in limestone which is approximately 5 ft. long and illustrates how complex irregularities can become in nature. This figure shows a discontinuity having irregularities of two different orders of magnitude. A series of smaller second-order irregularities with larger angles of inclination from the overall dip of the surface (shown in part a) is superimposed upon a series of larger first-order irregularities (shown in part b).

Both of these sizes of irregularities can influence the shear strength of the in-situ rock mass. However, field studies of natural slopes in sandstone and carbonate rocks have indicated that the shear strength of their discontinuities is more closely associated with the smaller  $\phi$  values corresponding to those obtained from the larger first-order irregularities. The implication is that some natural slope forming processes such as creep, ice formation, weathering, and cumulative displacements due to repeated application of dynamic earthquake forces tend to cause the failure of the smaller, steeper irregularities. These events leave only the larger irregularities (which require larger displacements to be overcome) to be effective in the stability of natural slopes. However, these natural geologic processes have not had time to operate in pit slopes and the minor irregularities are often responsible for the relative stability of these slopes. Other sizes of irregularities, both smaller (e.g., grain size, etc.) and larger (e.g., small flexures and folds, etc.) than those shown in Fig. 6, are significant in field and laboratory determinations of the shear strength of rock with the larger scale irregularities becoming more significant in field problems.

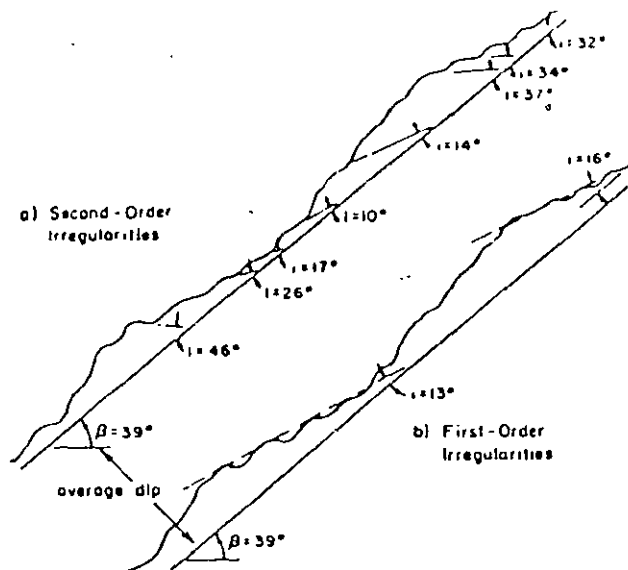


Fig. 6 — A discontinuity with first and second order irregularities -- after Patton (7)

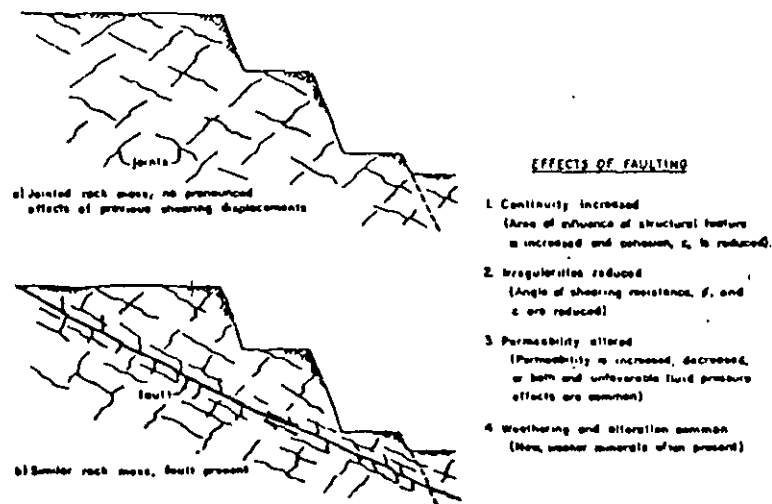


Fig. 7 — Significance of faults in slope stability problems.

### THE IMPORTANCE OF FAULTS AND OTHER THROUGH-GOING GEOLOGIC STRUCTURES

Those experienced in the analysis of rock slopes generally recognize the much greater importance of faults and other through-going geologic structures with respect to the momentous discontinuous and/or irregular joints. The importance of the through-going structure may sometimes be forgotten because of the enormous amount of work and expense that may be involved in detailed joint surveys and in the plotting and analysis of these data. We believe that there are relatively few instances in which the joint orientation data turns out to be more important than knowledge of the position, orientation, and strength characteristics of the major through-going structures. A sketch summarizing many of the reasons for the increased significance of the through-going structures appears as Fig. 7.

Figure 7a shows a rock mass with discontinuous and/or irregular rock joints. Figure 7b shows the same rock mass after a shearing displacement of natural origin has occurred along one of the pre-existing sets of joints. The effects of the shearing displacement (listed in Fig. 7) are as follows:

- Continuity is increased. Hence, the area of influence of the structure is increased and the cohesive component of the strength is decreased.
- Irregularities are decreased. Hence, both the shear strength parameters  $\phi$  and  $c$  are reduced and the strength parameters will approach those of the residual shear strength.
- Permeability is altered. The increase or decrease in permeability can be complex. Such changes in permeability can often lead to decreases in the shearing resistance along the fault.
- Weathering and alteration are common along faults. The new weathering products are frequently clay minerals or other sheet silicates such as talc or chlorite. Hence, reduced angles of shearing resistance are common.

There are a great many names given by geologists to faults depending upon their suspected origin, sense of shearing displacement, and other characteristics. Yet, whatever the name, they tend to have many characteristics in common. Fig. 8 is a sketch of a typical cross section of a fault. The fault has a central zone of crushed and sheared rock called fault breccia (a) flanked by fine-grained often clay-rich fault gouge on either side (b) and with striated slickensided surfaces found on the bedrock surface (c). The zone of rock (d) adjacent to either side of the fault is likely to be more highly fractured than the surrounding country rock (e). We will refer to this sequence of materials as the typical composite fault.

There are many variations to this sequence. For example, the breccia may be missing, the breccia and gouge may be missing, the fractured rock may be missing, and any or all of these layers may have been recemented. In addition, weathering often extends appreciably deeper along fault zones and hydrothermal alteration is common along faults due to the upward movement of deep-seated fluids. The weathering and alteration can superimpose additional zones of materials with different physical properties.

The most significant engineering properties of the zones in the composite fault are also indicated on Fig. 8. These include the low shear strength of the gouge-rock contact, described by Kanji (9). The shear strength of the gouge tends to be higher than what one might at first suspect as it usually contains an appreciable percentage of silt and sand-sized material. Residual angles of shearing resistance of gouge tend to be on the order of 15 to 25° but large variations are possible. For example, we have measured values of 10 to 30° for gouge containing montmorillonitic clays.

Once a fault is found and its alignments established, its influence on slope stability must be assessed. Many faults exist which have little or no influence on the stability of the

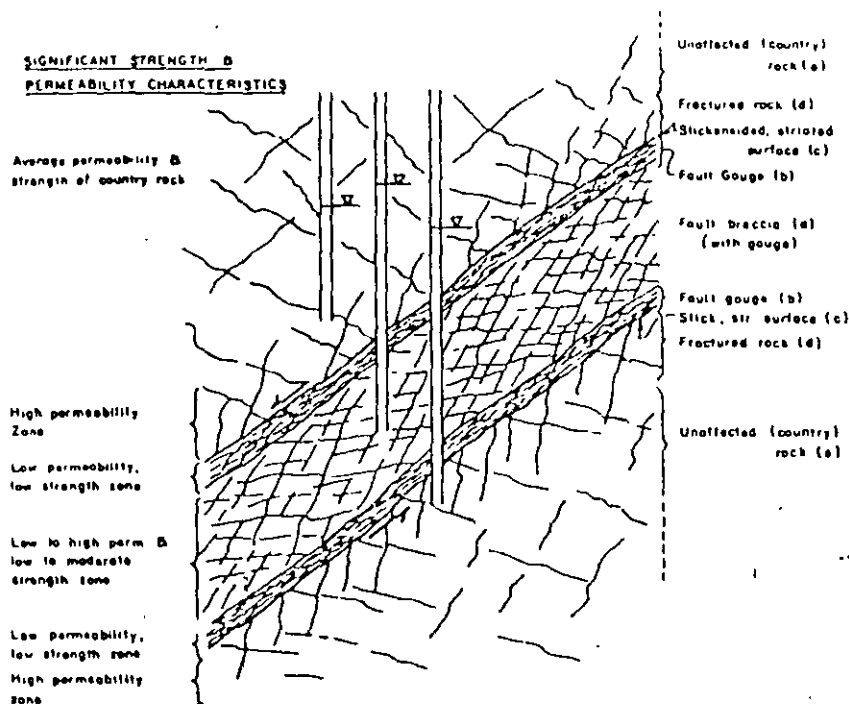


Fig. 8 — Typical cross section of a composite fault.

slopes, yet other faults and combinations of faults can be the most significant geologic factors in the analysis and prediction of the slope stability problem.

#### SIGNIFICANT HYDROGEOLOGIC FACTORS

##### Unequal or Directed Fluid Pressures

Fluid pressures within a rock mass act perpendicular to the surfaces of the discontinuities. When there are many joint sets with many different orientations and when the joint spacing is small, the fluid pressure within the rock mass can be treated in a similar fashion to that used for soil slopes. However, when the distribution of joint orientations is anisotropic and when the spacing between joints is increased, many unusual distributions of fluid pressure can result.

In rock masses it is possible to have the fluid pressures and hence the shearing forces change appreciably from one joint to the next. Fig. 9 illustrates this point for the water level is much lower in joint a-a than in joint b-b. As a result, the magnitude of the force  $P_b$  due to the hydrostatic fluid pressure along joint b-b is several times the force  $P_a$  acting normal to joint a-a. Fig. 9 also illustrates the importance and the difficulty of obtaining critical fluid pressures in rock slopes. Although we might have frequent and precise water levels recorded in piezometer 1 in joint a-a, the records are likely to be completely misleading with respect to the more critical water levels obtained from piezometer 2 in joint b-b.

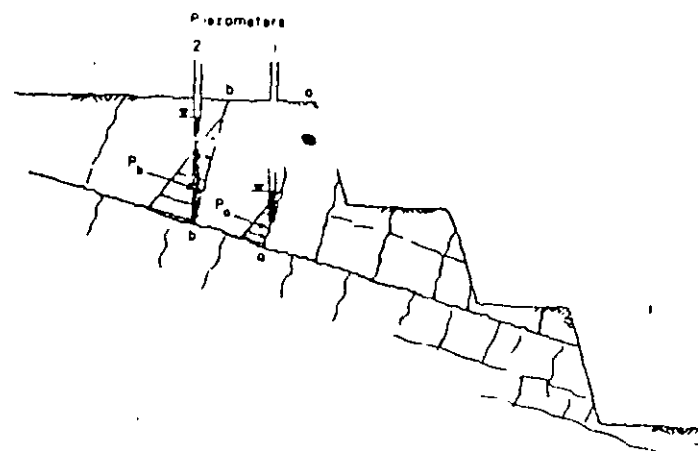


Fig. 9 — Possible large differences in fluid pressures in adjacent rock joints.

##### Large Fluctuations in Groundwater Levels

Groundwater levels are likely to fluctuate much more in rock slopes than in many slopes due to the smaller percentage of void space in rocks. Fig. 10 shows the effects on groundwater table of a 1-in. rainfall which entirely infiltrates into a porous soil slope or low porosity rock slope. In Fig. 10a the 1-in. rainfall can produce a 3- to 10-in. rise in the groundwater level assuming porosities of 33 to 100%, respectively. However, in Fig. 10b the 1-in. rainfall on a rock slope could produce increases in groundwater levels on the order of ten feet. Fortunately, the rock adjacent to many rock slopes becomes more permeable because joints opening due to blasting and stress relief. This zone of more open jointing serves to retard the development of high water pressures near the slope surface.

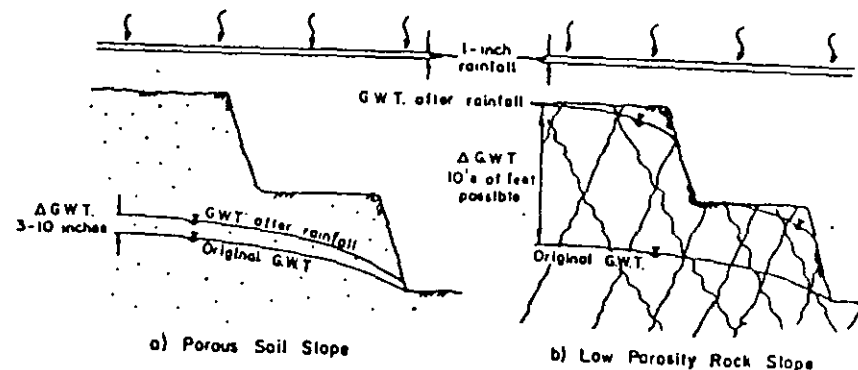


Fig. 10 — Comparison of groundwater fluctuations between soil and rock slopes.

## Influence of Groundwater Flow Systems

The complete view of the influence of fluid pressures on the stability of mine slopes may not be available until the nature of the regional groundwater flow system is known. The principal reason for studying the regional flow system is to determine if the mine will be located in a regional groundwater recharge area, a discharge area, or in some intermediate area (see Fig. 11). The presence of a groundwater discharge area (Fig. 11a) indicates a greater possibility that excess pore-water pressures may be found in the walls and beneath the floor of the mine. In such cases the slope stability problems are likely to be aggravated. Furthermore, without some knowledge of the regional flow pattern erroneous conclusions can be drawn with respect to the suitability of drainage facilities and other remedial measures.

The position of the groundwater table often gives little indication of the portion of the regional flow system that is present. It generally takes the distribution of porewater pressure from two or more piezometers installed at different depths, such as at (a) and (b) in Fig. 11a. The increased water level in the deeper piezometer (c) from that of (d) in Fig. 11b suggests the presence of a groundwater recharge area. Although the presence of a groundwater discharge area does not necessarily mean that fluid pressures will be excessive, and the presence of a recharge area does not necessarily mean that no fluid pressure problems will be encountered, knowledge of the regional flow system is the starting point for understanding the role of fluid pressures in a mine pit.

The present authors have discussed in more detail (10), the role of groundwater flow systems in slope stability studies. In that paper the concepts developed by Hubbert (11), Tobth (12), Freeze and Witherspoon (13) (14), and Meyboom (15) were applied to slope stability problems.

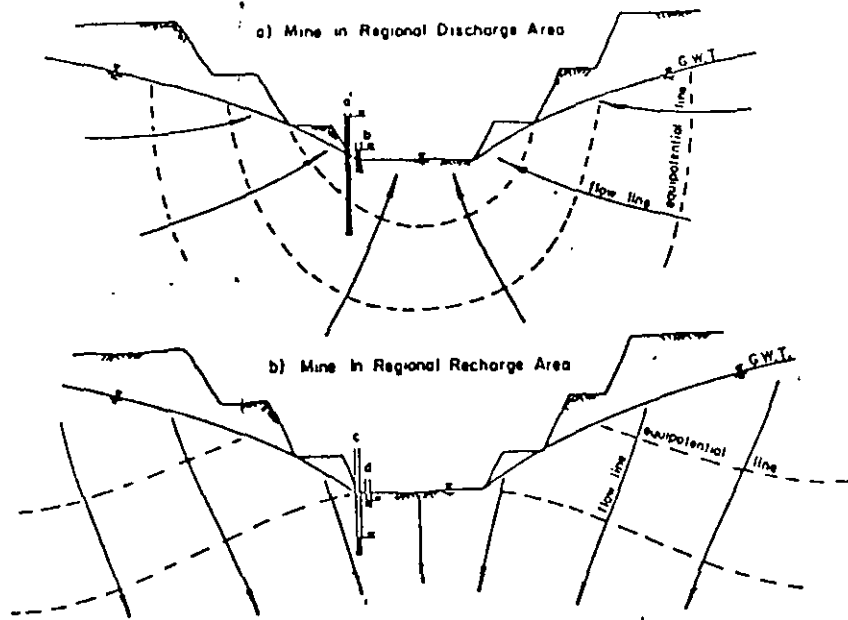


Fig. 11 — Open pit mines in different parts of a groundwater flow system.

## SPECIAL EFFECTS OF FAULTS ON THE HYDROGEOLOGY OF SLOPES

A significant engineering property of faults is their effect upon the permeability of rock mass. The typical composite fault that was shown in Fig. 8 may have one or more low permeability zones associated with the fault gouge which separates two zones of high permeability in the fractured rock. In addition, the fault breccia may be more permeable than the gouge. Thus, faults can act as groundwater barriers, as groundwater conduits, or as both at the same time. The net result of this complex layering of zones with different permeability is that faults can have a variety of effects on the flow of groundwater and on the resulting distributions of fluid pressures on a potential failure surface. Since the distribution of fluid pressures has a major effect on the stability of a slope, it is not uncommon to find springs and seeps along faults which have served as a failure surface for a mine slope failure. Wilson (16) described such conditions for a failure of a portion of the Bingham Canyon pit.

Several consequences of this zonation are illustrated in Fig. 12. One possibility is that the fault may act as a groundwater barrier as shown in Fig. 12a. In this case the rock adjacent to the pit slope may be well drained yet unfavorable groundwater conditions may exist. This could lead to a slope failure. Fig. 12b shows a fault serving as a groundwater conduit leading water from a nearby stream into the pit slope. In this case the dual behavior of the fault due to the presence of one of the low permeability layers in addition to the fractured rock may prevent

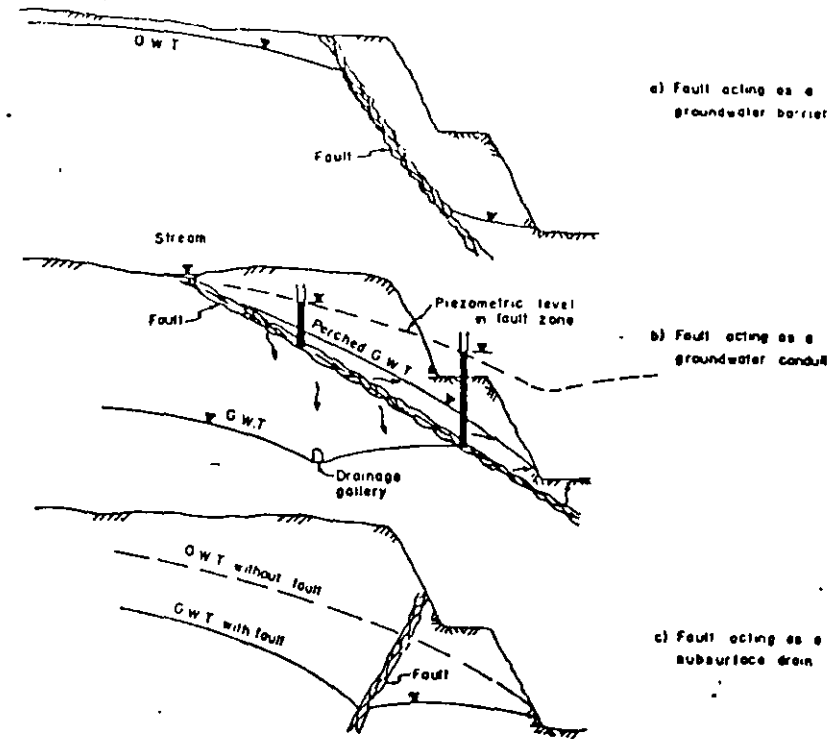


Fig. 12 — Different effects of faults on groundwater conditions.

the groundwater in the fault zone from reaching the drainage gallery shown. Fig. 12c shows a fault serving as a subsurface drain which would increase the stability of the mine slope.

It is clear that groundwater flow in and around faults and similar features, such as dykes and sills, requires special attention in slope stability studies. The physical properties of the fault zone materials must be considered as well as any change in permeability or change in physical properties due to an offsetting of lithologic units or other geologic structures. Intersections of faults require additional attention as the jointing intensity can be much higher here and the effects of weathering much deeper.

A large number of excellent papers have been written on the role of groundwater in slope stability. Included are those by Terraghi (17) (18), Casagrande (19), Muller (20), Parlier (21), Kenney (22), Louis (23), Lane (24), Hørgensien (25), Pentz (26), Brawner (27) and Witke (28).

It is apparent that it is more difficult to obtain representative or critical distributions of fluid pressures in rock slopes and it is more difficult to ensure that remedial drainage is effective than in most slopes in soil. Moreover, the effects of the fluid pressures may be greater than for soil slopes as the rock slopes are likely to be cut steeper.

## OTHER GEOLOGIC FACTORS

### Weathering and Hydrothermal Alteration

When geologic weathering occurs in soil the adverse effects are usually minor in comparison with the effects of weathering in rocks. In fact, in many instances the weathered soils are also desiccated or may be cemented and are stronger than the pre-existing unweathered soils. The effect of weathering on a rock mass is to greatly degrade its strength, to appreciably change its deformability and permeability characteristics, and to develop a complex three-dimensional arrangement of residual soil, weathered rock, and unweathered rock. In addition to being influenced by the results of surface weathering processes, mine slopes often contain decomposed rock due to hydrothermal alteration, particularly in association with faulting and igneous intrusions.

Large areas of weathered or hydrothermally altered rock may be found along wide fault zones such as that shown in the Type 3 slope failure given in Fig. 1c. Such zones often have a major influence on the groundwater flow and for this reason may cause excess pore pressures within and adjacent to the fault zone.

The influence of weathering in open pit mines is likely to be felt in the upper benches. However, in some instances, where open pit mines are cut into the sides of large hills or mountains, the stability of the upper weathered zones can appreciably influence the entire pit operation. Such a condition is illustrated in Fig. 13.

Slope failures in residual soils and weathered rocks are often closely related to relict discontinuities that remain from joints and faults in the original rock. The influence of joint irregularities is diminished as the strength of the materials forming the interior of the irregularities is reduced, thus increasing the possibility that they are sheared off rather than overridden. Weathering also tends to form zones of materials with different permeabilities which are aligned parallel to natural surfaces. The layering of lower permeability layers over higher permeability layers parallel to a slope can result in the development of artesian or excess porewater pressures in weathered slopes which may precede a slope failure. Deere and Patton (29) summarized data on typical weathering profiles, exploration, and design of slopes in residual soils.

### Size Effects

In soils one does not expect appreciable changes in strength from the small, relatively undisturbed laboratory specimen to the larger in-situ test specimen to the entire failure plane whose strength is mobilized in the mine slope (excluding considerations of progressive failure).

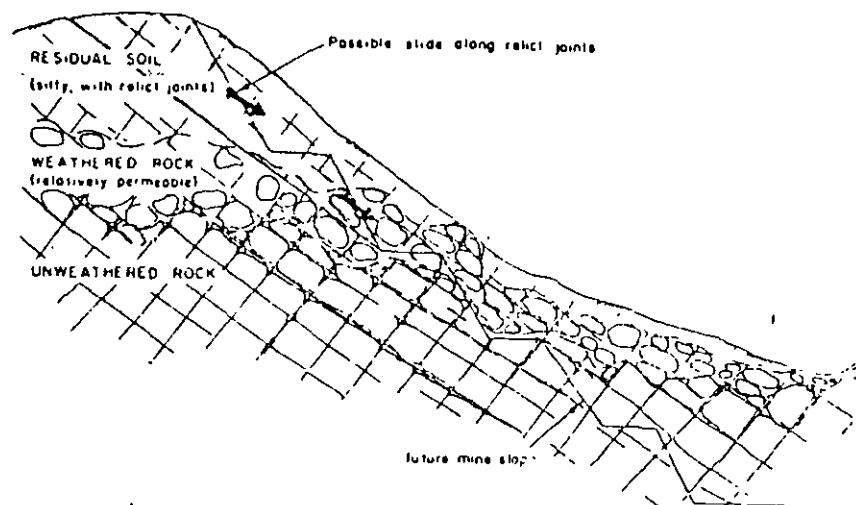


Fig. 13 — Mine slope affected by stability of residual soil and weathered rock

However, in rock such variations in strength do occur so as to complicate the problem of relating strengths obtained from laboratory and field tests to the overall strength that can be assumed to be mobilized along a potential failure surface in a mine slope. Such effects are described by Deere et al. (30).

### Variety of Geologic Conditions Relevant to Rock Slope Stability

Many different geologic conditions can be present in local areas so as to result in (a) variety of slope failures each with a different geologic origin, or (b) large slides in which a variety of geologic factors are operative to contribute to a complex sliding history. Whether or not required to anticipate the variety of geologic conditions that could lead to rock slides or to attempt to understand the origin of a complex rock slide, experienced field geologists are essential for obtaining meaningful conclusions from such studies. The variety of geologic detail that are significant in a study of rock slopes in a given locality is likely to far exceed that encountered in soil slopes in a similar area. These points have been illustrated in a previous paper (1) with examples of rock slides from two localities — the Muskingum open pit mine near Zanesville, Ohio, and from highway cut slopes in eastern Peru.

### Role of Regional Stresses

In considering the regional stress field, it, at first, may appear desirable to orient shape and slopes of a mine to make tensile stresses nonexistent and to keep large concentrations of compressive stresses at a minimum. Yet, however attractive such a proposal may appear, in most practical cases the structural defects in the rock slopes are far more significant considerations for slope stability than conforming to the regional stress pattern. Only in some instances does it seem likely that the regional stress history would appreciably influence design of the pit layout and slopes. However, protruding horizontal or vertical corners or convex curves in the slopes should be avoided wherever possible. This is because they tend to come detached from the main rock masses due to the development of extension fractures

sheeting joints behind them.

Regional stresses can play a secondary role in pit slopes where they can cause differential movements between adjacent rock units due to stress relief strains. Such movements can have significant effects if faults with unfavourable orientations are developed in the weak layers (see Fig. 4) and if the joints in the adjacent brittle layers open up so as to result in the development of a highly permeable zone of jointed bedrock in an adverse position. In addition, high horizontal stresses can cause the base of excavations to heave and cause severe distortions at the toe of rock slopes. However, unless unfavourable pre-existing structures are present in the pit slopes, these events should not appreciably affect slope stability.

Regional stresses may or may not be included as a causative following force acting to produce failure of a rock mass. The effectiveness of such a force would depend upon (a) the critical shear strength vs. displacement characteristics, (b) the magnitude of the displacements caused by the regional stresses, and (c) the strength required to maintain stability. In most cases it seems unlikely that displacements due to regional stresses would be sufficient to reach a strength at which the rock would fail; however, several exceptions to this generality can be imagined.

For these reasons, the principal effect of regional stresses in slope stability problems generally is to cause displacements along pre-existing planes of weakness and to some extent through limited areas of intact rock. The displacements could help to reduce the strength of the rock mass if the potential sliding surfaces had not already reached residual values of shear strength.

#### GENERAL TIMING OF GEOLOGICAL STUDIES

The field geology mapping and the field and laboratory testing programme will necessarily develop most fully in the early stages of the study of an open pit mine. Occasionally, borings, adits, and test pits for mineral assay purposes can be combined with requirements for developing geologic studies for slope stability. Otherwise, additional exploration work will be required. Following the documentation of the geologic framework, groundwater conditions, and physical properties, the slope stability analysis can proceed. In the following years, field mapping of new exposures should continue, tests should be performed, and new analyses made for specific problems which may appear to warrant special attention. Thus, as the mine is developed, the emphasis will gradually change from field mapping, testing and analysis to instrumentation and slope monitoring where required.

#### ROLE AND RESPONSIBILITY OF THE ENGINEERING GEOLOGIST

The engineering geologist in a slope stability study is usually responsible for geologic and hydrogeologic surveys, the presentation of the results of these surveys, recommendations regarding further work required, statements concerning the reliability of the data obtained, and placing the information gained in historical and physical context with the geology, hydrogeology, and physiography of the surrounding area.

The geological and hydrogeological survey should include the following items:

1. A review of the regional geology, hydrogeology, and seismicity. This field and office study would include a re-examination of regional structure, stratigraphy, and groundwater flow systems. Airphotos or other remote sensing techniques may be useful at this point. The review of the seismicity of the region should be included.

2. A field study of the local subsurface geology. Material descriptions (of both rocks and soils) are required and the local stratigraphic column must be developed if it is not already known. Adverse soil and rock types and the general sequence of permeable and impermeable zones must be established. Index property tests may be useful in detecting the rock and soil types with low shear strengths. Destructive and nondestructive testing and examination of

samples may be used. This work may include petrographic examination of thin sections for mineral content, for evidence of weathering or alteration, and for determining microscopic fabric. X-ray diffraction studies are useful to identify the types of clays or any unusual minerals which may be present. Atterberg limit tests are useful in soils, shales, and fault gouge to gain some insight into their general shear strength characteristics.

3. A field study of the geologic structures present. These structures would include joints, faults, and other structures that could influence the stability of the mine slopes. The types of structures will usually be encountered — those that are discontinuous and irregular and those that are continuous — and these must be treated separately.

(a) Discontinuous and very irregular structures would include many types of joints. It is sometimes useful to map the orientation, frequency or spacing, continuity, irregularity and other surface characteristics, fillings and alteration. This information may be summarized on a stereographic projection or otherwise tabulated for use in the stability analysis. When the rock mass has different systems of discontinuities or very irregular structures in different parts of the mine, it may be useful to determine the approximate boundaries of each structural homogeneous region. Methods of collection and presentation of this orientation data have been described by Broadbent and Ripper (5), Pitcau (4), Roberts (3) and by Penz (2b).

(b) Continuous structures would include faults, master joints, bedding plane foliation joints, shear zones, mylonitic seams, dykes and sills, and unconformities. These geologic factors can be mapped and displayed on stereographic projections but it is most essential that their actual positions be mapped in the field and displayed on maps and cross sections. Other characteristics of these structures which could influence their strength and permeability should be noted and samples collected for laboratory testing. These characteristics would usually include: width of the structure; the average orientation of the structure together with the minimum and maximum dips and the "wave length" or size of rock mass that might be affected by either of the extreme dips; the presence of slickensided surfaces, striations, and the orientation of any surface linear features, gouge, breccia and other fillings; weathering and alteration products; and water seeps.

4. A study of rock weathering and alteration. The weathering profile should be described and delineated. The average thickness and material characteristics of each zone in the weathering profile should be noted as well as the maximum and minimum thickness and any anomalous characteristics. Any apparent relationship of springs or water seeps to the weathering profile should also be noted. Fig. 14 shows a typical weathering profile for metamorphic and intrusive igneous rocks and illustrates the terminology and proposed classification system for describing a weathering profile. Table I provides a key for distinguishing the zones within a weathering profile.

5. A study of groundwater conditions. Regional and local groundwater flow systems should be delineated in sufficient detail for realistic predictions of groundwater behavior to be made as the mine is excavated. Emphasis should be placed on locating and characterizing the groundwater aquifers or conduits, and aquicludes or barriers. The existence of different groundwater compartments should be suspected on either side of major faults, unconformities, dykes and sills, etc. Springs and surface water sinks should be noted along with flow directions. The influence or contribution of the local surface water to subsurface flow should be investigated.

Particular attention should be directed towards the possibility of low permeability layers existing below the floor of the mine or behind a proposed slope. Such low permeability layers might permit high fluid pressures to develop below or behind them and lead to heaving of the pit floor or slides in the pit slopes or both.

Special piezometers and pumping tests are frequently required in addition to water pressure tests and water level measurements that could be made in small diameter boreholes.

STABILITY IN OPEN PIT MINING

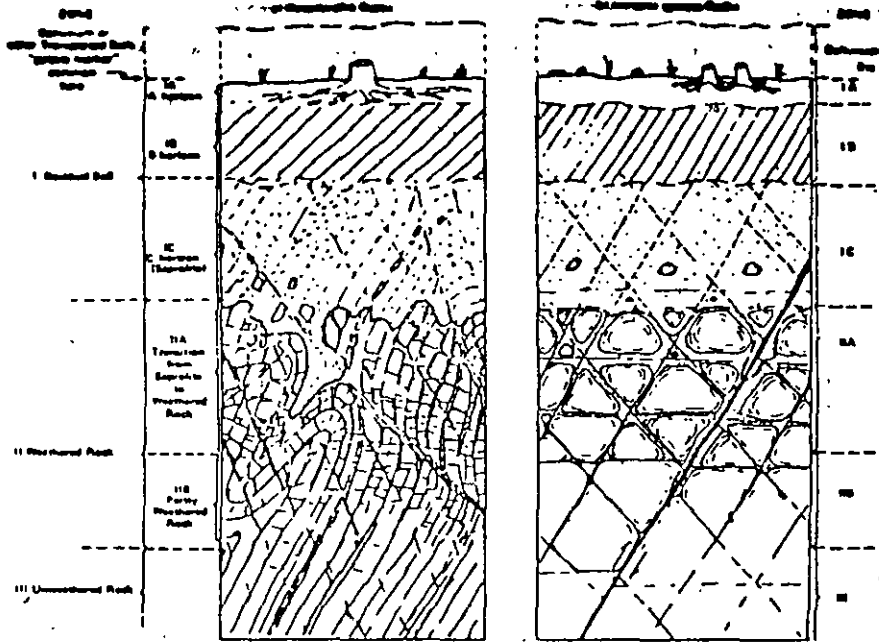


Fig. 14 — Typical weathering profile for metamorphic and intrusive igneous rocks.

The groundwater information is so important in a stability analysis that almost every borehole made in the mine area should be used to obtain groundwater data in addition to data collected for other purposes. The minimum groundwater data obtained from any boring would be the level of the groundwater table, the water level in the borehole measured every 24 hours during drilling (preferably at the beginning of each morning shift); and any unusual losses or flows of groundwater noted. An important aspect of groundwater studies in slope stability investigations is to know the magnitude of seasonal groundwater fluctuations, both in an upland area and in the vicinity of slopes. One or more permanent water level recording gauges placed early in the exploration programme will assist in estimating the magnitude of such fluctuations during mining operations.

6. A study of existing slope failures and of the stability characteristics of local natural slopes. Such a study is often required. In this way valuable information may be gained with a minimum of cost to the mine owner. Existing slope failures within the mine may be useful to back-calculate strength parameters and to check the results of laboratory tests and analysis. Air staking or other surface deterioration of the existing mine slopes should be noted.

The principal problem in using past slope failures is that the magnitude of the fluid pressures acting at the time of failure can never be known. Sometimes conditions are such that the fluid pressures were probably negligible and in a few cases relatively accurate estimates can be made of the critical fluid pressures. Another problem with using old slides is that the surface or surfaces of sliding may be covered up or obliterated. Unless the geometry and strength characteristics of the surface of sliding and the fluid pressures at the time of failure

GEOLOGIC FACTORS CONTROLLING SLOPE STABILITY

ZONE	DESCRIPTION	ROD* (MX Corr. percent)	PERCENT CORP RECOVERY* (MX Corr.)	RELATIVE PERMEABILITY	EMPIRICAL STRENGTH
I RESIDUAL SOIL	<ul style="list-style-type: none"> <li>—top soil, roots, organic material</li> <li>—zone of leaching and eluviation may be porous</li> </ul>	—	0	medium to high	low to medium
II WEATHERED ROCK	<ul style="list-style-type: none"> <li>—characteristically clay - enriched</li> <li>—also accumulations of Fe, Al and Si, hence may be cemented</li> <li>—no relief structures present</li> <li>—relief rock structures retained</li> <li>—silty grading to sandy material</li> <li>—less than 10% core stones</li> <li>—often meagrous</li> </ul>	0	generally 0-10%	medium	low to medium
III UNWEATHERED ROCK	<ul style="list-style-type: none"> <li>—highly variable, suitable to rock-like</li> <li>—fines commonly fine to coarse sand (grus)</li> <li>—10 to 95% core stones</li> <li>—spheroidal weathering common</li> <li>—rock-like, soft to hard rock</li> <li>—joints stained to altered</li> <li>—some alteration of feldspars and mica</li> <li>—no iron stains to trace</li> <li>—along joints</li> <li>—no weathering of feldspars and mica</li> </ul>	variable, generally 0-50	variable, generally 10-90%	HIGH (rather lower cemented)	medium to low (where relief structures and relief structures are present)
I A-A HORIZON		—	0	LOW	commonly LOW (high if cemented)
I B-B HORIZON		—	0	LOW	low to medium
I C-C HORIZON (Saprolite)		0	generally 0-10%	medium	low to medium
I I PARTLY WEATHERED ROCK		generally 50-75%	generally 40%	medium to high	medium to high
I I UNWEATHERED ROCK		generally 100%	generally 100%	low to medium	very high

\*Notes: The descriptions provide the only reliable means of distinguishing the zones  
 \*\* referring only mixed rock masses with no adversely oriented geologic structure

Table 1 — Description of a weathering profile for igneous and metamorphic rocks.

can be established, very little quantitative information may be gained from studies of old slides. However, even in cases where such information is lacking, valuable qualitative information can often be gathered from a study of the geologic environment of the slide.

#### PRESENTATION OF GEOLOGICAL DATA

The responsibility of the engineering geologist does not end with the gathering and compilation of data but must also include the presentation of the significant geologic factors in a form that is convenient, representative, and readily understandable to the slope stability analyst and to the mine management. Basically, there are two graphical methods of presenting data: (a) maps and cross sections wherein the actual positions of geological structures are shown, and (b) statistical data plots giving frequencies of orientation, spacing, continuity, etc.

1. **Maps and cross sections.** These should show the positions of all the through-going structures and major lithologic units as well as the lines of intersection of the major structures. The final versions of these plots will also show the position of the proposed engineering structures (buildings, conveyors, roads and pit slopes). The maps also include major subdivisions of the overburden materials; groundwater conditions, such as springs; and small summary statistical plots of orientation data for each structurally homogeneous region.

The preparation of maps and cross sections usually requires extrapolation or interpolation of factual geologic data. In areas where alternate interpretations are possible all possibilities should be noted. The difference between factual data and interpretations should be clearly indicated. Often, missing aspects of the field geology will not be apparent until a cross section is made, and it is not unusual for additional field inspections to be required at this time. Cross sections for stability analysis must be prepared at true scale or at least be accompanied by an adjacent sketch at true scale. The cross-sections should also include subdivisions of the overburden and any structures within it, the weathering profile, the groundwater table, piezometric levels and significant groundwater level fluctuations.

The main structural elements should be clearly emphasized — perhaps on separate drawings where they can be accompanied by detailed descriptions. Finally, key maps and cross sections should be included. They should show the position of the proposed mine with respect to the regional geologic and topographic features.

2. **Statistical data plots.** Field information on the orientation of planar features is commonly summarized on stereographic projections or on other graphical displays used to illustrate three-dimensional data. These displays are useful to gain some insight into the structural framework, the extent of structurally homogeneous areas, and the relative frequency of different sets of joints. The displays are especially useful when the jointing system is complex and not apparent to the casual observer.

The information may be corrected to account for the bias of the observations, particularly if the outcrops or borings available were limited in their orientations. Some of the plotting methods permit other information to be displayed, such as the continuity, irregularities, spacing, shear strength parameters, etc. Preparation of these plots can be very time consuming although they lend themselves to computerized methods of compilation and display. One problem with these displays is that a large portion of the data may never be used. Furthermore, a joint that is missed or a fault which has an orientation with a low frequency or chance of occurrence may be the truly significant feature for the stability of the mine slope. The statistical data displays draw attention to the most frequent directions of jointing but not necessarily to the most significant features.

Another use of the stereographic projection is to display data on discontinuous joints and through-going structures in a form that is readily applicable to graphical analysis. This is a useful and powerful method of stability analysis but is beyond the scope of this paper (see John, (31), and Hendron et al. (32)).

#### CONCLUSIONS

Of all the geologic factors influencing the stability of rock slopes, there is little doubt that the through-going faults and shear zones and the intersections of such structures are the most significant. Because of their continuity they can influence large areas of a pit slope and often affect more than one side of a pit. In addition, geologic displacements along faults and shear zones have led to the crushing or overriding of most irregularities in at least one direction so that low residual shear strengths are often applicable rather than the higher strengths associated with more irregular rock surfaces.

Chemical alteration of the surrounding rock and the frequent presence of breccia and clay gouge are also commonly associated with faults and shear zones. These factors lead to a decrease in the influence of surface irregularities as the intact material is more readily sheared off. Finally, the presence of clay gouge adjacent to the polished or smooth rock surfaces of faults can mean that the unusually low strengths encountered in the laboratory for soil-rock surfaces and which are developed at small displacements are applicable to the field problem. In spite of their size and continuity, the major faults and their intersections are not always readily seen until after the slope failure develops.

The groundwater conditions are also critical. Slope failures are often associated with high groundwater levels following snowmelts or intense rainfall. Faults are often associated with anomalous groundwater conditions which can be important in the stability of mine slopes.

In a paper of this length it is not possible to describe all the geologic conditions that can affect slope stability analysis, and we have only attempted to describe some of the more important factors as they appear to us in the light of our experience. We hope to have made it apparent that to find and accurately document all those geologic factors that are significant requires an extremely thorough geologic investigation. In addition, we believe we have indicated the overriding control of geology and geologic considerations in the analysis of rock slopes.

#### REFERENCES

1. Patton, F. D., and Deere, D. U., "Significant Geologic Factors in Rock Slope Stability", Proc. Open Pit Mining Symposium, Johannesburg, Sept., 1970.
2. Müller, L., and Hofmann, H., "Selection, Compilation and Assessment of Geological Data for the Slope Problem", Proc. Open Pit Mining Symposium, Johannesburg, Sept., 1970.
3. Robertson, A. MacG., "The Interpretation of Geological Factors for Use in Slope Theory", Proc. Open Pit Mining Symposium, Johannesburg, Sept., 1970.
4. Piteau, D. R., "Geological Factors Significant to the Stability of Slopes Cut in Rock", Proc. Open Pit Mining Symposium, Johannesburg, Sept., 1970.
5. Broadbent, C.D., and Ripper, K H., "Fracture Studies at the Kimberley Pit", Proc. Open Pit Mining Symposium, Johannesburg, Sept., 1970.
6. Hoek, E., and Sharp, J. C., "Improving the Stability of Rock Slopes by Drainage", Proc. Open Pit Mining Symposium, Johannesburg, Sept., 1970.
7. Patton, F. D., "Multiple Modes of Shear Failure in Rock and Related Materials", Ph.D. Thesis, Dept. of Geology, Univ. of Illinois, Urbana (Univ. Microfilm Order No. 66-7786) 1966a.
8. Patton, F. D., "Multiple Modes of Shear Failure in Rock", Proc. 1st Int. Conf. on Rock Mech., Vol. 1, Lisbon, 1966b, pp. 509-513.



# MECHANISM OF LANDSLIDES

BY KARL TERZAGHI

*Harvard University, Cambridge, Mass.*

## CONTENTS

	Page
Varieties of slope movements.....	84
Definitions.....	84
Differences between landslides and creep.....	84
Varieties of landslides.....	87
Processes leading to landslides.....	88
Causes of landslides.....	88
External changes of stability conditions.....	88
Earthquake shocks.....	89
Lubricating effect of water.....	91
Rise of piezometric surface.....	92
Progressive structural changes in slope-forming material.....	94
Rapid drawdown.....	97
Spontaneous liquefaction.....	100
Seepage from artificial sources of water.....	100
Periodicity of landslides.....	102
Review of slide-producing processes.....	105
Dynamics of landslides.....	110
Surface movements preceding the slide.....	110
Movements during the slide.....	111
Movements after the slide.....	112
Landslide problems.....	115
Preventive measures.....	115
Landslide correction.....	119
Co-operation between geologist and engineer on landslide problems.....	121
References.....	121

## ILLUSTRATIONS

Figure	Page
1. Hallowell valley near Northampton, England.....	87
2. Diagram illustrating conventional method for computing effect of earthquake on stability of a slope.....	89
3. Section through a slide which was caused by an excess hydrostatic pressure in the silt layers of a stratum of varved clay.....	92
4. Diagrammatic section through site of rock slide of Goldau (1806) prior to slide.....	93
5. Turtle Mountain after the Great Frank Alberta Slide in 1903.....	95
6. Diagram showing gradual decrease of shearing resistance of stiff, fissured London clay.....	98
7. Diagrams illustrating effect of speed of drawdown on stability of temporarily submerged slope.....	98
8. Folkestone Warren, Channel Coast, England.....	103
9. Section through the Hudson slide of 1915.....	104
10. Diagram illustrating variations of the factor of safety of different slopes prior to a landslide.....	109
11. Diagram illustrating the ground movements which precede a landslide.....	111

12. Sketch map of the site of the Kenogami slide south of the Saguenay River, province of Quebec, Canada .....	113
13. Artesian conditions .....	117
14. The loading .....	118
15. Diagram showing relation between position of the water table with reference to a slope after failure and the horizontal component of the corresponding downhill movement of the surface of the slope .....	120
Plate .....	Following page
1. Deformation of strata .....	96
2. Slides .....	96
3. Slides .....	96

## VARIETIES OF SLOPE MOVEMENTS

### DEFINITIONS

The term *landslide* refers to a rapid displacement of a mass of rock, residual soil, or sediments adjoining a slope, in which the center of gravity of the moving mass advances in a downward and outward direction. A similar movement proceeding at an imperceptible rate is called *creep*. The velocity of the masses involved in a typical landslide increases more or less rapidly from almost zero to at least 1 foot per hour. Then it again decreases to a small value. By contrast, typical creep is a continuous movement which proceeds at an average rate of less than 1 foot per decade. Higher rates of creep movements are rather uncommon.

Slides on the slopes of man-made cuts are sometimes referred to as *slope failures*. In this paper, for the sake of convenience, the term landslide will be retained for failure on both natural slopes and slopes of cuts.

### DIFFERENCES BETWEEN LANDSLIDES AND CREEP

A landslide is an event which takes place within a short period of time as soon as the stress conditions for the failure of the ground located beneath the slope are satisfied. By contrast, creep is a more or less continuous process. A landslide represents the movement of a relatively small body of material with well-defined boundaries, whereas creep may involve the ground located beneath all the slopes in a whole region and no sharp boundary exists between stationary and moving material. Most landslides are produced only by the force of gravity, whereas creep movements can also be due to the combined action of the force of gravity and various other agents.

Within the zone of seasonal changes of moisture and temperature, at least part of the horizontal component of the ground movement is produced by thermal expansion and contraction, by swelling and shrinking, freezing and thawing, and other seasonal processes (Sharpe and Doseh, 1912, p. 46-48). These processes result in a downhill movement of a sheet of earth, with depth equal to or smaller than the depth of seasonal variations in the condition of the ground. Below this depth, creep can be produced only by the force of gravity, unaided by other agents. Since the force of gravity does not change with the seasons, the rate of the resulting gravity creep is fairly constant. This type of creep will be referred to as *continuous creep* in contrast to the *seasonal creep* which can occur in the top layer of the ground only. In the

following comparison between landslides and creep the seasonal creep is not considered.

If the difference between landslides and continuous creep resided only in the velocity of the movement, it would hardly be justifiable to consider landslides and creep as different types. However, experience has disclosed another much more significant distinguishing feature. It consists in the difference between the pattern of the deformations produced by these two processes. Patterns of equally different character can be obtained in the laboratory by loading tests on blocks of a nonhomogeneous mass composed of materials such as asphalt which have the properties of a very viscous liquid. A heavy load on such a block causes an almost sudden failure by separation along one or more surfaces of rupture, which cut across the boundaries between the strong and weak portions of the block. By contrast, the instantaneous effect of a very small load on a similar block is imperceptible; but if the load acts on the block for many years the block undergoes very important and very intricate deformations which reflect all the details of the internal structure of the block.

The striking difference between the resulting deformation patterns is due to the fact that the laws which determine the deformations are as different as those of hydraulics and of the mechanics of elastic solids. If a system composed of strata with very different elastic properties is acted upon for a long time by shearing stresses which are smaller than the average shearing strength of the system, the most rigid members only will behave like solids, whereas the balance will be deformed like a very viscous liquid. The deformation of the system will be like that of a sheet of asphalt containing layers of a brittle material. As the shearing stresses increase, a higher and higher percentage of the members of the system will perform like solids, and, if the stresses are rapidly increased to the point of failure, the entire system will behave like a solid.

The load per unit of area under which a block fails by shear or splitting is commonly known as the *compressive strength* of the material of which the block is composed. The load at which creep begins is very much smaller. It is called the *fundamental strength* (Griggs, 1936, p. 364). As long as the shearing stresses in the material beneath a slope are smaller than the "fundamental" shearing resistance of the material, the slope is at rest. If they exceed this value the slope creeps, and if they become equal to the stress required to produce a shear failure a landslide occurs.

The characteristics of typical creep deformations are illustrated by Figure 1 and Plate 1. Figure 1 of Plate 1 is an oblique view of two of the vertical sides of a prismatic block that was cut out of a layer of soft Devonian clay at the bottom of a test pit at the site of the hydro-electric power development Swir III east of Leningrad. The layer had a thickness of about 2 feet, and it was located between two very much thicker layers of stiff clay. It was distinctly stratified and contained several thin seams of brittle clay.

The clay strata are almost horizontal, and on the vertical walls of the test pits it could be seen that the thick layers of stiff clay were almost intact. By contrast, the soft clay strata exhibited shear deformations strikingly reminiscent of alpine tectonics. All the thin layers of brittle clay were intensely folded and broken up into small fragments, displaced with reference to each other by sliding in the reverse

faults, but all the faults died out in the plastically deformed material within a short distance of the sheared-off competent layers. Figure 1 of Plate 1 shows one of the brittle layers which was folded and broke. Another one, visible at the upper edge of the photograph, was relatively intact because it was located close to the boundary between soft and stiff clay.

The intact condition of the stiff clay strata indicated that the force which produced the intense deformation of the soft ones has acted in a horizontal direction. It is also apparent that the shearing stresses, due to the external force, were considerably smaller than the shearing resistance of the soft clay. Otherwise the force would have caused a slip along a smooth surface of sliding, parallel to the bedding planes, and not an intricate deformation. When shear tests were performed *in situ*, on the bottom of the test pits, the surfaces of sliding were almost plane, and the deformations of the clay on both sides of the surface were imperceptible, although the displacements along the plane exceeded 1 inch.

The nature of the force which deformed the soft clay is a matter of speculation. In this connection it is possibly significant that the axes of the folds in the clay are approximately at right angles to the direction in which the Pleistocene ice sheet, coming from the Scandinavian shield, advanced over the top surface of the clay deposit. This fact suggests that the folds may have been produced by the movement of the ice.

Another example of the effect of large-scale creep has been disclosed by quarrying operations in the Northampton ironstone field in central England and during the excavation of dam trenches in this district (Hollingworth *et al.*, 1941). The stresses which caused the creep were produced by the formation of shallow erosion valleys. The local removal of load resulting from the erosion induced a slow flow of stiff Lias clay toward the bottom of the valleys. Beneath the bottom, the clay was squeezed up into "valley bulges," and the strata above the bulging clay were intensely folded, broken, and sheared, although there is no evidence that the shearing stresses in the deformed material ever exceeded a small fraction of its average shearing strength. Figure 1 shows the deformation of thin, hard layers, separating thick beds of Lias clay beneath the bottom of one of the valleys.

Figure 2 of Plate 1 is a view of an exposure on the left bank of the Sulak River in Daghistan, close to the point where the river emerges from a gorge cut across a brachy-anticline. The anticline is composed of Upper Cretaceous limestones interbedded with shales. The Tertiary strata (limestone and phyllite), located north of the anticline, appeared to be almost horizontal. However, they had advanced toward the anticline in a southerly direction. According to the Soviet geologists who worked in this region, the horizontal displacement east of the anticline exceeded 5 miles. Since the brachy-anticline was located in the path of the movement, the advancing Tertiary strata were rolled under at the foot of the anticline, as shown in the photograph. No rapid displacement could possibly produce such an effect.

The known manifestations of creep suggest that creep is nothing but a small-scale and superficial replica of what takes place at depth under the influence of tectonic forces. Both processes go on continuously over vast areas, and the mechanism of both is essentially the same although the driving forces are different.

From time to time, at geographically widely separated points, the intensity of the shearing stresses, within a zone of creep, becomes equal to the shearing resistance of the material, or the shearing resistance of the material decreases until it becomes equal to the shearing stresses. Under such circumstances, a landslide takes place.

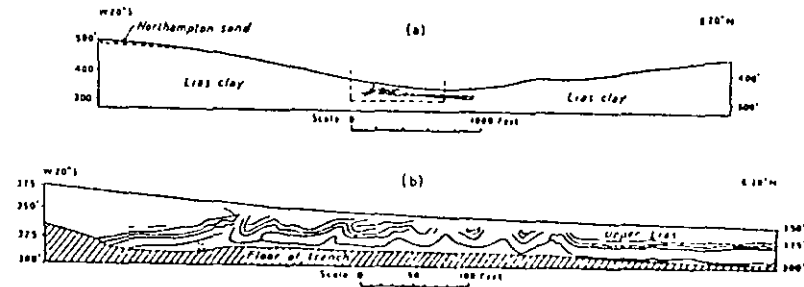


FIGURE 1.—Hollowell valley near Northampton, England  
(a) Geologic cross section showing creep deformation of Lias clay beneath valley bottom. Dashed line indicates boundaries of section which was exposed in trench for foundation of Hollowell dam. (b) Large-scale view of exposure in dam trench. (By permission of Mr. E. Sandeman, M. Inst. C. E.)

Creep, like tectonic movements, may lead to intricate deformations, revealing and accentuating the resistance pattern of the masses subject to deformation. In contrast to creep deformations, landslides are characterized by sliding movements along well-defined surfaces, which cut across the boundaries between competent and incompetent strata like the shear planes produced by a shear test of short duration. In spite of these radical differences, no sharp boundaries between these two groups of slope movements can be drawn. On any one slope located above unconsolidated material such as residual soil or sedimentary clay, creep may develop into a slide, and the slide may be followed by creep in the material which has moved out of the slope (Sharpe and Dosch, 1942).

Both creep and landslides require the attention of the engineer. Creep deformation of strata, located beneath the bottom of erosion valleys like those shown in Figure 1, may have a profound effect on the foundation conditions at the site of proposed storage dams (Lapworth, 1911). Lugeon (1922) has published a brief account of repeated failures of a water main near Lausanne due to the rapid creep of weathered Flysch shales underlying the slope which supported the piers of the pipe line. Haefeli (1944) described serious damage to a railroad viaduct caused by creep. It required expensive underpinning operations. The foundations for the piers of the bridge rest on talus. Similar creep phenomena, leading to bridge defects in Switzerland were thoroughly investigated and described by Mohr *et al.* (1917). However, the implications of creep are beyond the scope of this paper, which deals exclusively with typical landslides.

#### VARIETIES OF LANDSLIDES

Landslides may involve materials of any kind, ranging between hard rock and soft clay, or any combination of materials. A similar variety prevails among the processes which may lead to landslides. They include undercutting by river erosion,

man-made excavation, change in the ground water regime, and progressive structural changes in the material adjoining the slopes.

A phenomenon involving such a multitude of combinations between materials and disturbing agents opens unlimited vistas for the classification enthusiast. The result of the classification depends quite obviously on the classifier's opinion regarding the relative importance of the many different aspects of the classified phenomenon.

In this paper no new classification will be added to the numerous existing ones. In exchange, an attempt will be made to discriminate between the processes which may conceivably lead to landslides, and to analyze each one of them.

## PROCESSES RESPONSIBLE FOR LANDSLIDES

### CAUSES OF LANDSLIDES

The causes of landslides can be divided into external and internal ones. External causes are those which produce an increase of the shearing stresses at unaltered shearing resistance of the material adjoining the slope. They include a steepening or heightening of the slope by river erosion or man-made excavation. They also include the deposition of material along the upper edge of slopes and earthquake shocks. If an external cause leads to a landslide, we can conclude that it increased the shearing stresses along the potential surface of sliding to the point of failure.

Internal causes are those which lead to a slide without any change in surface conditions and without the assistance of an earthquake shock. Unaltered surface conditions involve unaltered shearing stresses in the slope material. If a slope fails in spite of the absence of an external cause, we must assume that the shearing resistance of the material has decreased. The most common causes of such a decrease are an increase of the pore-water pressure, and progressive decrease of the cohesion<sup>1</sup> of the material adjoining the slope. Intermediate between the landslides due to external and internal causes are those due to rapid drawdown, to subsurface erosion, and to spontaneous liquefaction.

### EXTERNAL CHANGE OF STABILITY CONDITIONS

One of the most common and most obvious causes of landslides consists in the undercutting of the foot of a slope or the deposition of earth or other materials along the upper edge of the slope. Both operations produced an increase of the shearing stresses in the ground beneath the slope. If and as soon as the average shearing stress on the potential surface of sliding<sup>2</sup> becomes equal to the average shearing resistance, a landslide occurs.

A slope failure on a man-made slope may occur during or at any time after construction. If the slope fails several weeks after construction or later, the slide can be ascribed only to an internal cause which reduced the shearing resistance of the slope material after the completion of the construction operations. Delayed slides occur most commonly during heavy rainstorms.

<sup>1</sup> The term cohesion indicates the resistance of a material, rock, or sediment against shear along a surface which is under no pressure.

<sup>2</sup> The term surface of sliding indicates that surface located beneath a slope for which the ratio between average shearing stress and average shearing resistance is a maximum. If the material beneath the slope is fairly homogeneous, the cross section of the surface of sliding resembles a cycloid. Stability computations are commonly based on the simplifying assumption that the profile has the shape of an arc of a circle; the error due to this assumption is unimportant.

### EARTHQUAKE SHOCKS

Earthquake shocks are considered external causes of landslides because they increase the shearing stresses along the potential surface of sliding, whereas the shearing resistance remains unchanged. The conventional method for evaluating the effect of an earthquake shock on the stability of a slope is illustrated by Figure 2, representing

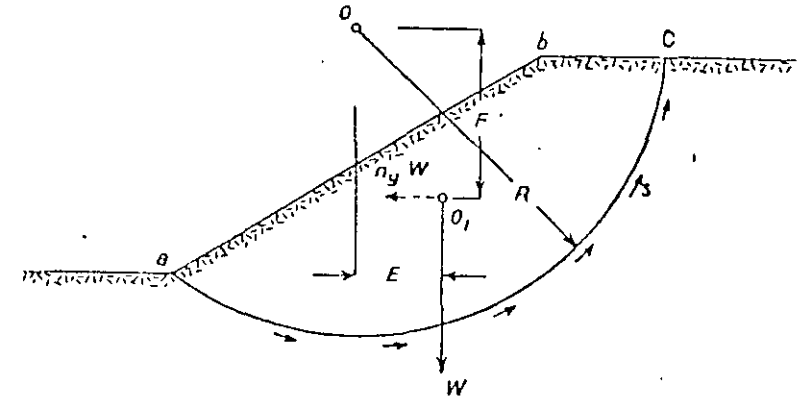


FIGURE 2.—Diagram illustrating conventional method for computing effect of earthquake on stability of a slope

The earthquake produces a horizontal acceleration  $n_g$  times the acceleration of gravity, which increases the moment tending to rotate the wedge  $abc$  clockwise by  $n_g PW$ .

ing a cross section of a slope. The section through the potential surface of sliding is assumed to be an arc of a circle,  $ac$ , with the center  $O$ . Let

- $W$  = weight of the earth (water and solid combined) located above the surface of sliding, per unit of length of the slope measured at a right angle to the plane of the section shown in Figure 2,
- $l$  = length of the arc  $ac$ ,
- $s$  = average shearing resistance per unit of area of the surface of sliding,
- $g$  = acceleration due to gravity,
- $n_g$  = ratio between the greatest horizontal acceleration produced by the earthquake and the acceleration  $g$  due to gravity, and
- $O_1$  = center of gravity of the slice  $abc$ .

The weight  $W$ , acting at the lever arm  $E$ , tends to produce a rotation of the slice  $abc$  about the axis  $O$  and the rotation is resisted by the shearing resistance,  $sl$ , acting at a lever arm  $R$ . Hence, prior to the earthquake the safety factor  $G_s$  of the slope with respect to sliding is

$$G_s = \frac{\text{resisting moment}}{\text{driving moment}} = \frac{slR}{ElW} \quad (1)$$

An earthquake with an acceleration equivalent  $n_g$  produces a mass force acting in a horizontal direction of intensity  $n_g$  per unit of weight of the earth. (See, for instance, Terzaghi, 1943b, p. 473-479.) The resultant of this mass force,  $n_g W$ , passes like the weight  $W$ , through the center of gravity  $O_1$  of the slice. It acts at a lever arm with length  $F$  and increases the moment which tends to produce a rotation of the slice  $abc$  about the axis  $O$  by  $n_g PW$ .

safety of the slope with respect to sliding from  $G_s$ , equation (1), to

$$G_s' = \frac{sR}{EW + n_p FV} \quad (2)$$

The numerical value of  $n_p$  depends on the intensity of the earthquake. Independent estimates (Freeman, 1932) have led to the following approximate values:

Severe earthquakes, Rossi-Forel scale IX,	$n_p = 0.1$
Violent, destructive, Rossi-Forel scale X,	$n_p = 0.25$
Catastrophic	$n_p = 0.5$

The earthquake of San Francisco in 1906 was violent and destructive (Rossi-Forel scale X), corresponding to  $n_p = 0.25$ .

Equation (2) is based on the simplifying assumptions that the horizontal acceleration  $n_p g$  acts permanently on the slope material and in one direction only. Therefore the conception it conveys of earthquake effects on slopes is very inaccurate, to say the least. Theoretically a value of  $G_s' = 1$  would mean a slide, but in reality a slope may remain stable in spite of  $G_s'$  being smaller than unity and it may fail at a value of  $G_s' > 1$ , depending on the character of the slope-forming material.

The most stable materials are clays with a low degree of sensitivity, in a plastic state (Terzaghi and Peck, 1948, p. 31), dense sand either above or below the water table, and loose sand above the water table. The most sensitive materials are slightly cemented grain aggregates such as loess and submerged or partly submerged loose sand.

If a violent earthquake shock strikes a slope on plastic clay with low sensitivity, it will hardly have any effect beyond the formation of tension cracks along the upper edge associated with a slight bulging of the slope, because the viscosity of the clay interferes with more extensive displacements under impact. The slopes of earth dams or dikes, consisting of sand, may bulge slightly, and the crest of the fills may settle, but the slopes will not fail, provided the fills rest on a rough and stable base. After the earthquake, the fills will be more stable than before, because the earthquake vibrations tend to compact the material. Toward the end of the last century two earth dams have been built across the San Andreas fault in California—the San Andreas Dam, 95 feet high, and the Upper Crystal Springs Dam, 85 feet high. During the earthquake of San Francisco in 1906 the horizontal displacement along the fault at the site of the dams amounted to more than 10 feet. Yet the slopes of the dams remained intact except at the point where they were warped by shear (Eng. News-Rec., 1932).

If a mass of stable material, such as dense sand, rests on a slippery base, like the surface of a layer of soft clay, a slope failure may occur by sliding of the stable material on its base.

The destructive effect of earthquakes on slightly cemented grain aggregates, such as loess, and on submerged loose sand, seems to be chiefly due to the rapid vibratory movement of the particles with reference to each other and not to the quasi-static effects described by equation (2). In loess these movements are likely to break the connection between the grains, whereupon the material assumes the character of cohesionless sand. In December 1920 a catastrophic earthquake occurred in the heart

of the loess district of the province of Kansu in China. "In each case the earth which came down bore the appearance of having shaken loose clod from clod and grain from grain, and then cascaded like water, forming vortices, swirls, and all the convolutions into which a torrent might shape itself" (Close and McCormick, 1922, p. 463). During the earthquake of New Madrid in 1811, many loess slopes failed (Fuller, 1912).

Submerged masses of loose sand may, under the impact of an earthquake shock, temporarily assume the character of a suspension which flows like a viscous liquid. (See the subheading "Spontaneous Liquefaction".)

#### LUBRICATING EFFECT OF WATER

If a slide takes place during a rainstorm at unaltered external stability conditions, most geologists and many engineers are inclined to ascribe it to a decrease of the shearing resistance of the ground due to the "lubricating action" of the water which seeped into the ground. This explanation is unacceptable for two reasons.

First of all, water in contact with many common minerals, such as quartz, acts as an anti-lubricant and not as a lubricant. Thus, for instance, the coefficient of static friction between smooth, dry quartz surfaces is 0.17 to 0.20 against 0.36 to 0.41 for wet ones (Terzaghi, 1925, p. 42-64).

Second, only an extremely thin film of any lubricant is required to produce the full static lubricating effect characteristic of the lubricant. Any further amount of lubricant has no additional effect on the coefficient of static friction between them (Hardy, 1919). In humid regions such as the eastern United States and within less than 1-2 feet from the sloping surface every sediment—sand included—permanently contains far more than the quantity of water needed for "lubricating" the surfaces of the grains (Terzaghi, 1942, Fig. 15, p. 356). Yet in humid regions rainstorms start landslides as often as they do in arid ones. In other words, since practically all the sediments located beneath slopes are permanently "lubricated" with water, a rainstorm cannot possibly start a slide by lubricating the soil or boundaries between soil strata.

However, the rain water which seeps into a slope affects the stability of the slope in various other ways. If the voids of the ground are partly filled with air, the water eliminates the surface tension which imparts to fine-grained, cohesionless soils a considerable amount of apparent cohesion (Terzaghi and Peck, 1948, p. 114-128). The water which enters the voids also increases the unit weight of the soil though, as a rule, this increase is commonly unimportant.

Some soils, such as typical loess, owe their cohesion to a soluble binder. If a slope on such a soil is submerged for the first time, or if the soil becomes saturated by seepage from a newly created, artificial source of water, the binder is removed by solution and the soil loses its cohesion.

Last—but not least—water which enters the ground beneath a slope always causes a rise of the piezometric surface<sup>1</sup>, which, in turn, involves an increase of the pore-water pressure and a decrease of the shearing resistance of the soil. Since water can affect the stability of slopes in several radically different ways, its actions will be discussed under different subheadings.

<sup>1</sup> The piezometric surface is the locus of the points to which the water would rise in piezometric tubes. If the permeability of a soil, such as a soft clay, is too low to permit locating the position of the piezometric surface by means of observation wells, pressure gages must be used.

## RISE OF PIEZOMETRIC SURFACE

Throughout a saturated mass of jointed rock, soil, or sediment, the water which occupies the voids is under pressure. Let

- $p$  = pressure per unit of area at a given point  $P$  of a potential surface of sliding, due to the weight of the solids and the water located above the surface,
- $h$  = the piezometric head at that point,
- $w$  = the unit weight of the water, and
- $\phi$  = the angle of sliding friction for the surface of sliding.

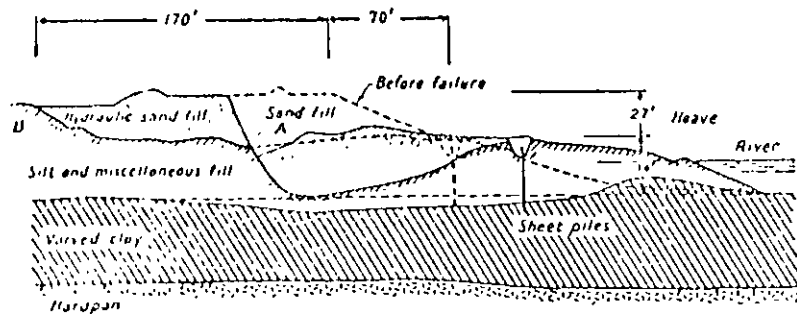


FIGURE 3—Section through a slide which was caused by an excess hydrostatic pressure in the silt layers of a stratum of varved clay

The row of sheet piles advanced in a few minutes over a maximum distance of up to 60 feet toward the river

Regarding the relation between these four quantities, soil mechanics has led to the following conclusions (Terzaghi and Peck, 1948, p. 51-55). If the potential surface of sliding is located in a layer of sand or silt, the shearing resistance  $s$  per unit of area at the observation point is equal to

$$s = (p - hw) \tan \phi \quad (3)$$

Hence, if the piezometric surface rises,  $h$  increases, and the shearing resistance  $s$  decreases. It can even become equal to zero. The action of the water pressure  $hw$  can be compared to that of a hydraulic jack. The greater  $hw$ , the greater is the part of the total weight of the overburden which is carried by the water, and as soon as  $hw$  becomes equal to  $p$  the overburden "floats." If a material has cohesion,  $c$  per unit of area, its shearing resistance is equal to the sum of  $s$ , equation (3), and the cohesion value  $c$ , whence

$$s = c + (p - hw) \tan \phi \quad (4)$$

The effect of a decrease of the shearing resistance  $s$  on the stability of slopes on stratified sediments is illustrated by Figure 3. The figure shows a vertical section through a dike which was constructed along a river for flood-protection purposes. The dike is on top of a layer of silt and miscellaneous fill which covers the surface of a horizontal stratum of varved clay with a thickness of about 50 feet. The dash line shows the position of the dike and of the boundaries between the underlying strata prior to the slide.

Some time after the dike  $A$  was completed by depositing and compacting moist

sand in layers, the space between the landward slope of this dike and the outer slope of an older dike,  $B$ , was filled with sand. The sand was excavated by means of a hydraulic dredge and deposited in a semiliquid condition. The sluicing operations raised the piezometric level in the pore water of the silt layers in the varved clay to a considerable height  $h$  above the original water table. As a consequence the resistance  $s$ , equation (3), against sliding decreased.

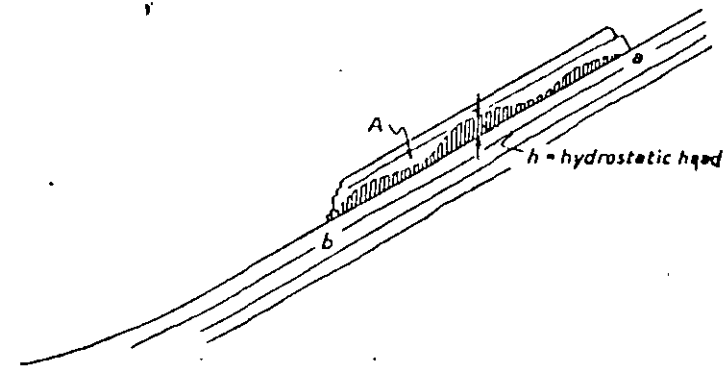


FIGURE 4—Diagrammatic section through site of rock slide of Goldau (1800) prior to slide

Slab  $A$  was separated from its base by a thin layer of weathered rock. The dashed line represents the piezometric surface in this layer during a heavy rainstorm.

During the construction of the hydraulic fill the dike  $A$  suddenly subsided, and the row of sheet piles, together with the foreland, moved over a distance up to 60 feet and over a length of about 1200 feet toward the river. The row of sheet piles remained perfectly intact. This fact showed that the failure had occurred by sliding along one or more horizontal surfaces of sliding located in the varved clay. If the shearing resistance along these surfaces had not been extremely low, the wedge-shaped body of silt, located on the river side of the sheet piles, could not possibly have advanced over a distance up to 60 feet without undergoing intense compression and shortening in the direction of the movement.

After a slide has occurred the excess pore-water pressure in the zone of shear always decreases, on account of progressive consolidation, and approaches a value zero. In order to get information on the rate of decrease of the pressure which prevailed in the varved clay, a great number of pressure gages were installed. The first readings were made more than 3 months after the slide occurred. Yet, even beneath the banks of the river, the piezometric elevation  $h$ , equation (3), still amounted to more than 10 feet, with reference to the river level.

The relation expressed by equation (3) also applies to stratified or jointed rocks. To illustrate its bearings on rockslides, the classical slide of Goldau in Switzerland will be discussed. This slide has always been ascribed to the "lubricating action" of the rain- and meltwater. Figure 4 is a diagrammatic section through the slide area. It shows a slope oriented parallel to the bedding planes of a stratified mass of Tertiary Nagelfluë (conglomerate with calcareous binder) which rises at an angle of  $30^\circ$  to the

horizontal. On this slope rested a slab of Nagelöe 5000 feet long, 1000 feet wide, and about 100 feet thick. It was separated from its base by a porous layer of weathered rock.

The fact that the slab had occupied its position since prehistoric times indicates that the shearing force, which tended to displace the slab, never exceeded the shearing strength, in spite of the effects of whatever hydrostatic pressures,  $hw$ , in equation (3), may have temporarily acted on the base of the slab in the course of its existence.

On September 2, 1806, during heavy rainstorms, the slab moved down the slope, wiped out a village located in its path, and killed 457 people (Hein, 1882). This catastrophe can be explained in at least three ways. One explanation is that the angle of inclination of the slope had gradually increased on account of tectonic movements, until the driving force which acted on the slab became equal to the resistance against sliding. A second explanation is based on the assumption that the resistance of the slab against sliding was due not only to friction, but also to a cohesive bond between the mineral constituents of the contact layer. The total shearing resistance due to the bond was gradually reduced by progressive weathering, or by the gradual removal of cementing material, either in solution or by the erosive action of water veins. The third explanation is that  $h$  in equation (3) or (4) assumed an unprecedented value during the rainstorm, whereas the cohesion  $c$ , in equation (4), remained unchanged, provided cohesion existed. In Figure 4 the value  $h$  is equal to the vertical distance between the potential surface of sliding,  $ab$ , and the dash line interconnecting  $ab$  which represents the piezometric line. During dry spells  $h$  is equal to zero. In other words, the piezometric surface is located at the slope. During rainstorms the rain water enters the porous layer located between slab and slope at  $a$  and leaves it at  $b$ . Since the permeability of this layer is variable, the piezometric line descends from  $a$  to  $b$  in steps, and the value  $h$  in equations (3) and (4) is equal to the average vertical distance between the piezometric line and the slope.

The maximum value of  $h$  changes from year to year, and if the exits of the water veins at  $b$  are temporarily closed by ice formation while rain- or melt-water enters at  $a$ ,  $h$  assumes exceptionally high values. However, the seasonal variations of  $h$ , the corresponding variations of  $s$ , equations (3) and (4), and the occasional obstruction of the exits at  $b$  have occurred in rhythmic sequence for thousands of years, without catastrophic effects. It is very unlikely that  $h$  assumed a record value in 1806, in spite of unaltered external conditions. Therefore it is more plausible to assume that the slide was caused by a process which worked only in one direction, such as a gradual increase of the slope angle or the gradual decrease of the strength of the bond between slab and base. In no event can the slide be explained by the "lubricating effect" of the rain water. One might as well ascribe a theft to some mysterious effects of the presence of the thief in the house instead of inquiring about his physical actions.

#### PROGRESSIVE STRUCTURAL CHANGES IN THE SLOPE-FORMING MATERIALS

Every rainstorm causes an increase of the value  $h$  in equations (3) and (4) and, as a consequence, a decrease of the shearing resistance along potential surfaces of sliding. Therefore the factor of safety  $G_s$ , equation (1), of every slope with respect to sliding is subject to cyclic changes. The minor variations have a period of a few weeks or

months, and the major ones of many years. (See section on "Periodicity of Landslides"). These variations are part of the routine of the slopes. Hence the probability that an old slope should be exposed in our lifetime to unfavorable conditions without

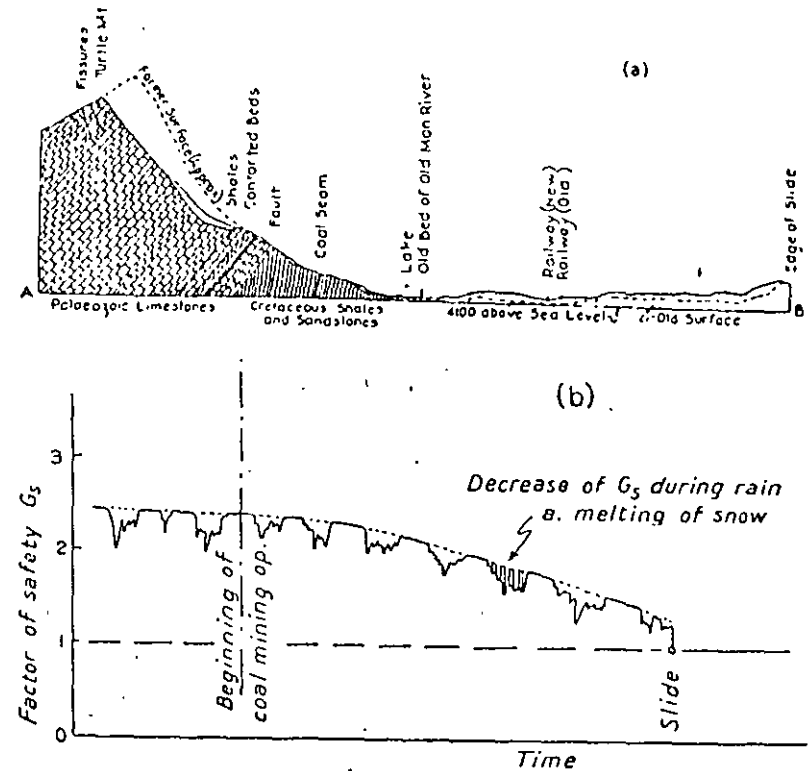


FIGURE 5.—Turtle Mountain after the Great Frank Alberta Slide in 1903  
After McCopnell and Brock (1904). (a) Cross section (b) Diagram illustrating the writer's concept of the changes of the safety factor of the slope prior to the slide.

any precedent is almost nil. If such a slope fails without external provocation it is much more probable that it failed on account of a gradual decrease of the cohesion of the slope-forming materials.

In hard, jointed rocks, resting on softer rocks, a decrease of the cohesion of the rock adjoining a slab may occur on account of creep of the softer rocks forming their base. The great Turtle Mountain slide of 1903 near Frank, Alberta (Fig. 5a), seems to belong to this category. Percolating waters and frost action have contributed to the breakdown (Sharpe, 1938, p. 79). They always do, but they have done it for many thousands of years. Percolating waters cannot move blocks located between joints at great depth, and the frost action is only skin deep. Hence neither water nor frost could have altered the stability conditions in the rock adjoining the slope beyond a

distance of a few feet from the slope. However, the limestones, forming the bulk of the peak, rested on weaker strata which certainly "crept" under the influence of the unbalanced pressure produced by the weight of the limestone, and the rate of creep was accelerated by coal-mining operations in the weaker strata.

The total cohesion along the potential surface of sliding in a jointed rock is equal to the combined shearing strength of all those blocks of rock which interfere, like dowels, with the sliding movement. The yield of the base of the limestone caused an increase of the shearing stresses; the increases of the stresses caused one dowel after another to "snap," and the slope failed when it was ripe for failure, at a time when the factor of safety assumed one of its periodic minimum values. Figure 5 b is a graph illustrating the process which led to the slide.

Another incident of a similar kind was the collapse of the Polyethördl, an isolated limestone tower in the northern Alps, which rested on a bed of shale. The tower was a favorite training ground for mountaineers. It had a volume of about 260,000 cu. yds. In the fall of 1920 the tower suddenly collapsed, without any provocation. The fragments struck the shale, whereupon the shale assumed the character of a mud-stream, and about ten million cubic yards of shale advanced on a gentle slope toward the mouth of a valley (Lehmann, 1926). This catastrophe, too, was probably caused by the gradual yield of the base of the tower, whereas all the other circumstances attending the slide were only a repetition of what had happened many times before.

The writer had an opportunity to investigate a flow slide which was indirectly caused by the swelling of a homogeneous clay stratum. The slide occurred on the side of an open excavation for one of the locks adjoining the powerhouse of the hydroelectric power development, Swir III east of Leningrad.

The slope rose at an angle of about  $35^\circ$  and intersected three horizontal strata. The uppermost stratum consisted of a well-compacted and slightly concave glacial till, the middle one of a stiff, greenish Devonian clay, which could be cut with a knife, and the lower one of a very stiff, reddish, sandy clay. The slope made a perfectly sound impression, and nobody, the writer included, felt the slightest concern about its stability.

In the summer of 1930, during a heavy rainstorm, the till turned into a mudflow and descended into the lock excavation. The only explanation which appeared to be acceptable was that the breakdown of the till was due to a horizontal expansion of its base. Since the till is too rigid to participate in a lateral expansion of its base it is torn into fragments by tension. The rain water accumulates in the open spaces between the fragments. The fragments disintegrate, and the supersaturated mixture of water and till flows into the cut.

In order to find out whether this explanation is correct, a niche was carved out of the green clay, a few hours after the slide had started. Figure 1 of Plate 2 is a photographic view of the niche 1 hour after the excavation was completed. One could already see that the distance between the sides of the niche, above the base of the green clay, had decreased and that the rear face had advanced with reference to the underlying red clay. A few hours later the relative displacements were very conspicuous, and the overhanging parts of the expanding green clay started to crumble (Pl. 2, fig. 2).

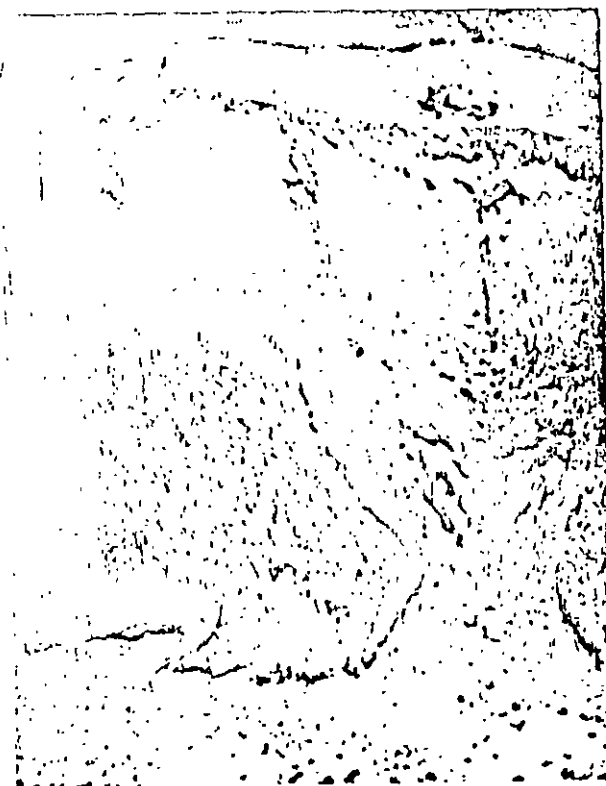


FIGURE 1. Oblique View of Prismatic Block of Soft Devonian Clay Showing deformation by creep under low stress. Clay encountered between two layers of stiff clay in test shaft for foundation of storage dam Swir III, U. S. S. R.



FIGURE 2. Exposure on Left Bank of Sugar River (Daghestan, U. S. S. R.) at Northern End of Ca Showing south edge of an overthrust coming from the north. Brachy-syntroch. Grot with further sub strata whereupon they rest on a bed of sand.



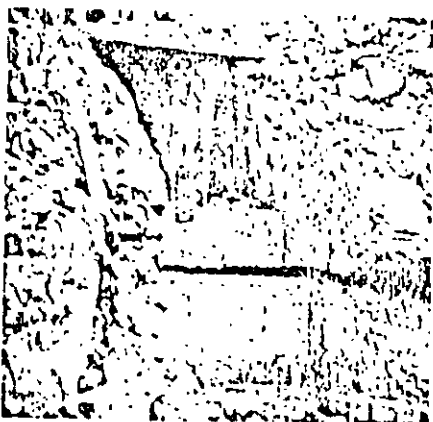


FIGURE 1. VISIBLER EFFECTS OF HORIZONTAL EXPANSION OF HORIZONTAL LAYER OF STIFF DEVONIAN CLAY EXPOSED ON SLOPE OF EXCAVATION FOR NAVIGATION LOCK, Sear III, U. S. S. W. Protrusion of expanding clay stratum with reference to underlying, relatively rigid stratum of sandy clay, half an hour after niche was excavated.



FIGURE 2. SAME AS FIGURE 1. PROTRUSION 6 HOURS LATER

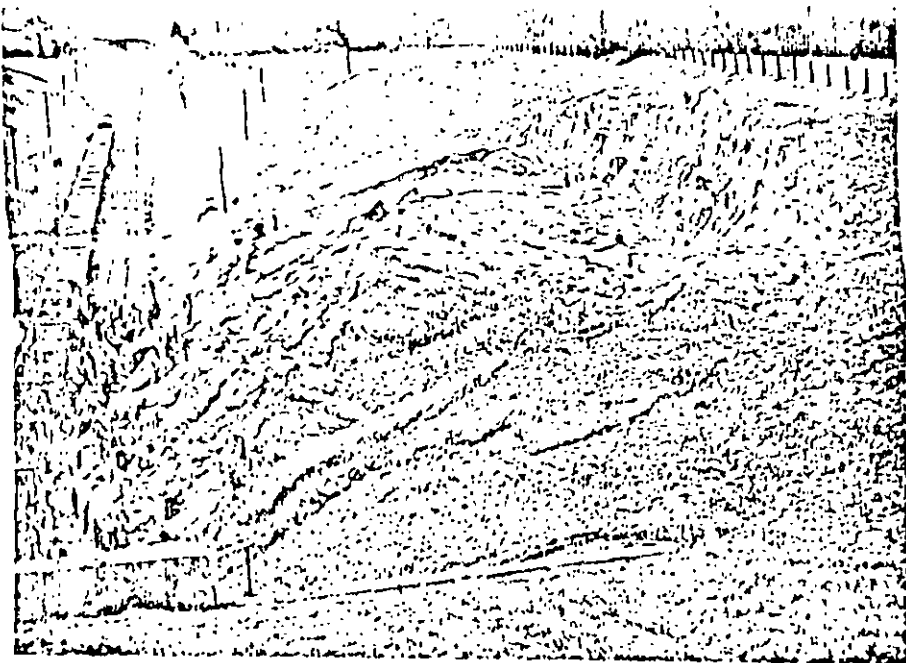


FIGURE 3. SPURN DARK STAIR ON SOUTHERN RAILWAY SOUTH OF LONDON. Slide occurred in stiff, laminated Weald clay, 70 years after cut was excavated.



FIGURE 4. HEAD OF A "BOSSONOCA" IN PROVINCE OF SAO PAULO, BRAZIL

Slope at head of valley is being undermined by subsurface erosion of spring which emerges at foot of slope; slope fails, slide material is removed by erosion, and the process of undermining starts again' (By permission of Mr. E. Fichler, Sao Paulo).

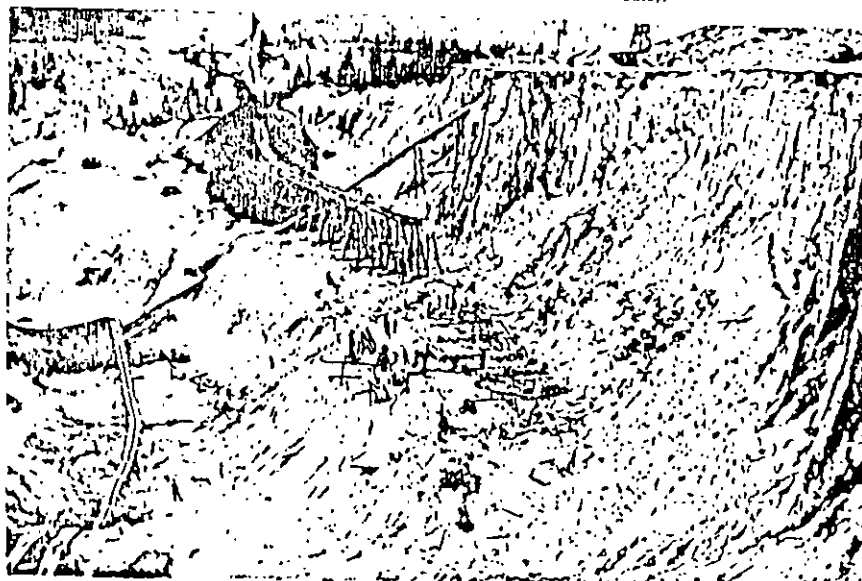


FIGURE 5. VIEW OF SOUTHEASTERN PART OF KONOJANI SLIDE AREA AFTER

To obtain supplementary information on the movements of the base of the till a test shaft was excavated about 20 feet beyond the original position of the upper edge of the cut. The test shaft went through the till and the green clay into the reddish one. As soon as the shaft was completed that part of the shaft located above the boundary between the greenish and the reddish clay advanced with reference to the lower one, and within a few days the shaft lining was sheared off.

This slide, like the Turtle Mountain slide and the collapse of the Pulverhorndl, was due to a loss of cohesion caused by a slow plastic deformation of the base of the slope-forming material. Far more common are slides due to a decrease of cohesion produced by direct action of the weakening agents on the ground located beneath the slope. The slides on the slopes of cuts in stiff fissured clays are typical examples.

The excavation of an open cut always produces a stress relaxation in the ground adjoining the slopes. In stiff fissured clay this process causes the joints to open, rain water invades the joints; the fragments between joints swell, break up, the average shearing resistance decreases, and as soon as it becomes equal to the average shearing stress on the potential surface of sliding the slope fails. It is by no means uncommon that the shearing resistance of a stiff fissured clay decreases from an original value of 1 or 2 tons per square foot to 0.3 or less (Terzaghi, 1936).

On account of the low permeability even of jointed clays, the joints are likely to be permanently filled with water. Therefore the factor of safety of the slopes on fissured clay decreases steadily, and not intermittently, as indicated in Figure 5b. Slides on such slopes may fail at any time of the year. Figure 3 of Plate 2 shows an example of a clay slide which occurred in fair weather. It took place in 1939 in a railway cut between London and Folkestone, about 70 years after the cut had been excavated. The height of the slope was 60 feet, and the rise 1:2.5. The eyewitnesses were surprised about the "dry" appearance of the slide material. No springs or other indications of seepage could be observed.

Skempton (1948) analyzed the available records of slope failures on London clay, which is a highly colloidal, stiff, fissured clay of Eocene age, and he arrived at the following conclusions. In this clay a vertical slope with a height of 20 feet may stand up for several weeks. A 1:2 slope with the same height fails after 10 to 20 years. If the rise of the slope is 1:3 the life of the slope is likely to exceed 50 years. Yet the rise of the steepest slopes, which are encountered on the side of erosion valleys in London clay, rarely exceeds 1:6. Based on these findings Skempton constructed a set of curves (Fig. 6) which represent approximately the effect of time on the shearing resistance of London clay forming the slopes of open cuts in different localities.

Exceptionally the cohesion of the material forming the slopes of an open cut may also be reduced by the formation of shrinkage cracks during a long, dry spell. A slide due to this cause was described by Ladd (1934). The slide occurred in a railway cut and wrecked two trains.

#### RAPID DRAWDOWN

The term *rapid drawdown* refers to the lowering of the water level in a storage reservoir or to the descent of the water level in a river after a flood at a rate of at least several feet per day. The effect of this process on the stability of the slopes forming

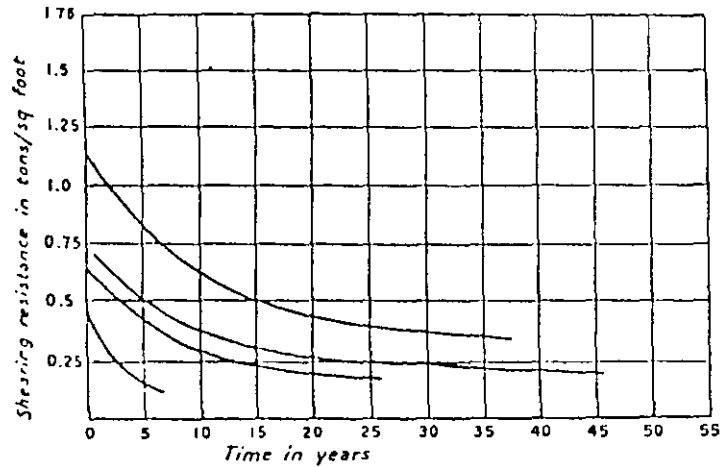


FIGURE 6.—Diagram showing gradual decrease of shearing resistance of stiff, fissured London clay. The curves are based on the results of a statistical study of slope failures in the London area. Each curve represents a different locality. (After A. W. Skempton 1948.)

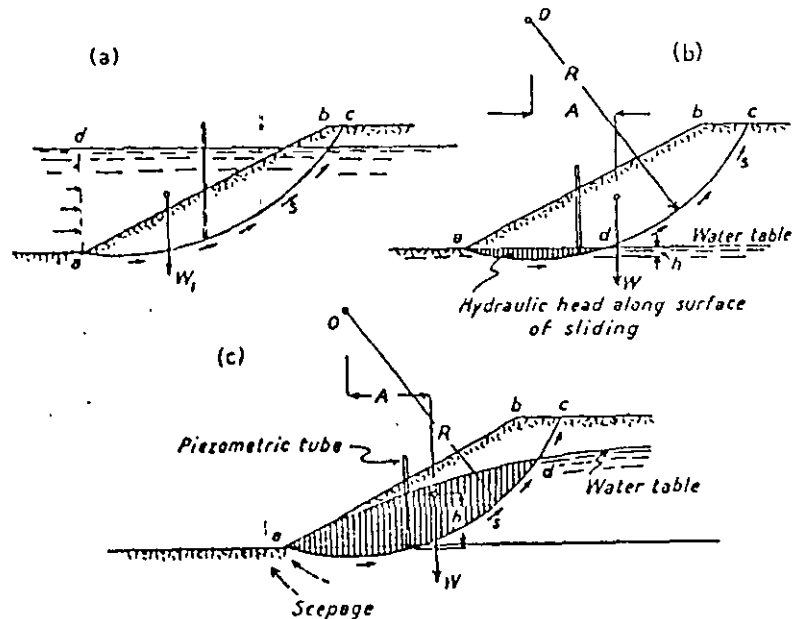


FIGURE 7.—Diagrams illustrating effect of speed of drawdown on stability of temporarily submerged slope

(a) Section through the slope prior to drawdown. (b) Forces acting on ground above potential surface of sliding after very slow drawdown, and (c) after rapid drawdown. Dashed arrows in (c) indicate directions of seepage toward foot of slope.

the sides of the reservoir or the river is illustrated by Figure 7. Figure 7a shows a vertical section through a partly submerged slope  $ab$ . The potential surface of sliding

is indicated by the arc  $ac$  of a circle. Let

- $W$  = Weight of slice  $abc$ , solid and water combined, per unit of length of the slope,
- $l$  = length of the arc  $ac$ ,
- $c$  = cohesion of the slope-forming material,
- $\phi$  = angle of internal friction of this material,
- $p$  = average unit pressure on the surface of sliding  $ac$  due to the weight  $W$  of the slice  $abc$ ,
- $h$  = piezometric head for any point of the potential surface of sliding, at any time,
- $h_1$  = average of the piezometric heads  $h$  for the surface of sliding after a very slow drawdown, and
- $h_2$  = as before, after a rapid drawdown.

The following analysis is based on the assumption that the voids of the soil are completely filled with water both below and above the piezometric surface. The error due to this assumption is very small unless the slope material consists of very coarse-grained sediments such as coarse sand or gravel without an admixture of finer fractions. The effect of the capillary forces on the stability of the slope will be disregarded. These forces increase the stability of the slope under any circumstances.

If the level of the body of water adjoining the slope goes down very slowly, the water table remains horizontal and descends at the same rate as the water level of the reservoir. After the drawdown is complete, the piezometric surface is a horizontal surface passing through the foot of the slope (Fig. 7b). The average shearing resistance  $s$  of the material adjoining the surface of sliding is determined by equation (4), and the factor of safety of the slope with respect to sliding is

$$G_s = \frac{Rl [c + (p - h_1 w) \tan \phi]}{AW} \quad (5)$$

On the other hand, if a drawdown takes place very rapidly the descent of the piezometric surface lags behind the descent of the free water level, and at the end of the drawdown the piezometric surface rises from the foot of the slope as indicated in Figure 7c and intersects the potential surface of sliding at a point  $d$  which is located high above  $d$  in Figure 7b. The corresponding factor of safety with respect to sliding is

$$G'_s = \frac{Rl [c + (p - h_2 w) \tan \phi]}{AW} \quad (6)$$

In Figures 7b and 7c the total water pressure on the surface of sliding  $ac$  is indicated by shaded areas. Since the total water pressure on  $ac$  in Figure 7b (slow drawdown) is very much smaller than that on  $ac$  in Figure 7c (rapid drawdown),  $h_1$  is very much smaller than  $h_2$ , and, as a consequence,  $G'_s$ , equation (6), is smaller than  $G_s$ , equation (5). Hence, even if a slope has survived a great number of slow drawdowns it may fail after a rapid drawdown, because  $G'_s$  is smaller than  $G_s$ .

Landslides caused by rapid drawdown are very common, and many records of such slides have been published. (See, for instance, Poilack, 1912). The sediments which are most seriously affected by a rapid drawdown are those intermediate between sand and clay.

As long as the piezometric surface in the ground beneath the slope has a gradient, the water percolates through the ground toward the surfaces adjoining the foot  $a$  of the slope, as indicated in Figure 7c by dashed arrows. On account of its viscosity the percolating water exerts on the soil particles a pressure known as seepage pressure

This pressure acts in the direction of the flow, and its intensity increases in simple proportion to the seepage velocity (Terzaghi and Peck, 1948, p. 54). At the foot of the slope the seepage velocity and the corresponding seepage pressure are much greater than higher up, and the seepage pressure tends to move the soil particles along the flow lines which are directed toward the foot of the slope. As a consequence, at the foot of the slope, the point of failure is reached much earlier than at higher elevations, and once the lower part of the slope has failed, the upper part follows because it has lost its support. The mechanics of this process and the means of preventing its detrimental effects have been investigated by Reinius (1948).

#### SPONTANEOUS LIQUEFACTION

The arrangement of the grains of fine sand or coarse silt can be so unstable that a slight disturbance of the equilibrium of the grains may cause a rearrangement of the grains, whereby the grains settle into more stable positions, and the porosity of the sediment decreases.

If this process takes place above the water table it has no noticeable effect other than a settlement of the ground surface. By contrast, if it occurs below the water table its consequences can be catastrophic, because the viscosity of the water, which occupies the voids of the sand, prevents a rapid decrease of the porosity. During the time between the collapse of the structure and the reconsolidation under the new conditions of equilibrium, the sediment has the properties of a thick viscous liquid which spreads laterally, until its surface becomes almost horizontal. The transformation into the liquid state is known as *spontaneous liquefaction* (See, for instance, Terzaghi and Peck, 1948, p. 100-105.)

The liquefaction of an unstable sediment can be caused by vibrations such as those produced by pile driving or quarry blasts. It can also be produced by the rapid rise or fall of the water table. The best-known slides, due to spontaneous liquefaction, are those which occur from time to time at the coast of the province of Zeeland (Holland), on sand slopes whose rise may be as gentle as 1:4. Between 1881 and 1946 no less than 229 slides have been reported. The quantity of sand which moves out during a slide ranges between about 80 cubic yards and 3 million cubic yards.

The slides are probably preceded by erosion caused by shore currents, associated with an increase of the average slope angle. The slides commonly occur after exceptionally high tides, particularly if the tide coincides with a heavy gale. The moving sand spreads out like a fan on the bottom of the sea, and after the slide the slope angle of the surface of the slide material may be as small as 3° to 4° (Koppejan *et al.*, 1948).

#### SEEPAGE FROM ARTIFICIAL SOURCES OF WATER

Seepage from artificial sources of water, such as storage reservoirs or unlined canals, may compromise the stability of existing slopes in at least four ways, depending on the character of the slope-forming material and on the conditions of stratification. It may reduce the shearing resistance of the ground by increasing the item *h* in equations (3) and (4); it may eliminate apparent cohesion produced by the surface tension in drained soils; it may eliminate real cohesion by removing cementing materials in solution; it may also cause a slope failure by retrogressive underground erosion by water veins emerging at the foot of the slope. The term "artificial source of water"

implies that the source is of recent origin. Otherwise the slope failure caused by the action of the seepage derived from the source would have occurred long ago.

Figure 3 illustrates a slope failure caused by an increase of the pore-water pressure, *h*. The mechanics of this slide are explained in the figure caption. The seepage water came from a freshly deposited hydraulic fill located between the dikes *A* and *B*.

Moist, fine, silty sand can form permanent vertical slopes with a height of several tens of feet. This can be seen in any sand pit. The cohesion required for maintaining the equilibrium of such slopes is due to the friction produced by the surface tension of the contact moisture (water particles, surrounding the points of contact of the grains; see Terzaghi and Peck, 1948, p. 127). Hence the stability of such slopes requires the existence, within the slope-forming material, of a large area of contact between air and soil moisture.

Experience shows that the water, which seeps toward steep slopes during rainstorms, does not displace enough air to destroy the apparent cohesion of sand or silt. However, if water percolates through the ground toward the slope in large quantities and without any intermissions, the air is almost completely expelled, the apparent cohesion is eliminated, and the slope fails. A similar failure would occur if a steep slope on fine sand or silty sand is submerged for the first time in its history, for instance by the creation of a storage reservoir.

Slope failures due to the removal of a binder by solution are a common phenomenon in loess regions. Loess owes its cohesion to a soluble binder which consists chiefly of calcium carbonate. Since typical loess contains numerous vertical root holes, it commonly forms vertical cliffs, and the cliffs remain stable for years or decades, provided the water table is permanently located below the level of the base of the cliffs. Furthermore many artificial caves in loess are known to have existed for centuries without their unsupported roofs showing any signs of deterioration. These facts lead to the conclusion that the water, which percolates through the voids of loess during rainstorms, does not perceptibly weaken the bond between the loess particles. However, if loess is submerged or if a permanent flow of seepage through loess is established, the bond between the loess particles perishes within a few weeks or months and the loess assumes the character of supersaturated rock flour which flows like molasses. After a loess flow has come to rest, the excess water gradually drains out, and the final product of the process of drainage has the density and the properties of a very fine, loose sand.

The intensity of the effects of saturation on the physical properties of loess increases with increasing initial porosity, which ranges between about 40 and 60 per cent. The results of a comprehensive survey of the physical properties of loess and their engineering implications were presented by Scheidlig (1934).

The effects of saturation on loess were impressively demonstrated by a large scale test which was performed some 15 years ago in southeastern Turkestan in connection with an irrigation project. In order to investigate the reaction of loess to seepage through the bottom of a proposed irrigation canal, a bowl-shaped excavation 13 feet deep was made. The bottom of the excavation was rectangular, and it covered an area of 70 by 35 feet. The rise of the slopes was 1:1.5. The base of the loess stratum was located at a depth of about 80 feet below the bottom of the excavation. After the ex-

cavation was finished it was filled with water, and the water level was maintained at a height of about 10 feet above the bottom, by pumping.

Some time after the bottom was flooded it started to subside, and the slopes began to slough. The subsidence continued, first at an accelerated and later at a decreasing rate. At the end of 6 weeks the bottom of the excavation was located at a depth of about 2½ feet below its original position. The sloughing had spread about 20 feet beyond the original upper edge of the slope, and within the zone of sloughing the loess was so soft that it was not possible to walk on its surface. In its original state the loess, in the vicinity of the site of the test, is so coherent that vertical cliffs, 60 feet high, remain permanently stable.

Seepage coming from a storage reservoir or an unlined canal may also decrease the stability of a slope by subsurface erosion, proceeding from the exit of water veins toward the source of water supply. As the length of the underground conduit increases, the quantity of water seeping into the conduit and the cross section of the conduit also increase. Finally the width of the conduit becomes so great that the roof collapses, whereupon the mass of sediment above the roof breaks up and a slide ensues.

Under natural conditions this process may produce, in the course of time, deep gullies with a considerable length. The *Bossorocas* in the State of Sao Paulo (Brazil) are an example. A spring undermines the foot of the slope forming the rear wall of the niche which surrounds the spring. The slope fails, the slide mass is removed by erosion, and the process starts again. Some of the resulting gullies have a depth of about 100 feet. The upper part of the formation exposed on the walls of the gullies, with a thickness of about 50 feet, consists of a loesslike sediment and the lower part of a fairly coarse sand with an argillaceous binder. The mechanics of the formation of the *Bossorocas* has been investigated by E. Pichler (results not yet published). Figure 1 of Plate 3 shows the rear wall of one of the gullies. The water which performs the subsurface erosion leaves the ground through a cave at the foot of the rear wall (not visible in the photograph).

Subsurface erosion is also the most common cause of the dreaded failure of storage dams by piping. The erosion works back from springs emerging close to the foot of the downstream slope of the dam (Terzaghi and Peck, 1948, p. 507-510). If part of the enclosure of a storage reservoir consists of a natural ridge composed of unconsolidated sediments or decomposed rock, subsurface erosion may cause a failure of the downstream slope of the ridge, followed by a discharge of the contents of the reservoir through the gap. The failure of the Cedar Reservoir, Washington, in December 1918, is a typical example. A quantity of moraine material, estimated between 800,000 and 2,000,000 cubic yards, moved out of the slope. The slide initiated a flood which wrecked the tracks of the Milwaukee Railroad and destroyed the town of Edgewick and several industrial plants (Mackin, 1941).

#### PERIODICITY OF LANDSLIDES

The periodicity in the occurrence of certain types of landslides came to the writer's attention for the first time in connection with the landslides in the Folkestone Warren, at the north coast of the English Channel, between Folkestone and Dover. The Warren can be described as a giant niche, about 10,000 feet long and 1000 feet wide,

located between the channel coast and a steep cliff with a height of about 100 feet. The upper, vertical part of the cliff consists of chalk. The bottom of the niche consists of Gault clay buried beneath a chaotic accumulation of large fragments of chalk (Fig. 8a). The Southern Railway enters the niche from the West through the Martello Tunnel and leaves it at the east end through a tunnel leading toward Dover.

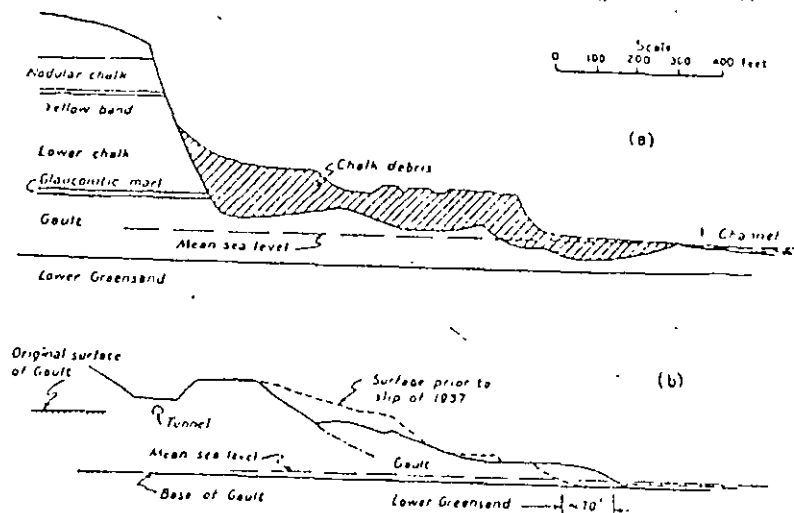


FIGURE 8.—Folkestone Warren, Channel Coast, England  
(a) Diagrammatic cross section. (b) Displacement which occurred during the slide of 1937. The outer part of the slice of Gault clay involved in the slide advanced over a distance of about 70 feet toward the Channel by sliding along the boundary between Gault clay and Lower Greensand. Yet the surface topography of this part of the slice remained almost unchanged.

The railway was constructed in the middle of the nineteenth century. Prior to the construction of the railway, huge slides occurred at different points of the Warren in 1765, 1800, and 1839. After the railroad was built the periodic recurrence of slides continued. The first recorded slide affecting the railroad took place in 1877. In 1896 large movements occurred in the western part of the Warren. In December 1915 a slip affected nearly the whole of the Warren and effectively blocked the railway until the end of the first World War. It involved the movement of several millions of cubic yards. In the spring of 1937, slides took place over an area of 35 acres in the western part of the Warren and caused the formation of a crack across the lining of the Martello Tunnel.

Figure 8b is a diagrammatic section through the area affected by the slide of 1937. The major part of the sliding mass advanced along the almost horizontal boundary between the Gault, which is a very stiff clay, and the Lower Greensand, which is a soft sandstone. A detailed account of the physical characteristics of the materials involved in the slide was published by Toms (1946). In Figure 8b the original position of the ground surface is indicated by a dash line, and the final one by a plain line. It should be noted that the front part of the sliding mass moved bodily, without

undergoing more than a slight deformation, over a distance of about 70 feet toward the channel. Such a movement would not be conceivable unless the resistance against sliding along the base of the moving section of ground was very low. Furthermore the slide was not preceded by a change of the external conditions for the equilibrium of the slope. Hence we are compelled to assume that the resistance against sliding has decreased, which can be accounted for only by an increase of the hydrostatic pressure [in equation (3)] on the base of the sliding body.

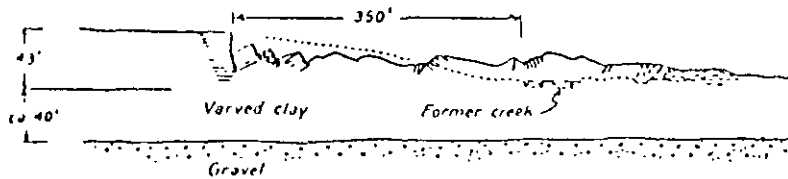


FIG. 9.—Section through the Hudson slide of 1915

After Newland (1916) The slide was probably caused by exceptionally high hydrostatic pressure in the pore water of the gravel. According to the writer's hypothesis the varved clay moved along the boundary between the gravel and the clay.

The borings, made in 1939, showed that the piezometric surface for the Lower Greensand was located at elevations up to 27 feet above sea level. These elevations are subject to seasonal variations and to variations within a longer period, caused by variations in the average rainfall. However, in the Warren, the rainwater has no opportunity to get into the Lower Greensand from above, because the Greensand is covered with a blanket of Gault clay having a very low permeability. The variations of the piezometric heads can be caused only by similar variations in the elevations of the water table in that region where the Greensand emerges at the surface. This region is located many miles north of the Warren.

The fact that the major slides in the Warren occurred once every 19 or 20 years suggests that the movements were due to corresponding maxima in the amount of rainfall in those regions where the aquifer located beneath the slide area reaches the surface. In agreement with this assumption the Warren slide of 1937 was preceded by abnormally heavy rainfalls, "between 15 and 16 inches of rain falling during the first three months" (Seaton, 1938, discussion by Ellson on p. 438).

Considering the mechanics of the Warren slide one might expect a similar periodicity in connection with landslides on all those slopes whose factor of safety, with respect to sliding, varies with the elevation of the water table in distant aquifers. The slide of Hudson, N. Y., belongs in this category. It occurred on August 2, 1915, and wrecked the powerhouse of the Knickerbocker Cement Factory. Figure 9 is a section through the slide area. The slope was located on varved clays which rested at a depth of about 40 or 50 feet below the bottom of the valley on morainal gravels (Newland, 1916). The varved clay corresponds to the Gault at the Warren site (Fig. 8), and the morainal gravels to the Lower Greensand. Like the Warren slide, the Hudson slide was not preceded by any change in external conditions of equilibrium, and it can be explained only by an increase of the pore-water pressure in the morainal gravels or in the silty seams located close to the base of the varved clay. The Hudson

slide of 1915, like the Warren slide which took place the same year, was preceded by "unusually heavy rainfall, the July precipitation, reported by the Albany weather station, amounting to 5.05 inches." Yet the permeability of the varved clay, like that of the Gault clay in the Warren, is very small in vertical directions. Therefore the increase of the pore-water pressure in the gravel below the varved clay can only be due to the rise of the water table in the region where the gravel, or an aquifer communicating with the gravel, comes to the surface. Considering the striking similarity between the hydrologic conditions attending the Hudson and Warren slides, it is probably more than a mere coincidence that both slides took place with a period of less than 3 months.

Landslide statistics are still too incomplete to permit definite conclusions regarding the periodicity of major earth movements of the Warren type. Yet the subject is important enough to deserve the attention of geologists as well as that of hydrologists and civil engineers.

#### REVIEW OF LANDSLIDE-PRODUCING PROCESSES

Table 1 contains a review of the processes which may cause landslides. It is intended as an aid to memory and as a guide in landslide investigation.

In connection with landslide investigations the following fact should be remembered. Most slope failures take place during periods of exceptionally heavy rainfall or in spring, when the snow melts. However, exposure to rain or melting snow belongs to the normal existence of a slope. Hence, if a slope is old, heavy rainstorms or rapidly melting snow can hardly be the sole cause of a slope failure, because it is most unlikely that they are without any precedent in the history of the slope. They can only be considered contributing factors.

The circumstances attending the Hudson slide of 1915 (Fig. 9) are an example. There can be no doubt that the slope failed on account of exceptionally high pore-water pressures in the proximity of the boundary between clay and gravel. Yet the slope was very old. Therefore the slide must have been preceded by an unprecedented change in the conditions of the existence of the slope. One of them consisted in the accumulation of stockpiles of crushed rock, with a total weight of about 25,000 tons, along the upper edge of the slope (Newland, 1916, p. 104). Furthermore, it is conceivable that the deforestation of the outcrops of the gravel or of an adjacent aquifer has produced an unprecedented increase of the highest elevation of the water table, associated with unprecedented pore-water pressures at the base of the varved clay. Either one of the two changes may account for the catastrophe. Therefore the slide can be ascribed to action 1 (column D, Table 1), action 14, or to a combination of both. In connection with the rock slide of Goldau (Fig. 4), it was also impossible to decide whether the slide was caused by tectonic movements (action 2), by progressive weathering (action 8), or by a combination of both.

In order to facilitate discrimination between causes and contributing factors, Figure 10 has been prepared. It shows the factor of safety  $G$ , with respect to sliding as a function of time. Each curve represents an individual slope. Curve A, (Fig. 10a) refers to the failure of an old slope due to progressive weathering of the slope forming material or to tectonic movements. Curve B illustrates the failure of an old slope

TABLE 1.—Processes leading to landslides

A	B	C	D	E	F
Name of agent	Event or process which brings agent into action	Manner of action of agent	Slope materials most sensitive to action	Physical nature of significant change of stress	Effect on equilibrium conditions of slope
Transporting agent	Construction operations or erosion	1. Increase of height or rise of slope	Every material	Changes state of stress in slope-forming material	Increases shearing stresses
			Stiff, fissured clay, shale	Changes state of stress and causes opening of joints	Increases shearing stresses and initiates process 8
Tectonic stresses	Tectonic movements	2. Large scale deformations of earth crust	Every material	Increases slope angle	Increase of shearing stresses
Tectonic stresses or explosives	Earthquakes or blasting	3. High frequency vibrations	Every material	Produces transitory change of stress	Decrease of cohesion and increase of shearing stresses
			Loess, slightly cemented sand, and gravel	Damages intergranular bonds	
			Medium or fine loose sand in saturated state	Initiates rearrangement of grains	Spontaneous liquefaction
Weight of slope-forming material	Process which created the slope	4. Creep on slope	Stiff, fissured clay, shale, remnants of old slides	Opens up closed joints, produces new ones	Reduces cohesion, accelerates process 8
		5. Creep in weak stratum below foot of slope	Rigid materials resting on plastic ones		

EARL TERZAGHI

Water	Rains or melting snow	6. Displacement of air in voids	Moist sand	Increases pore-water pressure	Decrease of frictional resistance
		7. Displacement of air in open joints	Jointed rock, shale		
		8. Reduction of capillary pressure associated with swelling	Stiff, fissured clay and some shales	Causes swelling	Decrease of cohesion
		9. Chemical weathering	Rock of any kind	Weakens intergranular bonds (chemical weathering)	
	Frost	10. Expansion of water due to freezing	Jointed rock	Widens existing joints, produces new ones	
		11. Formation and subsequent melting of ice layers	Silt and silty sand	Increases water content of soil in frozen top-layer	Decrease of frictional resistance
	Dry spell	12. Shrinkage	Clay	Produces shrinkage cracks	Decrease of cohesion
	Rapid drawdown	13. Produces seepage toward foot of slope	Fine sand, silt, previously drained	Produces excess pore-water pressure	Decrease of frictional resistance
	Rapid change of elevation of water table	14. Initiates rearrangement of grains	Medium or fine loose sand in saturated state	Spontaneous increase of pore-water pressure	Spontaneous liquefaction
	Rise of water table in distant aquifer	15. Causes a rise of piezometric surface in slope forming material	Silt or sand layers between or below clay layers	Increases pore-water pressure	Decrease of frictional resistance

MECHANISM OF LANDSLIDES

TABLE I—Continued

A	B	C	D	E	F
Name of agent	Event or process which brings agent into action	Mechanism of action of agent	Soil materials most susceptible to action	Physical nature of agent and actions of agent	Effects on the physical conditions of slope
Water—(Cont.)	Seepage from artificial source of water (reservoir or canal)	16. Seepage toward slope 17. Displaces air in the voids 18. Removes soluble binder 19. Subsurface erosion	Saturated silt Moist, fine sand Loess Fine sand or silt	Increases pore water pressure Eliminates surface tension Destroys intergranular bond Undermines the slope	Decrease of frictional resistance Decrease of cohesion Increase of shearing stress

which occurred during a heavy rainstorm several years after the foot of the slope was undercut. The curves C to G in Figure 10b refer to slopes of recent origin, such as the sides of open cuts, and to old slopes which were exposed to unprecedented conditions (curves D and G). Slope C failed on account of spontaneous liquefaction

(a) Old slopes

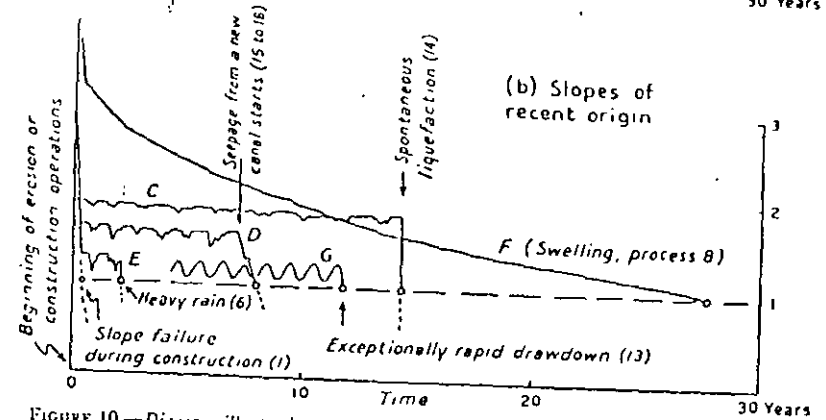
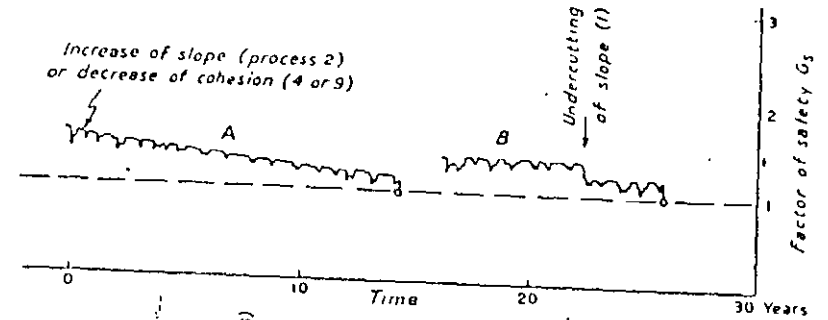


FIGURE 10.—Diagram illustrating the variations of the factor of safety of different slopes prior to a landslide

The ups and downs of the lines A to E are due to the changes in the pore-water pressure in the slope forming material, associated with the alternation of dry and wet spells. Those of line G represent the effects of filling and emptying of the reservoirs adjoining the slope. The numerals in parentheses indicate the slide-producing processes listed in column C of Table I.

caused by a near-by blast; D on account of seepage through the bottom of a recently constructed unlined canal located beyond the upper edge of the slope; E as a result of the heaviest rainfall since the time when the slope was formed; F on account of the gradual softening of stiff, fissured clay on which the slope was located, and G on account of an exceptionally rapid drawdown produced by a partial failure of the storage dam or the failure of an outlet valve.

The ups and downs of the curves A to E reflect the sequence of dry and wet spells, and those of curve G the normal variations of the free water level adjoining the slope of a storage reservoir. Special attention is called to curve B in Figure 10a, which



represents a slope failure caused by a slight undercutting of the foot of the slope. The effects of this operation were not important enough to cause immediate failure. Yet, without it, the heavy rains that fell on the slope several years later would not have produced a slide. Hence the undercutting was the real cause of the failure, but the rainstorm was equally essential. This is one of many instances in which a slope failure can be accounted for only by a combination of two of the processes listed in column D of Table 1.

The degree of stability of an existing or a proposed slope cannot be reliably estimated, unless the process or processes, which may conceivably lead to a failure, are clearly understood and quantitative information regarding the controlling factors is available. The means for securing this information will be discussed in the last part of this paper.

#### DYNAMICS OF A LANDSLIDE SURFACE MOVEMENTS PRECEDING A SLIDE

It has often been stated that certain slides occurred without warning. Yet no slide can take place unless the ratio between the average shearing resistance of the ground and the average shearing stresses on the potential surface of sliding has previously increased from an initial value greater than one to unity at the instant of the slide. The only landslides which are preceded by an almost instantaneous decrease of this ratio are those due to earthquakes (Table 1, column D, action 3) and to spontaneous liquefaction (action 13). All the others are preceded by a gradual decrease of the ratio which, in turn, involves a progressive deformation of the slice of material located above the potential surface of sliding and a downward movement of all points located on the surface of the slice. Hence if a landslide comes as a surprise to the eyewitnesses, it would be more accurate to say that the observers failed to detect the phenomena which preceded the slide. The slide of Goldau, (Fig. 4) took the villagers by surprise, but the horses and cattle became restless several hours before the slide, and the bees deserted their hives (Heim, 1882). The clay slides which occurred in the spring of 1935, during the construction of the German superhighway from Munich to Salzburg, came as a surprise to the supervising engineers, but one week before the movements started the laborers claimed that "the slope becomes alive."

In Figure 11 the ordinates of the curve located above the horizontal axis represent the factor of safety  $G$ , of the slope with respect to sliding, and those of the curve below the axis the downhill movement of a point  $P$  in the upper reaches of the slide area. The abscissas represent the time which elapsed since the instant when the internal or external conditions for the equilibrium of the slope became worse than they ever had been. The line  $Oa$  shows the movement which preceded the slide. The distance  $OD_1$  through which the point moved was covered in a time  $t_1$ .

The distance  $OD_1$  (Fig. 11) depends primarily on the thickness of the zone within which the state of stress approaches the state of failure. If this zone is very thin, as in the slide of Goldau (Fig. 4), the distance  $OD_1$  (Fig. 11) will hardly exceed an inch, yet its effects were conspicuous enough to attract the attention of animals. On the other hand, if the potential surface of sliding is located in a fairly homogeneous mass of clay, or of residual soil which does not contain exceptionally weak seams or layers,

the distance  $OD_1$  in Figure 11 may amount to several feet, and the displacement is likely to be associated with the formation of tension cracks along the upper boundary of the slide area.

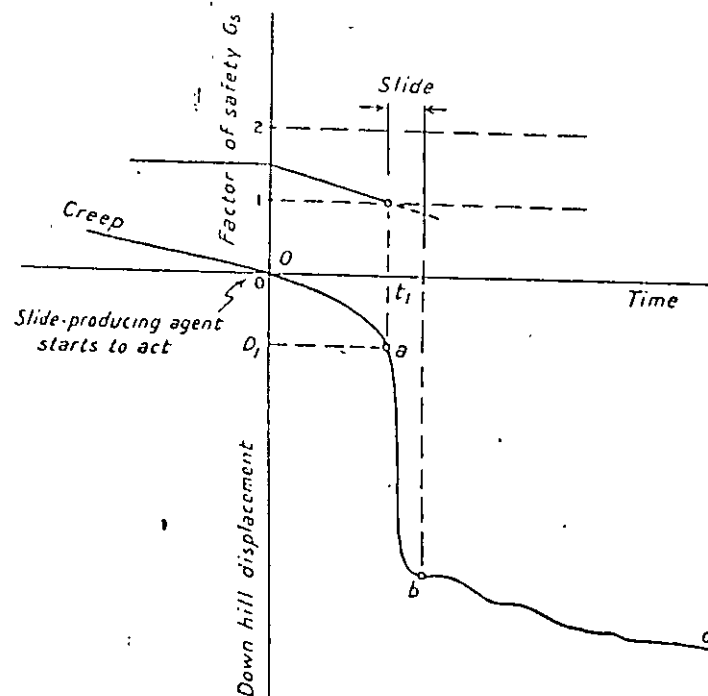


FIGURE 11.—Diagram illustrating the ground movements which precede a landslide

#### MOVEMENTS DURING THE SLIDE

Shear failures, along a surface of sliding through any material, are associated with a decrease of the shearing resistance. (See for instance Terzaghi and Peck, 1948, p. 81, 88.) Therefore, during the first phase of the slide, the sliding masses advance at an accelerated rate as shown by the upper part of the curve  $ab$  in Figure 11. However, as the slide proceeds, the force which tends to maintain the sliding movement decreases, because the mass comes into more and more stable positions. Therefore the accelerated movement changes into a retarded one, and finally it stops or assumes the character of creep.

The maximum velocity of the movement depends on the average slope angle of the surface of sliding, the importance of the effect of the slip on the resistance against sliding, and the nature of the stratification. The steepest surfaces of sliding develop in fairly homogeneous materials, such as irregularly jointed rocks (Fig. 5), cemented sands, and loess, which combine cohesion with high internal friction. Therefore slides in such materials are likely to be sudden.

The decrease of the shearing resistance produced by the slip ranges between about 20 per cent for fairly loose sand and clays with low sensitivity and probably 90 per cent for very loose, saturated sand or silt and soft extrasensitive clays. Slides in very sensitive clays and loose, saturated sand occur so rapidly that passing trains are likely to be wrecked. The slide of Vita Sikudden in Sweden is an example. It occurred in 1918 and claimed not less than 41 victims (Jarnvagrstyrelsen, 1922).

If a slide occurs on account of an excess hydrostatic pressure at the horizontal boundary between sand or silt and clay, the maximum velocity of the movement is likely to be very high even if the surface of sliding is horizontal. This is probably due to the fact that the deformation of the clay stratum remains very small until the instant when the slip removes the restraint on the base of the clay. The slide shown in Figure 3 and the Hudson slide (Fig. 9) are examples. The row of sheet piles shown in Figure 3 advanced in a few minutes over a length of about 1200 feet to a distance up to 60 feet from its original position. The Hudson slide was associated with a heave of the bottom of the valley, and the course of the creek which flowed in the valley was diverted by the formation of a ridge (Fig. 9) "So quickly were the waters discharged that fish were stranded on the bottom" (Newland, 1916, p. 103).

By contrast, slides due to an increase of the shearing stresses on a potential surface of sliding in more or less homogeneous masses of residual soil or of clay with low sensitivity seldom attain a velocity of more than a foot per minute, and the velocity may be as low as a foot per hour.

#### MOVEMENTS AFTER THE SLIDE

After the descent of the sliding mass has eliminated the differences between the driving and the resisting force (point b, Fig. 11), the movement passes into a slow creep, unless the slide has radically altered the physical properties of the sliding mass. The change can be due either to mechanical mixture of the slide material with water or to a destruction of the intergranular bonds at unaltered water content of the material.

The slide at Swir (Pl. 2) is an example of a process leading to a mechanical mixture of slide material with water. Before the slide occurred, the glacial till overlying the Devonian clay was firm and stable, and its porosity hardly exceeded 25 per cent. The expansion of the underlying clay broke the glacial till into large fragments. Rain water accumulated in the crevices between fragments. It caused disintegration and collapse of the fragments; and the mixture of water and till fragments flowed into the cut. During this process the porosity of the till must have increased from 25 to at least 40 per cent. Otherwise the slide material could not possibly have flowed like molasses.

The other example (p. 1105) is that of a process of disintegration of the slide material, as shown by the slide which took place in 1924 in Kenogami, south of the Saguenay River in the Province of Quebec. The area is located at the head of a shallow gully which descends from the site of a pulp and paper mill toward the Au Sable River, a tributary of the Saguenay River. The gully was carved out of clay.

Upstream from the head of the gully the Au Sable River was dammed to form a pond, as shown in the sketch (Fig. 12). Prior to the slide the bottom of the gully

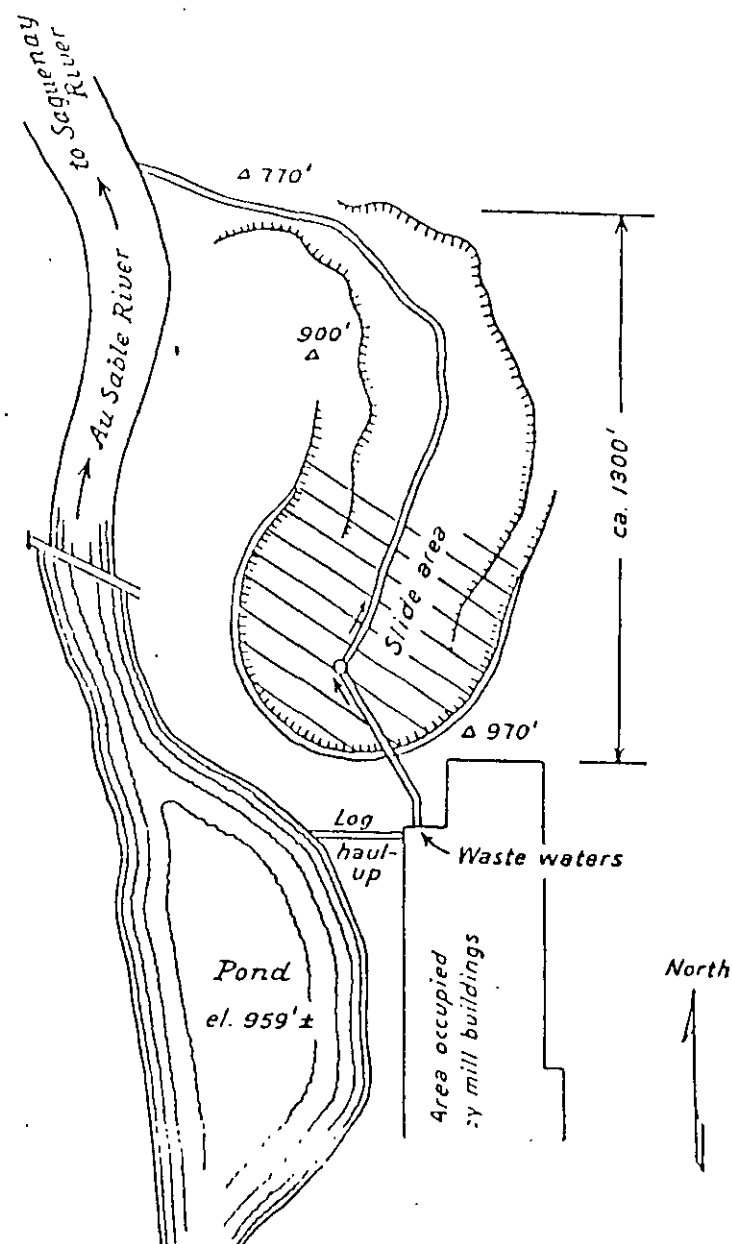


FIGURE 12.—Sketch map of the site of the Kenogami slide south of the Saguenay River, province of Quebec, Canada

descended from the plateau occupied by the mill toward the Au Sable River with an average gradient of about 1:10, and the side slopes of the gully were gentle. Most of

the water which flowed through the gully came out of the discharge conduits of the mill.

In 1923 the capacity of the mill was considerably increased. As a consequence the waste-water discharge also increased, and the waste-water streamlet began to erode, starting at the head of the gully. During the spring and summer of 1921 the canyon, carved out by the streamlet, attained a maximum depth of about 70 feet, and its sides rose at an angle of about 65°. At that stage the walls of the canyon started to collapse. Slice after slice broke down, leaving vertical cliffs, probably representing the rear walls of tension cracks.<sup>4</sup> The collapsing slices crumbled, and the fragments formed a mud flow which descended on the bottom of the canyon with a velocity of 8 to 10 miles per hour into the valley of the Au Sable River and further on to the Saguenay River. The erosive action of the mud flow further increased the depth of the canyon to a maximum of about 100 feet and the gradient of the mud flow decreased to about 6°. The quantity of material which came out of the gully amounted to about 2.5 million cubic yards. Figure 2 of Plate 3 shows the cliffs at the head of the canyon a short time after the walls became stable. An eyewitness, who had the misfortune to stand on top of one of the slices while it was collapsing, described the mud-flow (Personal communication, Mr. H. L. Munro) in the following words:

"... after reaching the bottom I was thrown about in such a manner that at one time I found myself facing upstream toward what had been the top of the gully... The appearance of the stream was that of a huge, rapidly tumbling, and moving mass of moist clayey earth... At no time was it smooth looking, evenly flowing or very liquid. Although I rode in and on the mass for some time my clothes afterwards did not show any serious signs of moisture or mudstains... as I was carried further down the gully away from the immediate effect of the rapid succession of collapsing slices near its head... it became possible to make short scrambling dashes across its surface toward the solid ground at the side without sinking much over the ankles."

The topographic and hydrologic conditions attending the Kenogami slide strictly excluded the possibility that the water content of the sediment increased during the brief interval between the collapse of a slice and the descent of its fragments by flow on a very gentle slope. In other words, the same sediment which was stiff enough to form vertical cliffs with a height of 50 feet (Pl. 3, fig. 2) flowed a few seconds later on a gentle slope, at unaltered water content. Such a rapid transformation is conceivable only if the sliding sediment consists of an extrasensitive clay. In its natural state such a clay has the character of a brittle material with a considerable compressive strength. However, if it is remolded by kneading in the hand, it becomes so soft that it can easily be extruded between the fingers.

The preceding account of the eyewitness of the Kenogami slide indicates that the clay fragments themselves remained intact. However, at the surfaces of contact between the fragments the clay became remolded. At these surfaces it assumed the consistency of a viscous liquid, which acted as a lubricant and transformed the accumulation of relatively stiff chunks into a mud flow.

Extrasensitive clays are commonly very thixotropic. (See, for instance, Terzaghi

<sup>4</sup>The collapse of the slices was probably preceded by settlement which in turn produced the steep fissures. If this assumption is correct the peculiar character of the slides was due to process 5, Table 1 (Creep in weak stratum below the level of the foot of the cliff).

<sup>5</sup>When the writer of this paper stepped onto the mass of disintegrated boulder clay which overflowed the upper edge of the clay stratum at Swir 111 (Pl. 2), he sank rapidly more than knee-deep and he could not extricate himself without speedy assistance. This fact illustrates the great difference between the mud flow at Swir 111 and the Kenogami flow.

and Peck, 1948, p. 16.) Hence the strength of such clays is likely to increase considerably, at unaltered water content, after the clay has moved out of the slope. In Finland, where extrasensitive clays with high water content are rather common, the following observation has been made. A few days after a slide in such a clay has occurred, the clay, which flowed out of the slope, is likely to be stiff enough to support the weight of light construction equipment; yet, immediately after the slide, one can hardly walk on the slide material without sinking into it.

If a slide causes the disintegration and breakdown of a mass of nonthixotropic sediments, such as glacial till or loess, during a period of heavy rainfalls, the slide material is likely to creep very actively for many years after the slide, and every new rainstorm accelerates the rate of creep. This process is indicated by the steps in the trend of the line *bc* in Figure 11. Examples are the soil movements which followed the Drynock slide in Canada (Eng. Rec., 1909) and the failure of the base of a railroad fill in Austria (Raschka, 1912). The seasonal acceleration may be important enough to damage lines of communication crossing the slide material, and remedial measures are indicated.

## LANDSLIDE PROBLEMS

### PREVENTIVE MEASURES

The practical importance of a thorough investigation of the degree of stability of existing and of proposed slopes is illustrated by the following statistics published by Ladd (1934):

"Within the last three years landslides have resulted in more than 3,000 deaths and very great material losses. Since the spring of 1931 landslides have led to at least thirteen railroad disasters, four of which were in foreign countries and nine in the United States. By these, 227 people were killed and 31 were injured."

The foremost requirements for slide prevention are reliable information on the geologic structure of the ground adjoining the slope under consideration, to be obtained by test borings combined with a geologic survey and a clear conception of the processes which may conceivably lead to a failure of the slope. The processes that produce slides are listed in Table 1 (Nos. 1 to 19).

The first step toward slide prevention is to take all the measures required to make the slide-producing processes as ineffective as conditions permit. The rise of the piezometric surface behind the slope, associated with a displacement of air during heavy rainstorms (process 7), can be reduced by covering the slope and a broad strip of the area beyond the crest of the slope with a layer or lining having a low permeability. The formation of ice layers (process 11) and subsequent sloughing, known as solifluction, can be counteracted by drainage and various other means. (See, for instance, Terzaghi and Peck, 1948, p. 131-134.) The formation of deep shrinkage cracks (process 12) can be avoided by covering the slope with sod or a thick layer of sand. The danger of spontaneous liquefaction (processes 3 and 14) can be eliminated by compaction. The available technical means for accomplishing it was described by Terzaghi and Peck (1948, p. 379-381). The risk of slope failures, due to the concentration of flow lines at the foot of a slope after rapid drawdown (process 13), can be avoided by covering the lower part of the slope with an inverted filter of a weight

sufficient to counteract the seepage pressure exerted by the percolating water (Reimus, 1918). Seepage from an artificial source of water, such as a canal or a storage reservoir (process 16-18), can be prevented by a water-tight lining of the bottom of the body of open water, a cut off, deep drains, or a combination of these. The danger of subsurface erosion (process 19) can be removed by covering the exit area of the water veins with an inverted filter or by adequate drainage (Terzaghi and Peck, 1948, p. 502-514). If the soil located beneath the slope contains layers or pockets of relatively permeable material such as sand or silt which may conceivably communicate with a distant aquifer (process 15), drainage is imperative. If the process which led to the Hudson slide of 1915 (Fig. 14) had been recognized, the catastrophe could have been avoided at a moderate expense, by "bleeding" the gravel beneath the varved clay.

By means of these and similar provisions it is commonly possible to prevent a decrease of the degree of stability of the slope. There are, as a matter of course, exceptions to this rule. Slides on slopes on stiff, fissured clay, due to the gradual softening of the slope-forming material (process 8), are an example. However, the effect of time on the stability of such slopes may be evaluated on the basis of experience. Figure 6 is a graphic representation of what experience can teach a competent observer.

The next step is to estimate the degree of stability of the existing or proposed slope under the conditions prevailing at the time of the investigation. If a slope is located on clay, which does not contain layers or pockets of relatively permeable materials, a fairly accurate computation of the factor of safety of the slope, with respect to sliding, can be made on the basis of the results of laboratory tests on undisturbed samples. This investigation belongs in the realm of soil mechanics.

The stability of slopes on clay containing layers of soil or sand and that of slopes on relatively permeable materials, such as silt or coarser sediments, depends not only on the physical properties of the slope-forming material but also to a large extent on the pore-water pressure in the most permeable members of the geologic system. In such instances it is necessary to secure reliable information concerning the pore-water pressure.

Standard observation wells can be relied upon only if their lower ends are located in relatively permeable material, not finer than fine sand. Otherwise it is necessary to use pore-pressure gages (Terzaghi, 1943a). The relative merits of the existing types of gages are being investigated by the Subcommittee on the Measurement of Pore Water Pressures in Earth Dams and their Foundations (chairman Prof. R. B. Peck, Univ. of Illinois), Committee on Earth Dams, Soil Mechanics & Foundations Division, A S C E.

Figure 13 is an example of the surprising results which may be obtained by gage observations. Figure 13a is a section through the upper part of a stratum of stiff, glacial clay consisting of three layers. The uppermost layer, labeled  $C_1$ , is remarkably homogeneous. In order to get information on the gradual consolidation of the clay, under the influence of the weight of an ore pile, pressure gages were installed in the stratum  $C_1$ , at different depths below the surface. To the surprise of everybody concerned, the gage readings showed that the pore water was under artesian pressure

before the ore was piled up. The results of the gage readings are shown in Figure 13b.

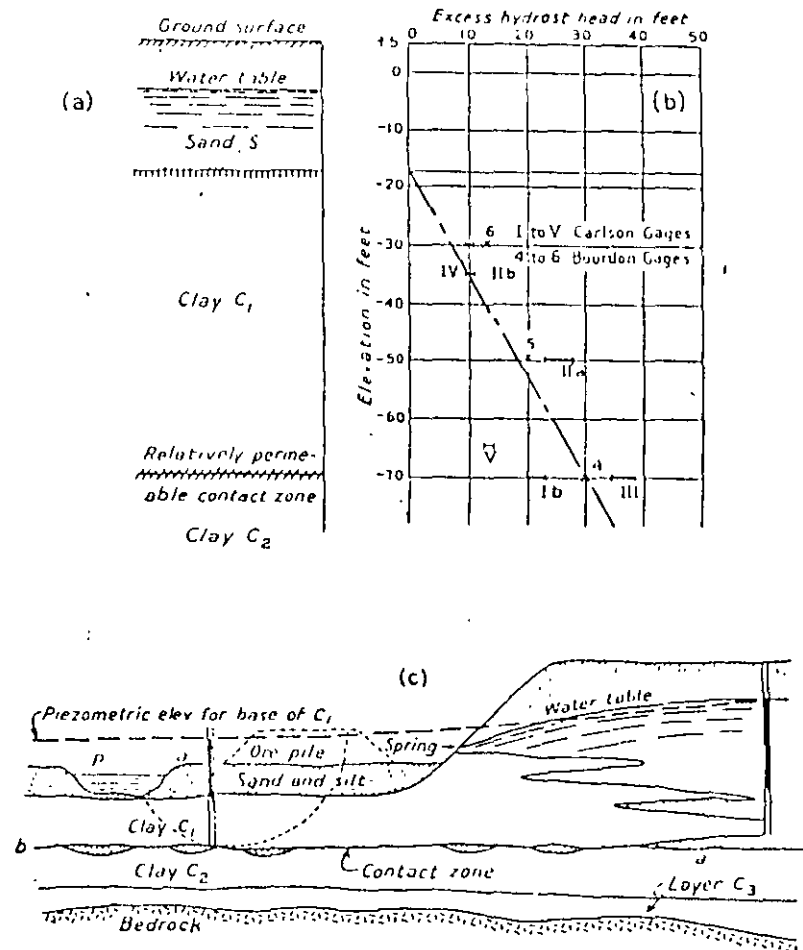


FIGURE 13—Artesian conditions

(a) Section through upper part of stratum of glacial clay. (b) Results of pore-pressure gage readings which disclosed the existence of artesian conditions in top layer  $C_1$  prior to application of ore load. (c) Diagram illustrating the writer's hypothesis concerning the origin of the artesian pressure.

The probable origin of the artesian pressure is illustrated by Figure 13c. South of the valley floor, occupied by the ore yard, the clay stratum  $C_1$  interfingers with the sand and gravel stratum located beneath a terrace formerly occupied by a city park. It was learned from well records that the water table beneath the plateau is between

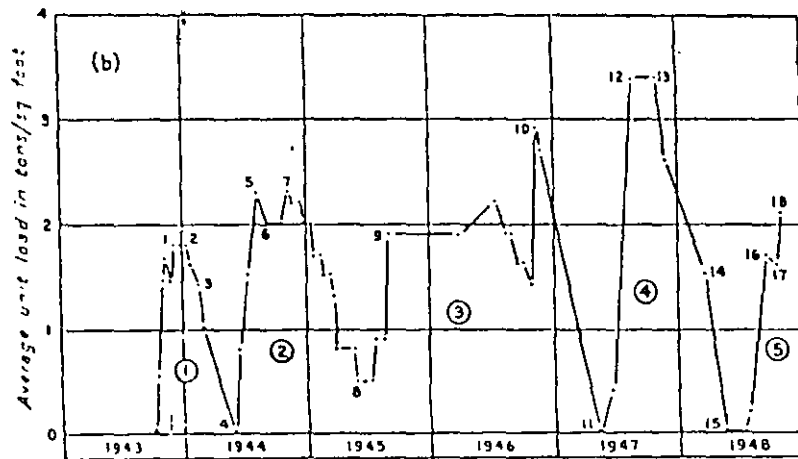
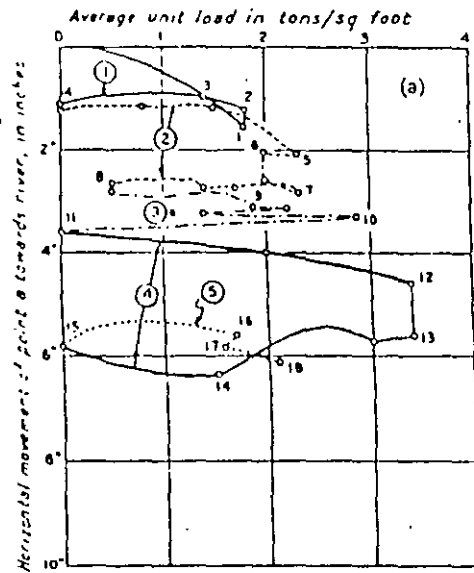


FIGURE 14.—Ore loading

(a) Relation between unit load on base of ore pile shown in Figure 13b and the horizontal outward movement of point *a*, Fig. 13c. (b) Seasonal variations of ore load. The numerals 1 to 18 in (a) indicate the stages of loading 1 to 18 in diagram (b). The numerals surrounded by circles represent the numbers of the cycles of loading.

50 and 90 feet above the valley floor. The test borings have shown that the clay beneath the ore yard is locally stratified. Hence the artesian pressure seems to be due to the existence of relatively permeable connections between the sand and silt seams

in the clay and the water-bearing mass of sand and gravel beneath the plateau south of the ore yard. However, the scattering of the recorded artesian pressures, from the average represented by the dash-dotted line in Figure 13a, indicates that the communications are imperfect.

If the geologic structure of the ground beneath a slope is complex, or if an accurate determination of the average shearing resistance of the ground along the potential surface of sliding is impracticable, a landslide can be forestalled by adequate field observations. These are based on the fact that every landslide is preceded by creeplike movements represented by the line *Oa* in Figure 11. In order to detect these movements, reference points are established on those parts of the potential slide area which are likely to move most actively, and the position of the points with reference to a stable base is periodically determined. If the observations show that the rate of movement increases without any change in external conditions, the rise of the slope is reduced by excavation.

Figure 14 shows the results of the periodic survey of reference points. The observations were made for determining the height to which ore can be piled up on the valley floor shown in Figure 13c, without the risk of a failure by sliding toward the river. The location of the ore pile and the position of the potential surface of sliding are indicated in Figure 13c by dotted lines. For the sake of convenience the reference points were established at the waterfront, *a*, in Figure 13c. Figure 14b shows the seasonal variations of the load on the ore yard, and Figure 14a represents the relation between the unit load on the ore yard and the corresponding outward movement of point *a* (Fig. 13c).

Based on the knowledge of the physical properties of the clay obtained by laboratory tests on undisturbed samples of clay *C*<sub>1</sub>, and on the results of the observation shown in Figure 14a, it was concluded that it is safe to increase the load on the yard until the outward movement of point *a* (Fig. 13b) amounts to 2 feet. If the soil test and field observations had not been made, the safe load on the ore yard could not have been guessed.

The Swedish Geotechnical Commission has proposed the following procedure for preventing railroad accidents due to clay slides in railway cuts. In cuts with slopes of doubtful stability, flexible pipes are installed in vertical drill holes, whose lower end is located well below the elevation of the deepest point of the potential surface of sliding. Into the bottom of the drill hole is driven a rod, which, at the outlet, is located in the center line of the pipe. If the ground starts to move the upper part of the pipe moves with it, whereas the rod retains its position. As soon as the upper part of the rod touches the uppermost section of the pipe, an electric circuit is closed and automatically operated block signals located at the ends of the cut go into action, and traffic through the cut is discontinued until the danger is eliminated by trimming the slopes or other appropriate means (Jarnvagrastyrrelsen, 1922).

#### LANDSLIDE CORRECTION

If a slope has started to move, the means for stopping the movement must be adapted to the processes which started the slide (Table 1, column C). It is hardly an exaggeration to say that most slides are due to an abnormal increase of the pore-water

pressure in the slope-forming material or in a part of its base (processes 6, 7, 13, 15, 16). In such instances radical drainage is indicated.

The extraordinary efficacy of drainage has recently been demonstrated by the following observation. During a tropical cloudburst, involving a precipitation of 9 inches in 24 hours, a slide occurred on a slope rising at an average angle of 30°.

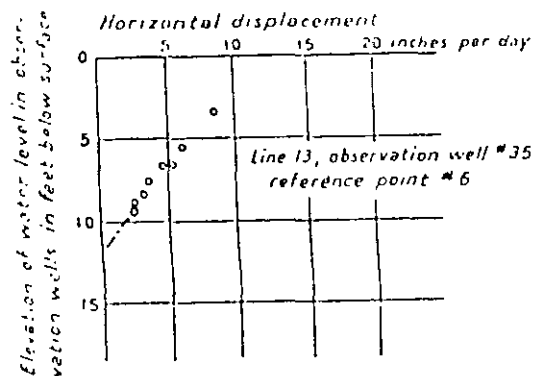


FIGURE 15—Diagram showing the relation between the position of the water table with reference to a slope after failure (ordinates) and the horizontal component of the corresponding downhill movement of the surface of the slope

The slope is located on deeply weathered metamorphic rocks, and the deepest part of the surface of sliding was about 130 feet below the surface. The slide area was about 500 feet wide, 1000 feet long, and the quantity of material involved in the slide exceeded half a million cubic yards.

Since the slide occurred in the close proximity of a hydro-electric power station, immediate action was indicated. In order to get quantitative information concerning the ground movements and the factors which determine the rate of movement, reference points were established on several horizontal lines across the slide area, and observation wells were drilled in the proximity of the reference points. By plotting the vertical distance between slope and the water level in the wells as ordinates, and the corresponding rate of movement of the adjoining reference points as abscissas, diagrams like Figure 15 were obtained. Although the moving mass had a depth up to 130 feet, the diagrams showed that the lowering of the water table by not more than about 15 feet would suffice to stop the movement.

Drainage was accomplished by means of toe trenches, drainage galleries, and horizontal drill holes extending from the headings into water-bearing zones of the jointed rock. The movements ceased while the drainage was still in an initial state. The following rainy season brought record rainfalls; yet the ground movements in the slide area remained imperceptible.

Drainage can also be used to advantage if the water seeps through open joints between chunks of relatively impermeable material such as shale (Forbes, 1917).

If the permeability of the slide material is too low to permit drainage by pumping from wells or bleeding through galleries, the resistance against sliding can be increased

and the ground movements can be stopped by means of the vacuum method or the electro-osmotic method (Terzaghi and Peck, 1948, p. 337-340). Both procedures create a reduction of the pore-water pressure associated with a permanent decrease of the water content of the drained strata which, in turn, increases the cohesion and shearing resistance of the ground. Similar effects can be obtained by circulating hot, dry air through galleries located within the unstable material (Hall, 1931).

If drainage is difficult or if its success is doubtful, the ground movements can be stopped either by reducing the slope angle or by constructing artificial barriers, such as heavy retaining walls or rows of piles across the path of the moving material. A list of the current procedures and comments on their efficacy have been published by Ladd (1935). (See also Seaton, 1938.)

Every landslide or slope failure is the large-scale experiment which enables competent investigators to draw reliable conclusions regarding the shearing resistance of the materials involved in the slide. Once a slide has occurred on a construction job, the data derived from the failure may permit reliable computation of a factor of safety of proposed slopes on the same job and modification of the design in accordance with the findings. This procedure was successfully used during the construction of several of the German superhighways on treacherous ground (Gottstein, 1936).

#### CO-OPERATION BETWEEN GEOLOGIST AND ENGINEER ON LANDSLIDE PROBLEMS

If a geologist is called upon to report on the degree of stability of an existing or a proposed slope, he is likely to furnish an adequate account of the geology of the site and of the hydrologic conditions. However, his understanding of the physical processes, which may impair the stability of the slope, is commonly deficient because he has not been trained to think in terms of exact physical concepts. This is demonstrated by the indiscriminate use of the term "lubrication" and other misnomers. Very few geologists have a clear conception of the difference between total and effective pressure, of the effect of the pore-water pressure and of surface tension on the shearing resistance of sediments, and of the relation between stress, strain, and time for cohesive soils. Yet, an opinion concerning the means for increasing the stability of a slope is merely guesswork unless it is based on a knowledge of fundamental physical relationships, and the guess may be wrong.

A civil engineer, trained in soil mechanics, may have a better grasp of the physical processes leading to slides. However, he may have a very inadequate conception of the geologic structure of the ground beneath the slopes, and he may not even suspect that the stability of the slope may depend on the hydrologic conditions in a region at a distance of more than a mile from the slope.

On account of the wide range of specialized knowledge and experience required for judging the stability of slopes, important landslide problems call for co-operation between geologist and engineer. To get satisfactory results the geologist should be familiar with the fundamental principles of soil mechanics, and the engineer should know at least the elements of physical geology.

#### REFERENCES

- Close, U., and McCormick, E. (1922) *Where the mountains walked*, Nat. Geog. Mag., vol. 41, p. 445-461.

- Eng. News-Rec. (1932) *Three dams on San Andreas fault have resisted earthquakes*, vol. 109, p. 218-219.
- Eng. Rec. (1909), *Landslides*, vol. 59, p. 737-740.
- Forbes, H. (1917) *Landslide investigations and correction*, Am. Soc. Civil Eng., Tr., vol. 112, Paper 2401, p. 377-412.
- Freeman, John K. (1932), *Earthquake damage and earthquake insurance*, New York, McGraw-Hill Book Co., Inc.
- Fuller, M. L. (1912) *The New Madrid earthquake*, U. S. Geol. Survey, Bull. 491, 119 pages.
- Gottstein, E. v. (1946) *Two examples concerning underground sliding caused by construction of embankments*, 1st Inter. Conf. Soil Mech., Pr. Cambridge, Mass., vol. III, p. 122-128.
- Griggs, David T. (1936) *Deformation of rocks under high confining pressures*, Jour. Geol., vol. 44, p. 541-577.
- Haeferli, R. (1911) *Zur Erd- und Kriechdruck Theorie*, Schweiz. Bauztg., vol. 124.
- Hardy, W. H. and T. V. (1919) *Note on static friction and on the lubricating properties of certain chemical substances*, Philos. Mag. London, vol. 39, no. 223, p. 32-35.
- Heun, A. (1892) *Überdigerstürze*, Naturf. Gesell. Zürich, Neujahrsblatt 81.
- Hill, R. A. (1934) *Clay stratum dried out to prevent landslides*, Civil Eng., vol. 4, p. 403-407.
- Hollingsworth, S. E., Taylor, J. H., and Kellaway, G. A. (1941) *Large-scale superficial structures in the Northampton Ironstone Field*, Geol. Soc. London, Quart. Jour., vol. C, p. 1-44.
- Järnvägstyrelsen (1922), *Statens Järnvägars Geotekniska Kommission, 1914-1922*, Final Rep. to Royal Rd. State Railroads, May 31.
- Koppejan, A. W., van Wamelen, H. M., and Weinberg, I. J. H. (1948) *Coastal flow slides in the Dutch Province of Zeeland*, 2d Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Pr., Rotterdam, Holland, vol. V, p. 89-96.
- Ladd, G. E. (1934), *Bank slide in deep cut caused by draught*, Eng. News-Record, vol. 112, p. 324-326.
- (1935) *Landslides, subsidences and rockfalls*, Am. RR. Eng. Assoc., Pr., vol. 36, p. 1091-1167.
- Lapworth, H. (1911) *The geology of dam trenches*, Inst. Water Eng., Tr., vol. 16, p. 25.
- Lehmann, O. (1926) *Die Verheerungen in der Sandlinggruppe*, Denkschrift Ak. Wiss. Wien, Math. natw. Klasse, vol. 100, p. 263-299.
- Lugeon, M., and Oulianoff, N. (1922) *Sur le balancement des couches*, Univ. de Lausanne, Lab. Géol. Géog. Bull., no. 32.
- Mackin, J. H. (1911) *A geologic interpretation of the failure of the Cedar Reservoir*, Washington. Eng. Expt. Sta., Bull. 107, Univ. Washington.
- Marmier, H. A. (1930) *Chart datum*, U. S. Coast Geol. Survey, Spec. Pub. 170.
- McCunnell, R. G., and Hirock, R. W. (1904) *Report on the great landslide at Frank, Alberta, Canada*, Dept. Interins., Ann. Rept. 1902-1908, pt. 8, 17 pages.
- Mohr, C., Haeferli, R., Meisser, L., Walte, F. and Schaad, W. (1947) *Umbau der Landquaribrücke der Klattischen Bahn in Klosters*, Schweiz. Bauztg., vol. 65, p. 5-8, 20-21, 32-37.
- Newland, D. H. (1916) *Landslides in unconsolidated sediments*, M. Y. State Mus., Bull. 187, p. 79-105.
- Pollack, V. (1913) *Über Seeuferbewegungen*, Österr. Wochenschr. für öffentl. Baudienst, vol. 19, Heft 35, p. 595-603.
- Raschka, H. (1912) *Die Rutschungen im Abschnitt Ziersdorf-Eggenburg der Kaiser-Franz-Josefs-Bahn*, Ztschr. Österr. Ing. Arch. Ver., p. 561.
- Retzius, E. (1918) *On the stability of the upstream slope of earth dams*, Doctor's Thesis, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm, Sweden.
- Scheidig, A. (1934) *Der Loss und seine geotechnischen Eigenschaften*, Theodor Steinkopf, Dresden and Leipzig, 233 pages.
- Seaton, T. H. (1938) *Engineering problems associated with clay, with special reference to clay slips*, Inst. Civil Eng. Jour. (London), Paper 5170, p. 457-498.
- Sharpe, C. F. S. (1938) *Landslides and related phenomena*, Columbia Univ. Press, New York, 136 pages.
- Sharpe, C. F. S., and Dosch, E. F. (1942) *Relation of soil-creep to earth-flow in the Appalachian Plateaus*, Jour. Geomorph., vol. 5, p. 312-324.
- Skempton, A. W. (1948) *The rate of softening of stiff, fissured clays*, 2d Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Pr., Rotterdam, vol. II, p. 50-53.
- Terzaghi, K. (1925) *Erdbaumechnik*, Franz Deuticke, Wien, 399 pages.
- (1936) *Stability of slopes on natural clay*, 1st Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Pr. Cambridge, Mass., vol. I, p. 161-165.
- (1912) *Soil moisture and capillary phenomena in soils*, Physics of the Earth, vol. IX (Hydrology), McGraw-Hill Co., New York, p. 331-363.
- (1943a) *Measurements of pore-water pressure in silt and clay*, Civil Eng., vol. 13, p. 33-36.
- (1943b) *Theoretical soil mechanics*, John Wiley and Sons, New York, 510 pages.
- and Peck, R. B. (1948) *Soil mechanics in engineering practice*, John Wiley and Sons, New York, 566 pages.
- Toms, A. H. (1946) *Folkestone Warren landslips: Research carried out in 1939 by the Southern Railway Company*, Inst. Civ. Eng., RR. Eng. Div., Railway Paper no. 19.

THE INFLUENCE OF GROUNDWATER ON STABILITY

by  
Norbert R. Morgenstern  
Professor of Civil Engineering  
University of Alberta  
Edmonton, Alberta

Prepared for  
Symposium on Stability for Open Pit Mining  
November 23-25, 1970  
Vancouver, B.C.

November, 1970



## INTRODUCTION

An understanding of the role of water in controlling the stability of rock masses is central for a rational approach to the subject. The presence of water can hinder mining operations in two ways:

- 1) excessive discharge
- 2) excessive pressure

It should be noted that if the rock mass is very tight, excessive pressures can exist without large discharges. Alternatively, if abundant water is available and the rock mass is open, then substantial discharges can occur under quite small pressures. The problems associated with excessive discharge are usually well understood by the mining engineer. Vehicle mobility is inhibited, some areas are flooded and hence become inaccessible; at best, a costly nuisance exists. The methods of solving these problems are also well-known to mining engineers. They generally involve tapping the source of the excessive discharge and channeling it away in such a manner that any hindrance to the mining operation is minimized. The effects of water pressure on the stability of rock masses are less obvious and the following will be devoted solely to this aspect of the problem. The manner in which water pressures enter into the consideration of stability is made clear by an understanding of the concept of effective stress.

### The Concept of Effective Stress

The simplest mechanical model for the problem of rock slope

stability consists of a rough, rigid block sliding down an inclined plane under the influence of gravity. This is illustrated in Figure 1. The down-slope component of the weight of the block tends to produce movement which is resisted by the shearing force generated by friction along the base of the block. The shear stress per unit area inducing movement is

$$s = \frac{W}{A} \cdot \sin \alpha \quad \dots \dots (1)$$

while the normal stress per unit area transmitted across the slip surface is

$$p = \frac{W}{A} \cdot \cos \alpha \quad \dots \dots (2)$$

Since the interface is rough, the normal stress induces a frictional resistance per unit area which is

$$\tau = \frac{T}{A} = p \cdot \tan \phi \quad \dots \dots (3)$$

where  $\phi$  is the angle of friction at the interface. Sliding occurs when the shear stress equals the resistance, i.e.,

$$s = \tau \quad \dots \dots (4)$$

$$\text{or, } \alpha = \phi \quad \dots \dots (5)$$

As is well-known, sliding occurs in this case when the plane is inclined to the horizontal at an angle equal to angle of friction.

If there is a water pressure,  $u$ , acting at the interface, equation (5) is no longer true in general. The stress acting across the plane under consideration, as defined above, is called the total normal stress and the difference between the total stress and the water pressure,  $p-u$ , is called the effective normal stress. The effective normal stress will be denoted here by  $p'$ . It was clearly recognized by Terzaghi (1925, 1936)

that the frictional resistance to shear is controlled by the effective normal stress and not by the total stress acting across the slip surface. Hence, when water pressure effects are present, the following form of equation (3) should be used.

$$\tau = p' \tan \phi \quad \dots \dots (6)$$

Hubbert and Rubey (1959) have expounded the role of effective stresses in explaining certain geological phenomena and the significance of the concept of effective stress has been reviewed by Skempton (1960).

If the equilibrium of the sliding block depicted in Figure 1 is reconsidered in terms of effective stress when water pressure effects are present it can be shown that sliding will occur at an angle  $\alpha$  given by

$$\tan \alpha = \left(1 - \frac{u}{p}\right) \tan \phi \quad \dots \dots (7)$$

In the limit when the water pressure equals the total normal pressure the block is made fully buoyant and it develops no frictional resistance. Therefore the reduction in strength and stability of a rock mass may be substantial when water pressures in the rock mass become high.

This may be further illustrated by means of the beer-can experiment cited by Hubbert and Rubey (1959). A length of plate glass is cleaned and prepared so that it will retain a continuous film of water when wetted. An empty beer-can is placed on it in an upright position and the plate is tilted until the can begins to slide. This will occur at an inclination to the horizontal of about  $17^{\circ}$ . Since the frictional resistance is independent of the area of contact, the same result will

be obtained when the experiment is repeated with the can in an upside-down position. Next, the can is chilled by placing it in the freezing compartment of a refrigerator and the experiments are repeated. When the can is placed on the glass with its open end upward, the angle of sliding is found to be the same as that obtained previously. Hence the coefficient of friction of metal on wet glass is insensitive within the range of temperature of the experiment. Finally the can is rechilled and placed on the glass with its open end downward. In this case, sliding will take place at an inclination substantially less than  $17^{\circ}$ . The experiments are summarized in Figure 2.

In the last case, the air inside the can becomes warm and as it expands the pressure increases. This increase in pressure supports the weight of the can in part. It reduces the normal component of the force between the metal and the glass without affecting the tangential component. When the can slides to the edge of the glass it will stop when the pressure is released.

A detailed explanation is illustrated in Figure 3. If  $P$  is the normal component of the force exerted by the can on the glass, and  $S$  is the tangential or shear component, sliding will occur when

$$\frac{S}{P} = \tan \phi \quad \dots (8)$$

If  $\alpha$  is the angle of tilt,  $u$  the excess pressure of the air inside the can over that outside,  $A$  the area of the base of the can and  $W$  its weight, then

$$S = W \sin \alpha \quad . . . . (9)$$

$$P = W \cos \alpha - uA \quad . . . . (10)$$

If we substitute (9) and (10) into (8), it is found that sliding occurs when  $\alpha$  satisfies the following relation:

$$\tan \alpha = \left( 1 - \frac{uA}{W \cdot \cos \alpha} \right) \tan \phi \quad . . . . (11)$$

This is the same form as equation (7) and serves to illustrate that the mechanics of this experiment and the influence of water pressures on the frictional resistance of rock are identical.

During studies associated with the solution of some landslide problems in the west of England, data were collected which reveal clearly the intimate relation between instability and changes in water pressure.\* Excessive embankment loading had been placed over old landslide debris and had caused substantial movements. While remedial works were being designed observations of movements and of changes in water pressure in the debris were obtained. The slip debris was composed of broken sandstone in a sandy to silty clay matrix which was derived from the mudstone members in the intact section. The slides had been dormant until reactivation by the imposed loading. While under study during the winter of 1965-1966 more movements occurred toward the end of December, 1965 and near the end of February 1966. An example of one of the horizontal observation markers

---

\*This case is drawn from the author's files.

is given in Figure 4. It shows that movements were very small until failure occurred. Then substantial deformations took place in a short period of time. They stopped almost as abruptly.\* Unfortunately it was necessary to abandon this marker before the next series of movements occurred. Vertical displacements at a point in the active slide area are given in Figure 5. Again large movements occurred in December 1965. Subsequently the slide stopped for several weeks but moved again in February 1966. Water pressures were measured in piezometers at several locations. One set of readings from an area immediately beside the one where displacements were being observed is given in Figure 6. It is seen that in response to rainfall and higher rates of infiltration water pressures rose and triggered the movements. As the pressures decreased so did the movements. But when high water pressures developed again in February, 1966 as a result of rainfall, movements recurred only to subside again when the pressures dissipated. This mechanism is readily understood in terms of the concept of effective stress. Another interesting feature of this example is that the slide debris was sufficiently free-draining that the water pressures dissipated readily. Had this not been the case, much larger movements would have ensued.

The determination of the water pressure distribution within a rock mass is an integral part of assessing its stability. The prediction of the change in the distribution as excavation proceeds is equally important

---

\*It should be noted that in general this type of behaviour will not always occur.

so that the most critical conditions are anticipated with projections that are not unduly pessimistic.

### Physics of Flow of Water in a Rock Mass

In order to calculate the water pressure distribution in a rock mass and to design in-situ tests, drainage schemes and observation procedures, it is essential to understand the basic laws governing the flow of water in a porous medium. When a fluid flows through a porous medium such as sand or jointed rock a resistance to flow is generated which may be likened to the resistance to flow through a circular tube. All other things being equal, a smaller tube will offer a greater resistance to the passage of a specified discharge velocity. Alternatively, a greater pressure is required to maintain a given velocity in a smaller tube. In a similar manner a material with smaller pores and cracks will offer greater resistance to the flow of water. This behaviour is expressed quantitatively in terms of Darcy's Law.

Figure 7 illustrates an experiment in which water flows through a column of saturated sand having a fixed length  $\Delta s$ . The ends of the column are connected to reservoirs whose height above some reference datum can be varied independently. Provision is made to measure the discharge  $Q$  which is the amount of water flowing through the specimen per unit time. When the discharge is measured for various differences in reservoir levels it is found that the discharge,  $Q$ , is proportional to the difference in

height ( $h_1 - h_2$ ). Algebraically, this may be expressed as:

$$Q = kA \frac{h_1 - h_2}{\Delta s} \quad \dots \dots (12)$$

where A is the cross sectional area of the tube,

and k is a constant of proportionality called the coefficient of permeability\*

For a representative specimen, k will be a constant, subject to some restrictions noted in a later paragraph.

From Figure 7, it may be seen that the height h may be expressed in terms of the pressure on the end of the column, p, and the height above the reference datum. For example,

$$h_1 = z_1 + \frac{p_n}{\gamma_w} \quad \dots \dots (13)$$

where  $\gamma_w$  is the bulk density of water.

Equation 13 reveals that it is both the combination of pressure and height above a reference horizontal level that causes flow. This is called the head h and is given, in general, by

$$h = z + \frac{p}{\gamma_w} \quad \dots \dots (14)$$

A physical interpretation of h may be obtained by recognizing that it is the height to which water would rise in a vertical stand pipe with one end at the point under consideration.

---

\*As defined here, this is sometimes known as the hydraulic conductivity.



Equation (12) may be rewritten in terms of a discharge velocity

$$v: \quad v = -k \frac{\Delta h}{\Delta s} \quad . . . . . (15)$$

where  $h_2 - h_1 = \Delta h$

and in the limit  $\Delta s \rightarrow 0$ , equation (15) becomes

$$v = -k \frac{dh}{ds} \quad . . . . . (16)$$

Equation (16) is Darcy's Law and it expresses the direct proportionality of discharge velocity to hydraulic gradient. A comprehensive discussion of permeability has been given by Scheidegger (1960).

Some typical values of permeability determined from laboratory tests on a variety of soils and rocks are assembled in Table I. It may be seen that the permeability of most rocks tested in the laboratory is extremely low. However, this is not in accord with field experience on both construction and mining projects. In numerous cases, particularly at shallow depths, the permeability has been found to be greater by several orders of magnitude. This discrepancy arises from the presence of cracks and other discontinuities in the rock mass which offer less resistance to flow than do the pores and micro-cracks in the intact rock. Figure 8 illustrates a rock mass made of impermeable rock but containing both vertical joints and horizontal bedding planes having a separation of  $W$  and  $L$  respectively. If the pattern of discontinuities is as indicated in the figure no sample of width less than  $W/2$  and length exceeding  $L$  can provide a continuous path of flow. Hence the measured permeability will

reflect that of the intact material and will in this case be zero. However, the permeability in the ground could be appreciable. The presence of the secondary structure gives rise to a secondary permeability which for many rocks is more significant than that of the intact material, at least in the stress range of interest to civil and mining engineers.

It is of interest to investigate the discharge under laminar flow conditions through a planar crack. If the crack separation is  $B$  and the walls are smooth, the relation between fluid velocity,  $v_f$ , and hydraulic gradient is given by (Lamb, 1957):

$$v_f = \frac{B^2}{12\mu} \cdot \gamma_w \cdot \frac{dh}{ds} \quad \dots \dots (17)$$

where  $\mu$  is the fluid viscosity.

Moreover, if there are  $N$  similar cracks in a parallel array per unit area, the discharge  $q$  per unit area will be

$$q = \frac{NB^3}{12\mu} \cdot \gamma_w \cdot \frac{dh}{ds} \quad \dots \dots (18)$$

by analogy with Darcy's Law, the equivalent permeability of a planar array of smooth cracks is:

$$k = \frac{NB^3 \gamma_w}{12\mu} \quad \dots \dots (19)$$

Using equation (19) it is possible to compute equivalent secondary permeabilities for combinations of  $N$  (cracks/cm) and  $B$  (cm). Figure (9) gives some of these results. Since the model under consideration here is extremely idealized, the important conclusion to be drawn here is that it takes relatively few cracks

of remarkably small aperture to increase the effective permeability of a rock mass by several orders of magnitude. However, the influence of cracks in a rock mass on the water pressure distribution may still be embraced by the concept of permeability provided that attention is given to measuring this parameter at the appropriate scale. Equation (19) also suggests that small changes in aperture openings can produce substantially larger changes in permeability.

Equation (17) has been confirmed experimentally by Huitt (1956) and Louis (1967). It has been used in comprehensive theoretical studies by Snow (1968(a)). Recent studies by Sharp (1970(a)) have revealed some limitations to the validity of the equation for flows beyond the linear laminar regime and for flows in rough non-planar fissures.

For many porous materials such as gravel the preferred orientation of the particles is not marked and hence the permeability does not vary with direction. This isotropic behaviour would also be representative of a rock mass having a random distribution of joints. However, many natural materials are also anisotropic and the directional variation of permeability must be considered if the water pressure distribution is to be calculated with accuracy. Similarly, if the discontinuities in a rock mass display preferred orientations, an anisotropic variation of permeability will be needed to adequately represent its hydraulic properties. Parsons (1966) has discussed the anisotropic permeability of fractured rocks. Since systematic orientation of joints and other discontinuities commonly occurs

considerations of anisotropy will often arise.

In most cases of rock slope stability it is reasonable to neglect the permeability of the intact rock and consider only the secondary permeability. If the distribution of discontinuities is known in detail together with the variation of joint continuities, aperture opening, surface roughness, non-planar features, and other characteristics of discontinuities in rocks it would be possible, at least in principle, to compute the distribution of water pressure in the rock mass from elementary hydrodynamics. Except in the simplest cases, this detailed information is not available and it is preferable to determine the water pressure distribution by solving the appropriate problem of flow through an equivalent porous medium.

Prior to excavation of a slope, a pattern of flow of groundwater would have been established. Toth (1963) and others (e.g., Freeze, 1969) have studied regional patterns of groundwater flow and have shown that local topography can play an important role in controlling groundwater motion and hence the water pressure distribution. As excavation proceeds the flow pattern in the area of concern will be altered. While it is true that time is required for these alterations to take place, in the following it will be assumed that for any configuration that we wish to analyze, the changes are complete and that steady-state conditions prevail. This is reasonable for all but the more impermeable materials. Procedures exist for solving transient problems but they are more difficult and will

not be treated here (Maasland and Bettinger, 1963).

To complete the formulation of the problem of finding the pressure distribution it is necessary to consider the conservation of mass which, together with steady-state conditions, means that there is no net flow into or out of an element of the porous medium. Consider the element shown in Figure (10) which for simplicity is subject to flow in only two directions. The net flow in the x direction is given by

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z$$

and in the y direction by

$$\frac{\partial v_y}{\partial y} \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z$$

From the condition of continuity expressed above

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0 \quad \dots \dots (20)$$

If the medium is isotropic, Darcy's Law takes the following form:

$$v_x = -k \frac{dh}{dx} ; \quad v_y = -k \frac{dh}{dy} \quad \dots \dots (21)$$

and from equations (20) and (21),

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad \dots \dots (22)$$

Equation (22) is the well-known equation of Laplace which governs the

distribution of water in an isotropic medium.

If the medium is anisotropic,

$$v_x = -k_x \frac{dh}{dx}; \quad v_y = -k_y \frac{dh}{dy} \quad \dots \dots (23)$$

and equation (20) becomes

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad \dots \dots (24)$$

Equations (22) and (24) are readily generalized to three-dimensions.

### Calculating Water Pressure Distributions

In order to compute the distribution of water pressure in a rock mass it is necessary to solve the appropriate governing equation together with representative boundary conditions. The most common boundary conditions are as follows:

- 1) Impervious boundary where the velocity normal to the boundary must be zero since no water can cross it,
- 2) Constant head which is specified at a fixed location generally taken to be far enough away so as to be uninfluenced by the excavation,
- 3) Free surface which is the upper limit of seepage in the flow domain. The pressure at every point along it is equal to atmospheric pressure.

Solutions to the equations sufficiently accurate for most

practical purposes are relatively easy to obtain, particularly for two-dimensional problems. Many excellent references are available which describe the techniques in common use (e.g., Harr, 1962; Verruijt, 1970).

The most useful in practice are:

- 1) flow-net sketching
- 2) electrical analogue methods
- 3) numerical techniques using either finite difference or finite element methods.

When the available data is meagre, flow-net sketching will often provide solutions of sufficient accuracy to complement judgment in design. Anisotropy can be handled but non-homogeneity cannot be treated with ease. Mehan and Morgenstern (1968) described an extremely inexpensive electrical analogue procedure which is useful for at least preliminary design work. Herbert and Rushton (1966) have discussed powerful resistance network methods. When sufficient information is available to warrant the consideration of both anisotropy and non-homogeneity, the finite element method is recommended, particularly for complex geometries (Zienkiewicz, Mayer and Cheung, 1966; Finn, 1967; Wittke, 1970).

When the water pressure distribution has been determined it is often inserted into a stability analysis which may indicate that the danger of sliding is high. One common method of increasing the resistance to sliding is to install drainage facilities and hence reduce the water pressures in the rock mass. The analysis of the influence of drainage

facilities is carried out using the same procedures described here. Sharp (1970(b)) has recently studied drainage characteristics of subsurface galleries and their effect on slope stability. An example from this study illustrating the effect of a drainage gallery on lowering the water table in a  $45^{\circ}$  slope is given in Figure 11.

### Field Permeability Measurements

If the permeability does not vary from point to point within the rock mass, a reasonable estimate of the water pressure distribution can be made without knowledge of this parameter. However it must be known for any calculations involving the amount of water flowing through the rock mass. Since different strata are usually involved in stability problems, the degree of fracturing and the continuity of fracturing may vary locally, and there may be fault zones to consider. A more realistic representation of the properties of the rock mass requires information regarding the spatial variation of the equivalent permeability. Since it is not usually practicable to take representative samples to the laboratory for testing, in-situ measurements of permeability are often carried out .

If it be assumed that at least locally the rock may be treated as an isotropic, homogeneous porous medium the equivalent permeability may be found by measuring the flow into a piezometer or packer section under a given excess head above that existing at the measuring point. This method has been suggested by Kirkham (1946) and has been widely adopted. The permeability is given by



$$Q = kSh \quad . . . . (25)$$

where  $Q$  is the discharge in say, cc/sec

$k$  is the permeability in cm/sec

$h$  is the net head in cm

and  $S$  is a shape factor in cm

The shape factor  $S$  depends upon the geometry and boundary conditions in the piezometer or packed off section of borehole. Factors for most of the cavities which arise in practice have been given by Hvorslev (1951) and by Al-Dhahir and Morgenstern (1969). Maasland (1957) has considered the influence of anisotropy on this type of measurement.

Clearly, when controlled in-situ measurements are made using piezometers or packer cairties, useful information can be obtained, particularly if the tests are carried out with due regard to observations made of the rock fabric. Tests made orthogonal to systematic discontinuities are of particular value. Moreover, if abundant tests are made, useful relative information is obtained regarding hydrogeological boundaries. While this may not be adequate for the purposes of predicting discharges such as well yields, it may suffice for the study of the pressure distribution. A stereographic projection of the discontinuities will help define the systematic orientations of the discontinuities in the rock mass and facilitate the choice of the directions of maximum and minimum flows for various planes at a point. If the principal axis of the anisotropic permeability are chosen, Snow (1966) has shown how independent water-

pressure tests in three orthogonal drill holes along these axes may be used to determine the anisotropic variation in permeability at the point under study. While this may not be practical in many cases the analysis draws attention to the need to consider the orientation of the test with respect to the macro-fabric for useful information to be obtained.

Although they are appealing because of their simplicity, bore-hole measurements in jointed rock are not as directly relevant as in soil. Serafim (1968) has drawn attention to many deficiencies, particularly when tests are carried out under high pressure. Sometimes different results will be obtained which depend upon whether the flow is increasing or decreasing. This can be a result of either cleaning out or clogging up joints with small particles. Often flow is not proportional to pressure at higher pressures. Fissure apertures will open substantially at high pressures and cause a large apparent increase in permeability. The most important deficiency of a piezometer measurement or packer test is one of scale. The spacing of discontinuities may be too large to be sampled in a representative manner and a gross underestimate of the permeability may result.

To overcome the problem of scale, pumping tests may be considered. In these tests water is pumped out of a hole and the water pressure in the hole is maintained at a specific level. Pressures are measured in adjacent boreholes away from the pumping source in order to determine the relation between pressure distribution and discharge. By using the analytical

solution to the test configuration, the permeability may be computed. Solutions to many configurations in both steady and unsteady states exist (e.g., Peterson, 1957) but those in common use are for isotropic conditions (Theis, 1935). Pumping tests in fractured rock have been described by Lewis and Burgy (1964) and they found that the behaviour of the test was not in accord with that predicted from the theory of flow through a homogeneous, isotropic, porous medium. They attribute the discrepancies to the anisotropic and non-homogeneous characteristics of flow through a jointed rock mass.

The influence of anisotropy on pumping tests has been studied (Papadopoulos, 1965). The anisotropy of the rock mass can be determined by observing the drawdown history in three observation wells at different distances and different directions from the pumping well. However, even these developments do not account for the data obtained by Lewis and Burgy (1964). It would appear that non-homogeneity and pressure dependence of permeability are equally significant. Although pumping tests sample a large volume of rock careful consideration in their planning must be given to the rock fabric since local non-homogeneities may influence the results. Marine (1967) has reported the results obtained from a variety of measurements of permeability in a fractured crystalline rock beneath the coastal plain in South Carolina. Most of the borehole tests gave a permeability less than  $1 \times 10^{-7}$  cm/sec, with higher values in fracture zones. However, the pumping test indicated a value many orders of magnitude higher than

this. The pumping test embraced a zone of interlacing fractures of unknown extent, having a permeability that was so high that it dominated the test. Hence the result of the pumping test was not characteristic of the rock as a whole. Great care is needed in interpreting pumping tests under non-homogeneous conditions.

Permeability can vary spatially due to variations in degree and intensity of fracturing. It will also vary with depth due to the influence of increasing pressure. In some rocks this effect may be negligible; but in others it is severe. Figure 12 illustrates data found by Bernaix (1967) who tested a micro-fissured gneiss from Malpasset, France. Presumably due to the aspect ratio of the fissures, the permeability of this rock is very responsive to changes in pressure. A change of two to three orders of magnitude has been found over the pressure range of concern to most engineers. This is substantial and indicates that profound changes can take place in the permeability of the rock mass as excavation proceeds. The influence of pressure on the permeability of rock is further illustrated by the correlation between the yield of wells and their depth quoted by Davis and Turk (1964) and given in Figure 13. The correlation is based on a study of the yields of over 1500 wells in granitic and schistose rocks of the Eastern United States. The decrease of yield with increasing depth arises because the number of joints decreases with depth and they are tighter. Snow (1968(b)) has also discussed the influence of pressure changes on the change in permeability but little use has been made of these relations in practice with regard to the influence of stress release

due to excavation on the water pressure distribution in a rock slope.

### Water Pressure Measurements

While much is known about the flow of water through a jointed rock mass in theory, little is known in practice. This is especially true in areas of high relief. Moreover, as has been noted representative values of permeability are difficult to determine. The most reliable procedure for obtaining the distribution of water pressure in a rock mass is to measure it at a sufficient number of locations that the distribution can be interpreted with confidence. It is possible to fit a distribution of permeabilities to any set of water pressure readings which would be consistent with them and would provide a basis for predicting the influences of further excavation, pumping or drainage on the pressure distribution. Allowances can be made for the effect of pressure changes on the permeability. As excavation proceeds the pressures are monitored and either the predictions are confirmed or new input becomes available to adjust the predictor model. At the same time, the data observed in the field is directly useful in stability analyses and the design of drainage schemes. Special problems arise when sudden storms produce excessive infiltration or freezing generates an excessive buildup of water pressure by blocking the outfall. These factors cannot be incorporated in a realistic method of analysis and the best procedure to minimize the risk of water pressures causing large slides is to maintain constant surveillance of the water pressure distribution in the rock mass.

Established techniques exist for measuring and recording water pressures in rock masses. Details of the installation at the Nchanga Mine have been given by Steffen and Klingman (1966). It is of interest to note that they state "...pore pressure observations are vital for a successful stability analysis and must be continued throughout the life of the pit, whatever the cost." One might add that the observations are only valuable if the records are kept up to date and subjected to constant interpretation. The procedures advocated here have also been adopted by Lyell (1970) in his studies of the effects of water pressure on the stability of the side slopes of the Big Hole of the De Beers Mine, Kimberly.

#### Concluding Remarks

Water pressure reduces the normal effective stress in a rock and the resistance to shear drops accordingly. Draining a rock mass will reduce the water pressures and increase the shear strength. Hence a rational stability analysis or design of a drainage stabilization scheme requires knowledge of the water pressure distribution in the rock mass.

The factors governing the flow of water through discontinuities in a rock mass have become relatively well understood in the past few years. The theory for predicting the pressure distribution is also well-developed but both the non-homogeneous and anisotropic variations of the equivalent permeability of the rock mass are needed to compute the water pressure distribution with confidence. This data is difficult to obtain.

Hence it is recommended that reliance be placed on water pressures observed directly in the rock mass. This information is directly useful in a stability analysis and provides a basis for predicting the influence of further excavation or drainage on slope stability.

REFERENCES

- Al-Dhair, Z.A., and Morgenstern, N.R., 1969. "Intake factors for cylindrical piezometer tips". Soil Science, 107, 17-21.
- Bernaix, J., 1967. "Etude Geotechnique de la Roche de Malpasset." Dunod, Paris.
- Childs, E.C., 1969. "The Physical Basis of Soil Water Phenomena". John Wiley & Sons, New York.
- Davis, S.N., 1969. "Porosity and permeability of natural materials," in "Flow Through Porous Media" ed. by R. de Wiest, Academic Press, London, p. 54-89.
- Davis, S.N. and Turk, L.J., 1964. "Optimum depth of wells in crystalline rocks". Groundwater, 2, 6-11.
- Finn, W.D.L., 1967. "Finite element analysis of seepage through dams". Proc. ASCE, J. Soil Mechs. Found. Div., 93, SM6, 41-48.
- Freeze, R.A., 1969. "Theoretical analysis of regional groundwater flow". Department of Energy, Mines and Resources, Inland Waters Branch. Scientific Series No. 3.
- Harr, M.E., 1962. "Groundwater and Seepage". McGraw Hill, New York.
- Herbert, R. and Rushton, K.R., 1966. "Groundwater flow studies by resistance networks". Geotechnique, 16, 53-75.
- Hubbert, M.K. and Rubey, W.W., 1959. "Role of fluid pressure in mechanics of overthrust faulting". Bull. Geol. Soc. Amer., 70, 115-166.
- Huitt, J.L., 1956. "Fluid flow in simulated fractures". J.A.I. Ch. E., 2, 259-264.
- Hvorslev, M.J., 1951. "Time lag and soil permeability in ground-water measurements". U.S. Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Bull. No. 36.
- Kirkham, D., 1946. "Proposed method for field measurement of permeability of soil below the water table". Proc. Soil Sci. Am., 10, 58-68.
- Lamb, H., 1959. "Hydrodynamics" 7th ed., Cambridge University Press, London.



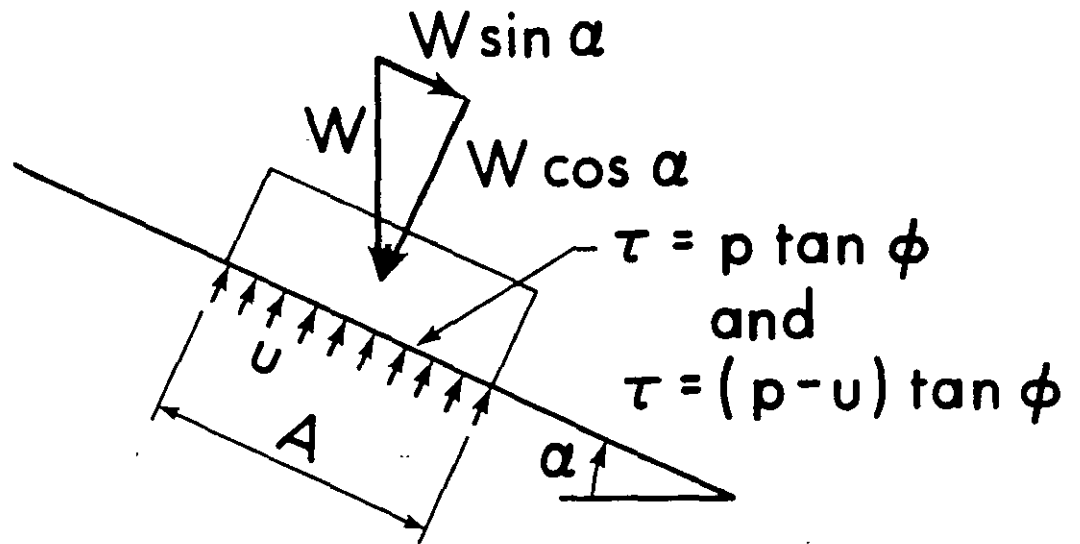
- Lewis, D.C., and Burgy, R.H., 1964. "Hydraulic characteristics of fractured and jointed rock". Ground Water, 2, 4-9.
- Louis, C., 1967. "Stromungsvorgänge in klüftigen Medien and ihre Wirkung auf die Standsicherheit von Bauwerken und Böschungen in Fels". Veroff. Inst. Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität (TH) Karlsruhe, Heft 30.
- Lyell, K.A., 1970. "The interpretation of water pressure factors for use in slope theory". Symposium on Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines, p. 73-85. S. African J.M.M., Johannesburg.
- Maasland, M., 1957. "Soil anisotropy and land drainage" in "Drainage of Agricultural Lands" ed. by J.N. Luthin, Amer. Soc., Agronomy, Madison, Wisc.
- Maasland, D. and Bittinger, M.W., 1963. eds. "Symposium on Transient Ground Water Hydraulics". Colorado State University, Fort Collins, Colorado.
- Marine, I.W., 1967. "The permeability of fractured crystalline rock at the Savannah River plant near Aiken, South Carolina". U.S. Geol. Sur. Prof. Paper 575 - B, p. 203-211.
- Meehan, R.L., and Morgenstern, N.R., 1968. "The approximate solution of seepage problems by a simple electrical analogue method". Civil Engineering and Public Works Review, 63, 65-70.
- Papadopoulos, I.S., 1967. "Nonsteady flow to a well in an infinite anisotropic aquifer". Proc. Dubrovnik Symposium on Hydrology of Fractured Rocks, AIHS - UNESCO, 1, 21-31.
- Parsons, R.W., 1966. "Permeability of idealized fractured rock". J. Soc. Pet. Eng., 6, 126-136.
- Peterson, D.F., 1957. "The theory of drainage by pumping from wells" in "Drainage of Agricultural Lands" ed. by J.H. Luthin, Amer. Soc. Agron., Madison, Wisc.
- Scheidogger, A.E., 1960. "The Physics of Flow Through Porous Media", Macmillan, New York.
- Serafim, J.L., 1968. "Influence of interstitial water on the behaviour of rock masses" in "Rock Mechanics in Engineering Practice" ed. by K. Stagg and O. Zienkiewics, John Wiley and Sons, New York, p. 55-97.

- Sharp, J.C., 1970(a). "Fluid flow through fissured media". Ph.D. Thesis, University of London.
- Sharp, J.C., 1970(b). "Drainage characteristics of subsurface galleries". Proc. 2nd Int. Cong. Rock Mechs., 3, paper 6-10.
- Skempton, A.W., 1960. "Significance of Terzaghi's concept of effective stress" in "From Theory to Practice in Soil Mechanics", J. Wiley and Sons, New York.
- Snow, D.T., 1966. "Three-hole pressure test for anisotropic foundation permeability". Rock Mechanics and Engineering Geology, 4, 298-316.
- Snow, D.T., 1968(a). "Rock fracture spacings, openings and porosities." Proc. ASCE, J. Soil Mechs. and Found. Div., 94, 73-91.
- Snow, D.T., 1968(b). "Fracture deformation and changes of permeability and storage upon changes of fluid pressure". Q. Colorado School of Mines, Pt.A, 63, 201-244.
- Steffen, O.K., and Klingman, H.L., 1966. "Slope stability at the open pit of Nchanga Consolidated Copper Mines Ltd." J.S. African I.M.M., 67, 140-171.
- Terzaghi, K., 1925. "Principles of soil mechanics". Engineering News Record, 95 (8 articles).
- Terzaghi, K., 1936. "The shearing resistance of saturated soils". Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech., 1, 54-56.
- Theis, C.V., 1935. "Relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage". Trans. A.G.U., 16, 519-524.
- Toth, J., 1962. "A theoretical analysis of groundwater flow in small drainage basins". Proc. 3rd Hydrology Symposium, National Research Council of Canada, Queen's Printer, p. 75-96.
- Verruijt, A., 1970. "Theory of Groundwater Flow". Macmillan, London.
- Wittke, W., 1970. "Rechnerische und elektroanaloge Lösung dreidimensionaler Aufgaben der Durchströmung von kluftigen Fels". Proc. 2nd Int. Cong. Rock Mechs., 3, paper 6-18.
- Zienkiewicz, O., Mayer, P. and Cheung, Y.K., 1966. "Solution of anisotropic seepage by finite elements". J. Eng. Mech. Div., ASCE, 92, EM1, 111-120.

TABLE I  
PERMEABILITY OF SOME INTACT ROCKS\*

<u>Rock Type</u>	<u>Permeability (cm/sec)</u>
Granites	$< 10^{-9}$
Dolomite	$1 \times 10^{-8}$
Limestone (1)	$1 \times 10^{-8}$
Limestone (2)	$1 \times 10^{-4}$
Sandstone	$1 \times 10^{-4} - 10^{-7}$
Slate	$1 \times 10^{-10}$

\*Davis (1969) has gathered a comprehensive collection of data on the porosity and permeability of natural materials.



FOR SLIDING;

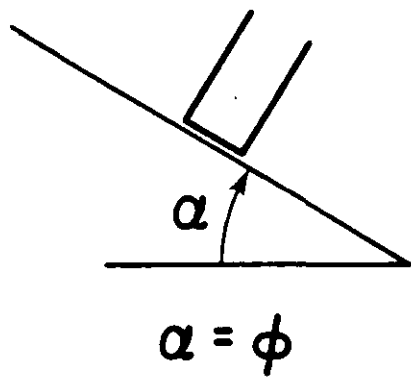
1) NO WATER PRESSURE  $\alpha = \phi$

2) WITH WATER PRESSURE

$$\tan \alpha = \left(1 - \frac{u}{p}\right) \tan \phi$$

Figure 1 MECHANICS OF A SLIDING BLOCK

HOT CHILLED



CHILLED

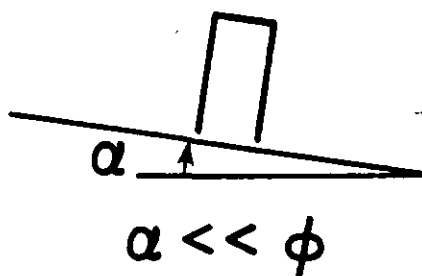
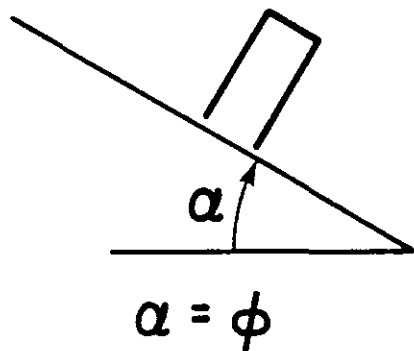
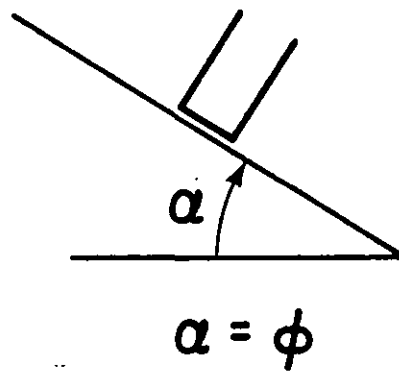
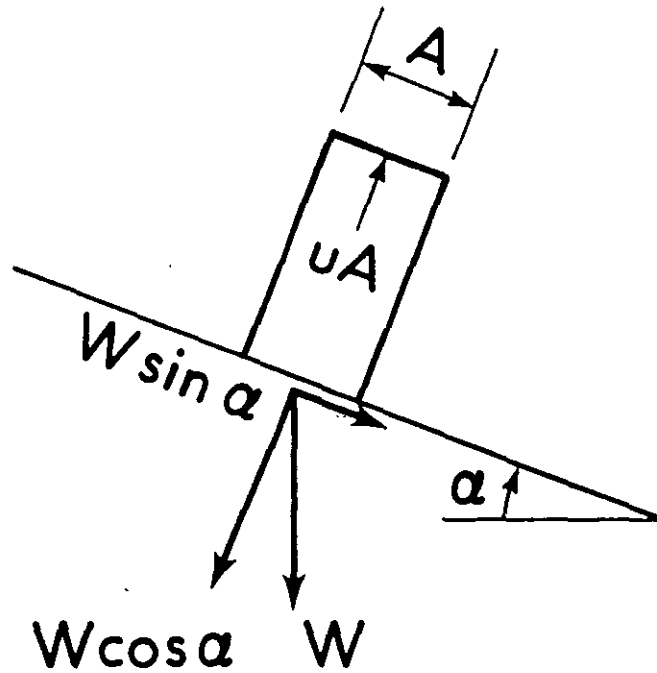


Figure 2 THE BEER CAN EXPERIMENT



FOR SLIDING:  $\tan \alpha = \left(1 - \frac{uA}{W \cos \alpha}\right) \tan \phi$

Figure 3. MECHANICS OF BEER  
CAN EXPERIMENT  
(after Hubbert and Rubey,  
1959 )

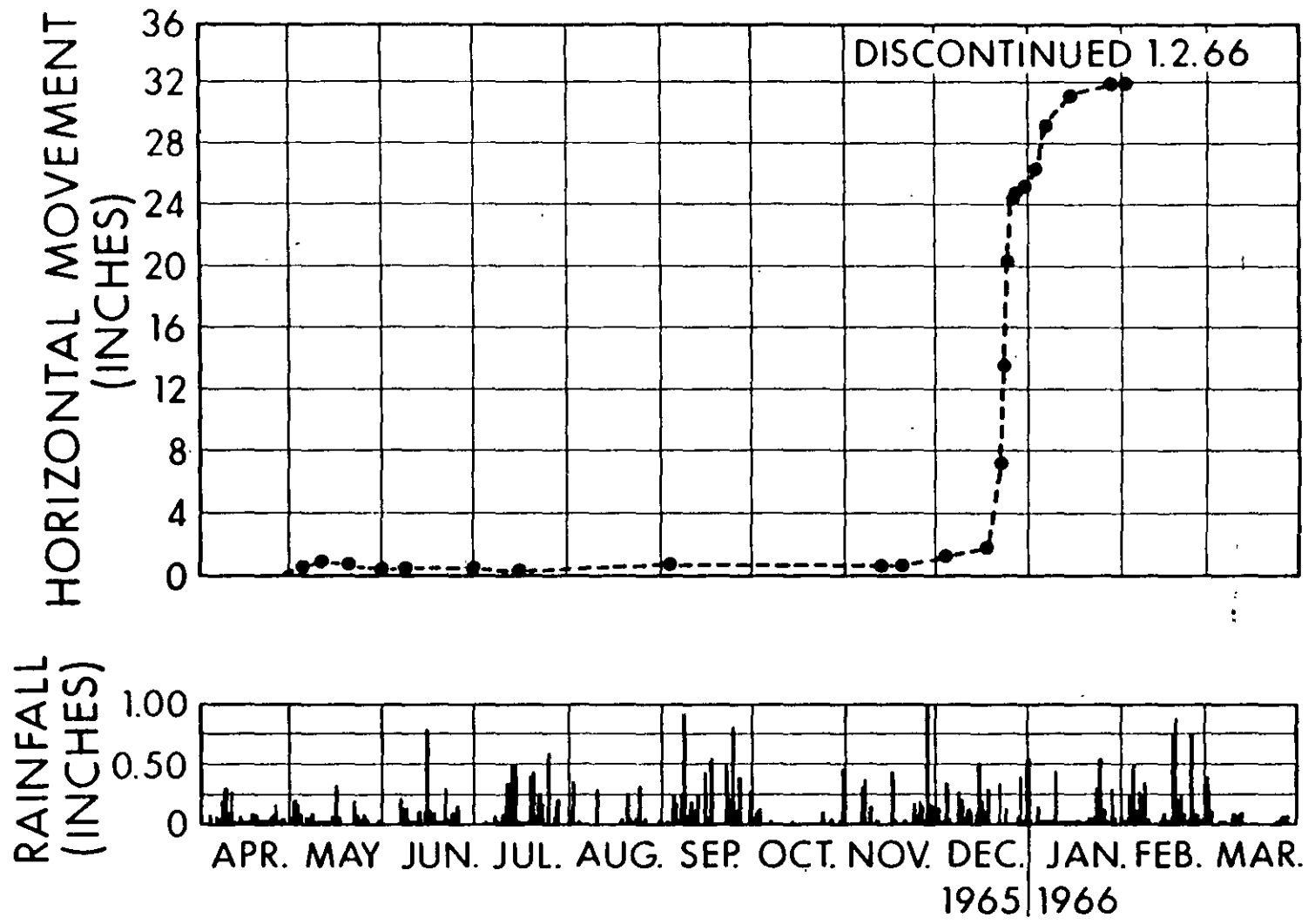


Figure 4 HORIZONTAL DISPLACEMENT OF A LANDSLIDE

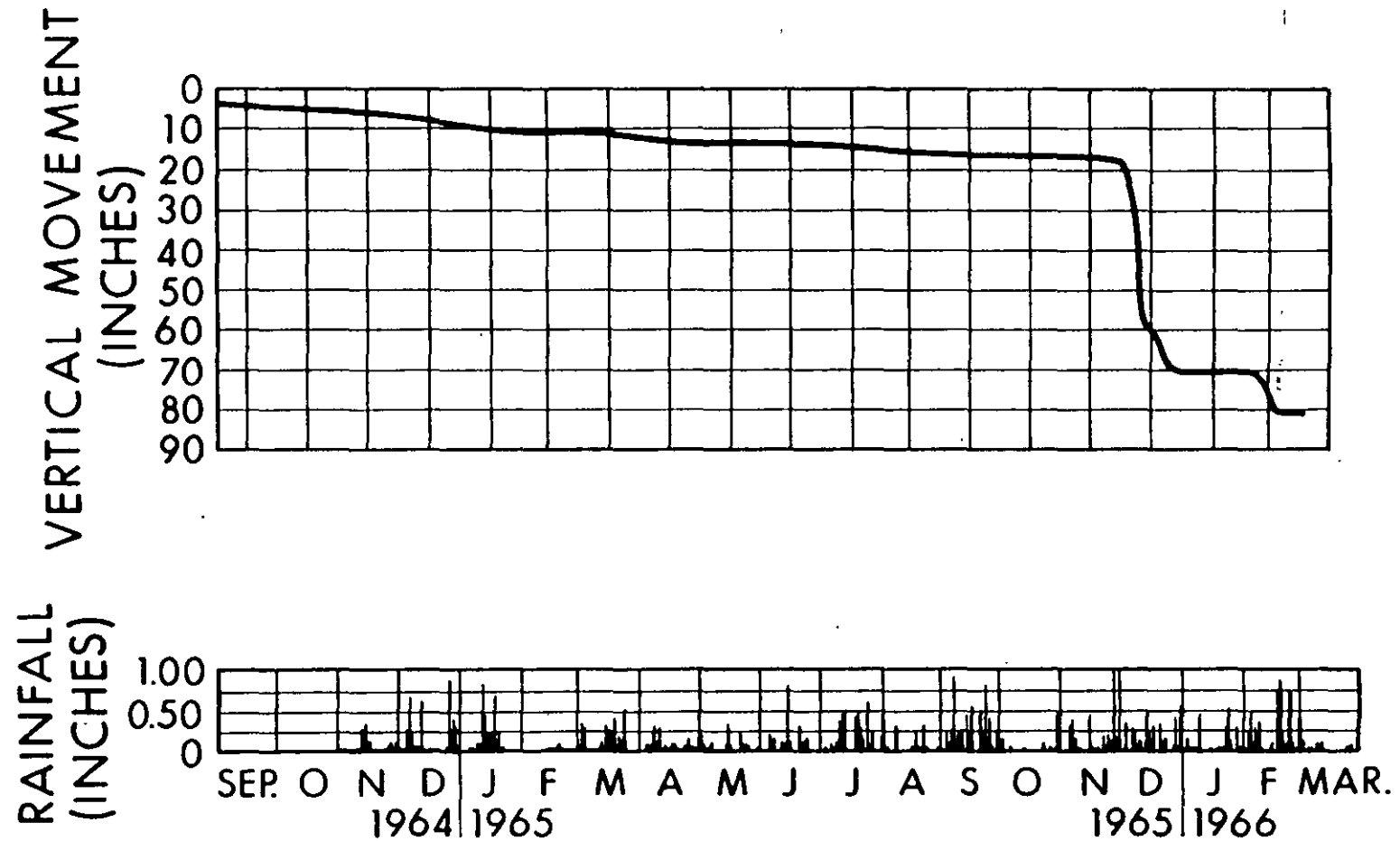
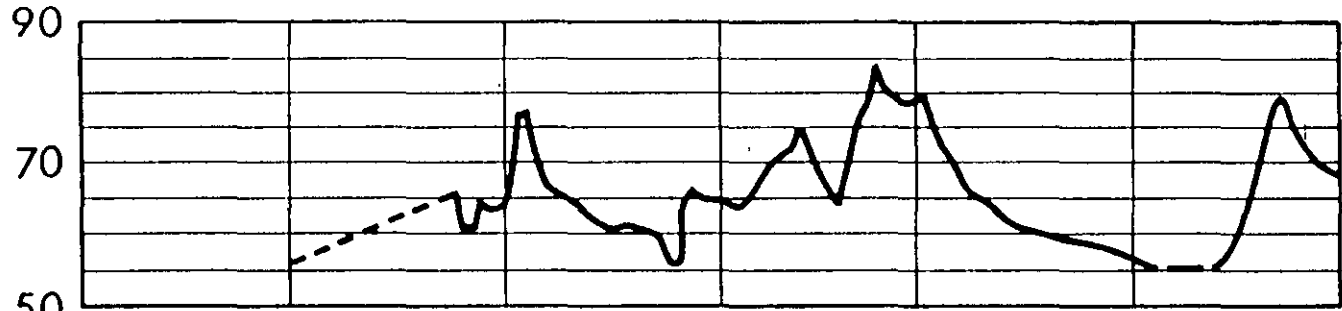


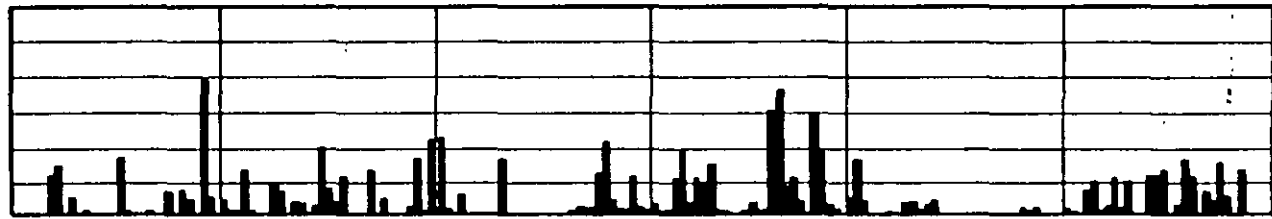
Figure 5 VERTICAL DISPLACEMENT  
OF A LANDSLIDE



STANDPIPE ELEVATION  
ABOVE DATUM (FEET)



--- DRY  
... INTERMITTENT READINGS  
— CONTINUOUS READINGS



NOV.      DEC.      JAN.      FEB.      MAR.      APR.      MAY  
1965      1966

FIGURE 6 WATER PRESSURES IN A LANDSLIDE

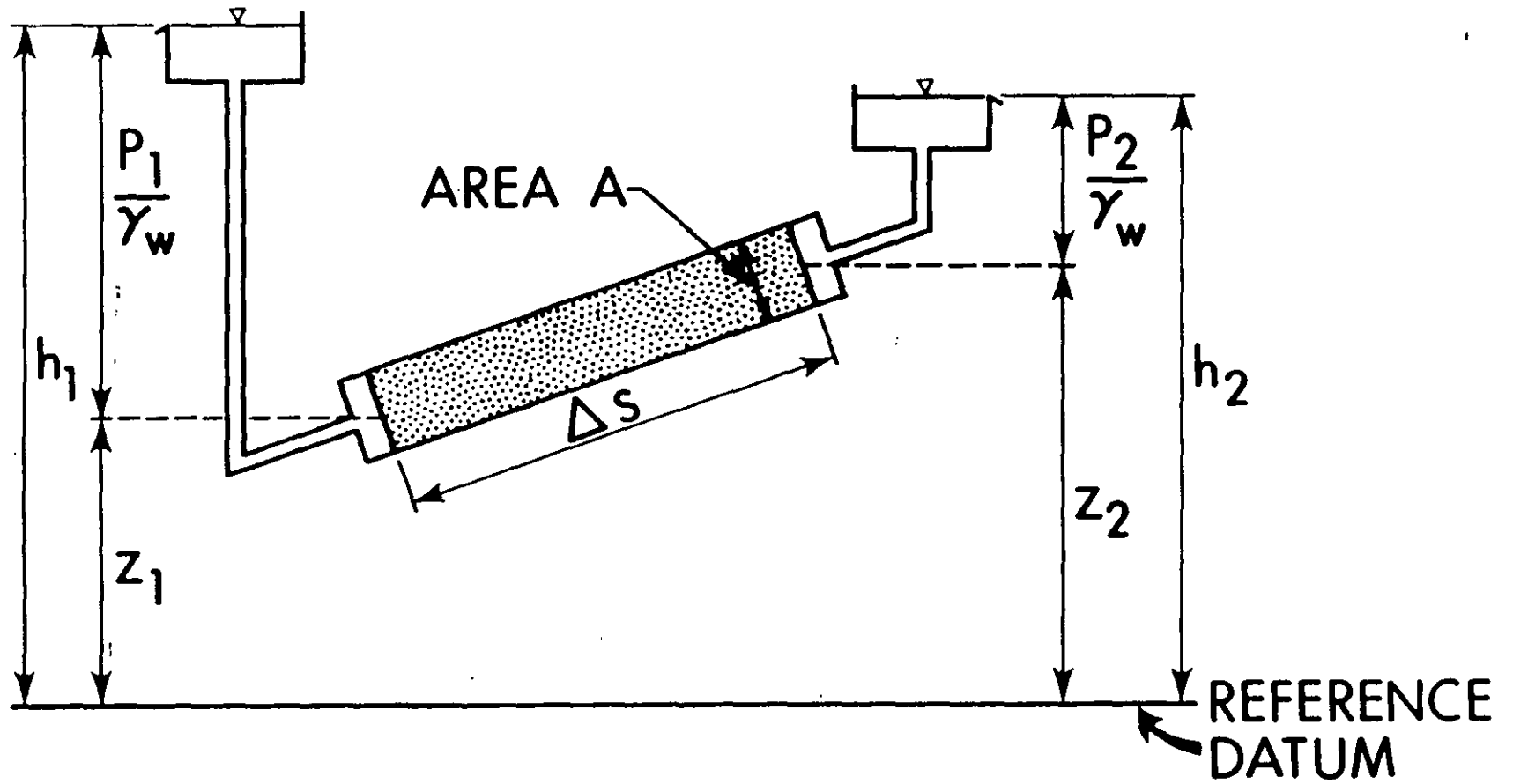


Figure 7 DARCY'S EXPERIMENT

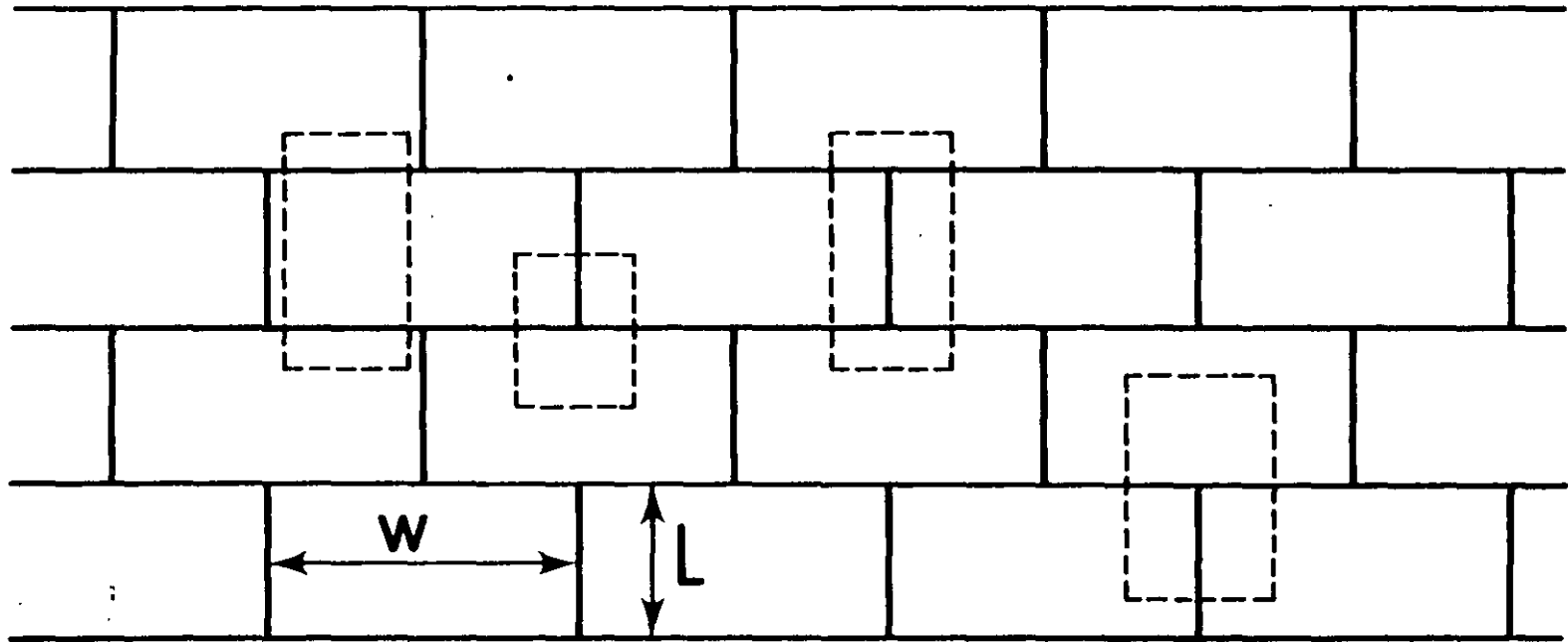


Figure 8 NON - REPRESENTATIVE SAMPLING (after Childs, 1969)

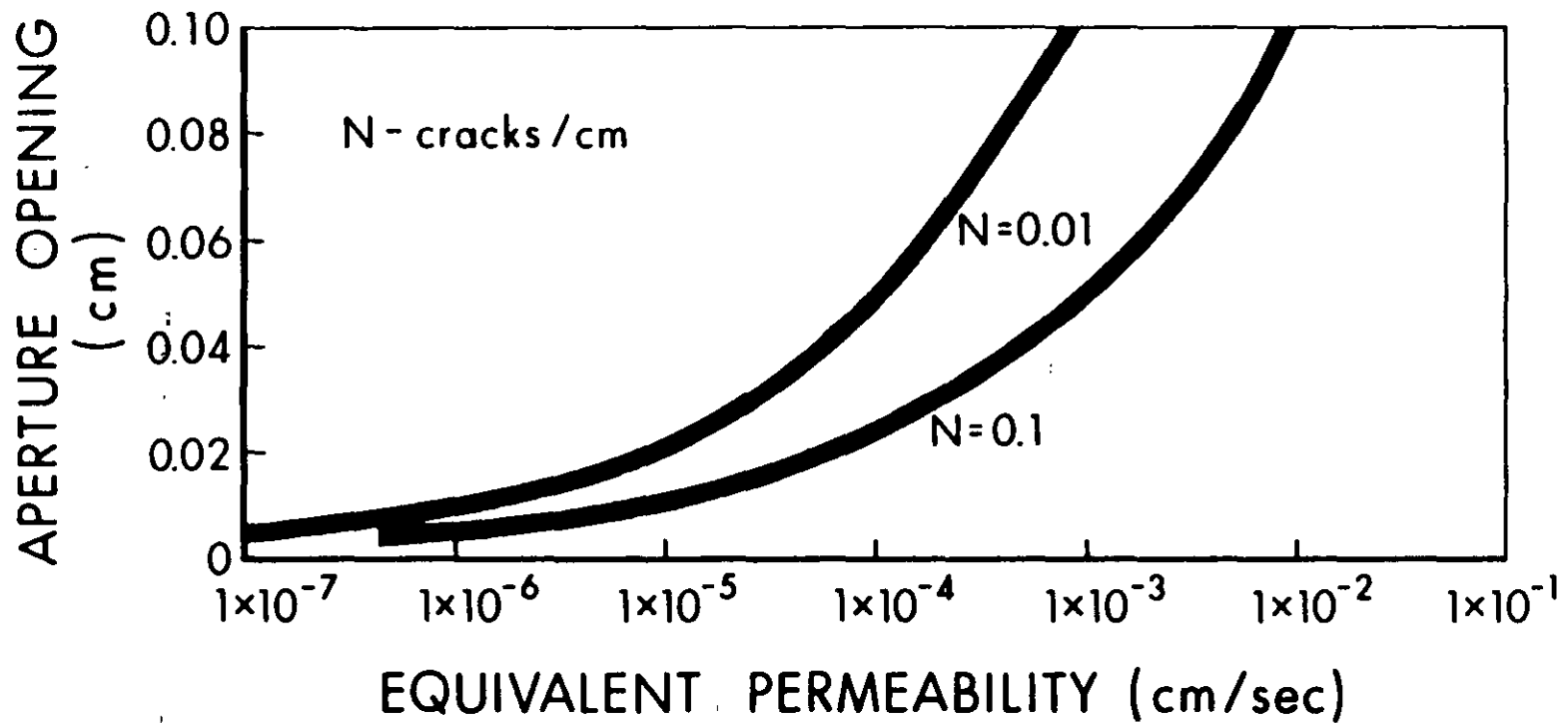


Figure 9 EQUIVALENT PERMEABILITY OF A SIMPLE ARRAY OF PARALLEL CRACKS

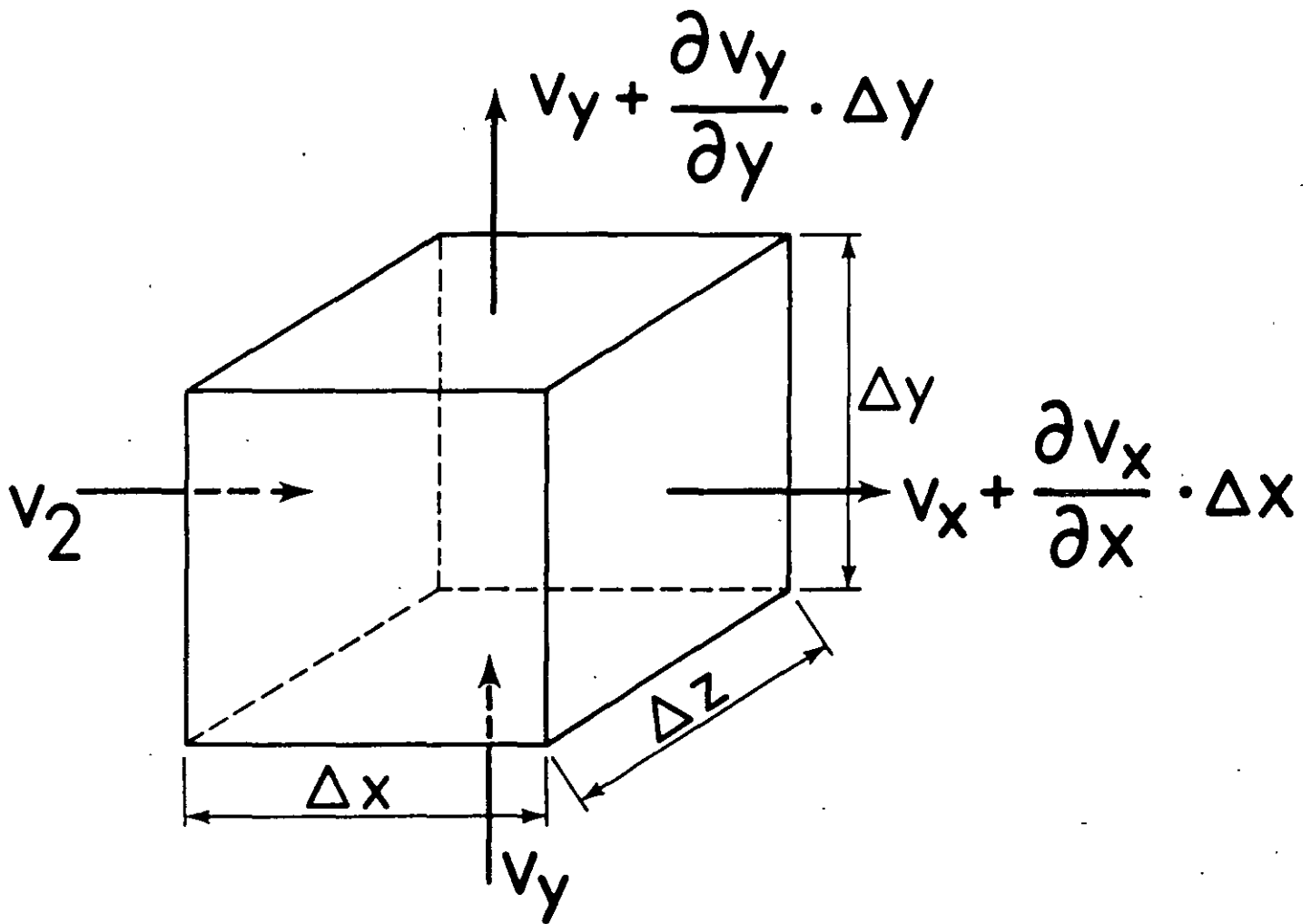


Figure 10 FLOW INTO AND OUT OF AN ELEMENT

PERMEABILITY RATIO = 1

⊕ DRAINAGE ZONE

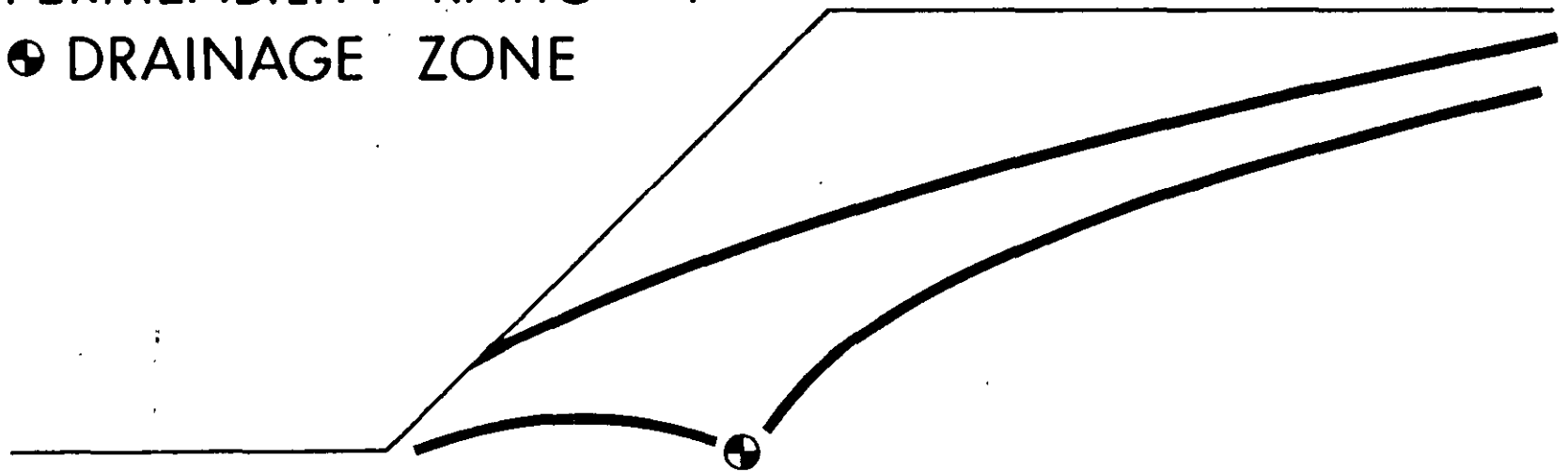


Figure 11 INFLUENCE OF DRAINAGE GALLERY ON WATER TABLE (after Sharp, 1970)

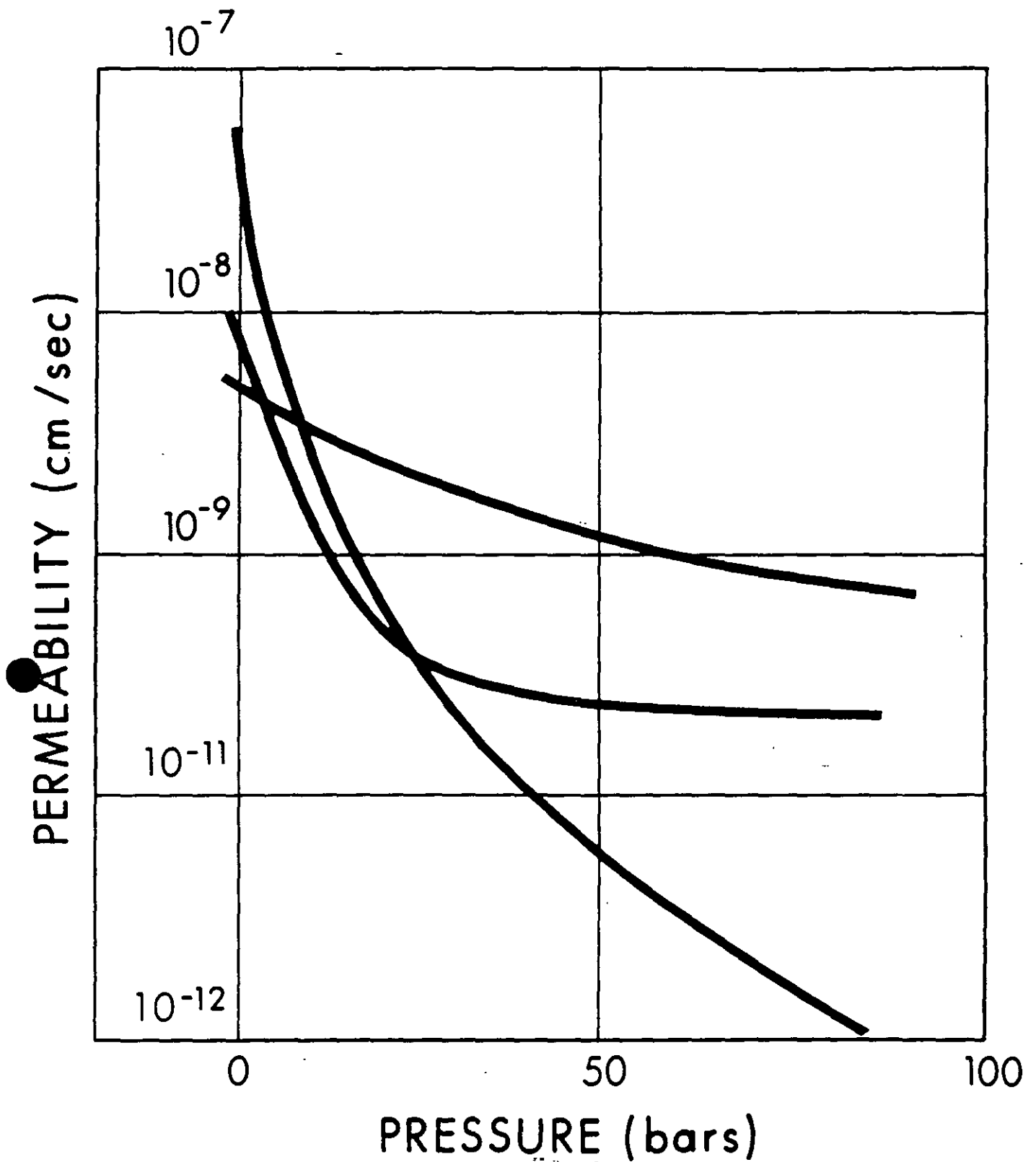
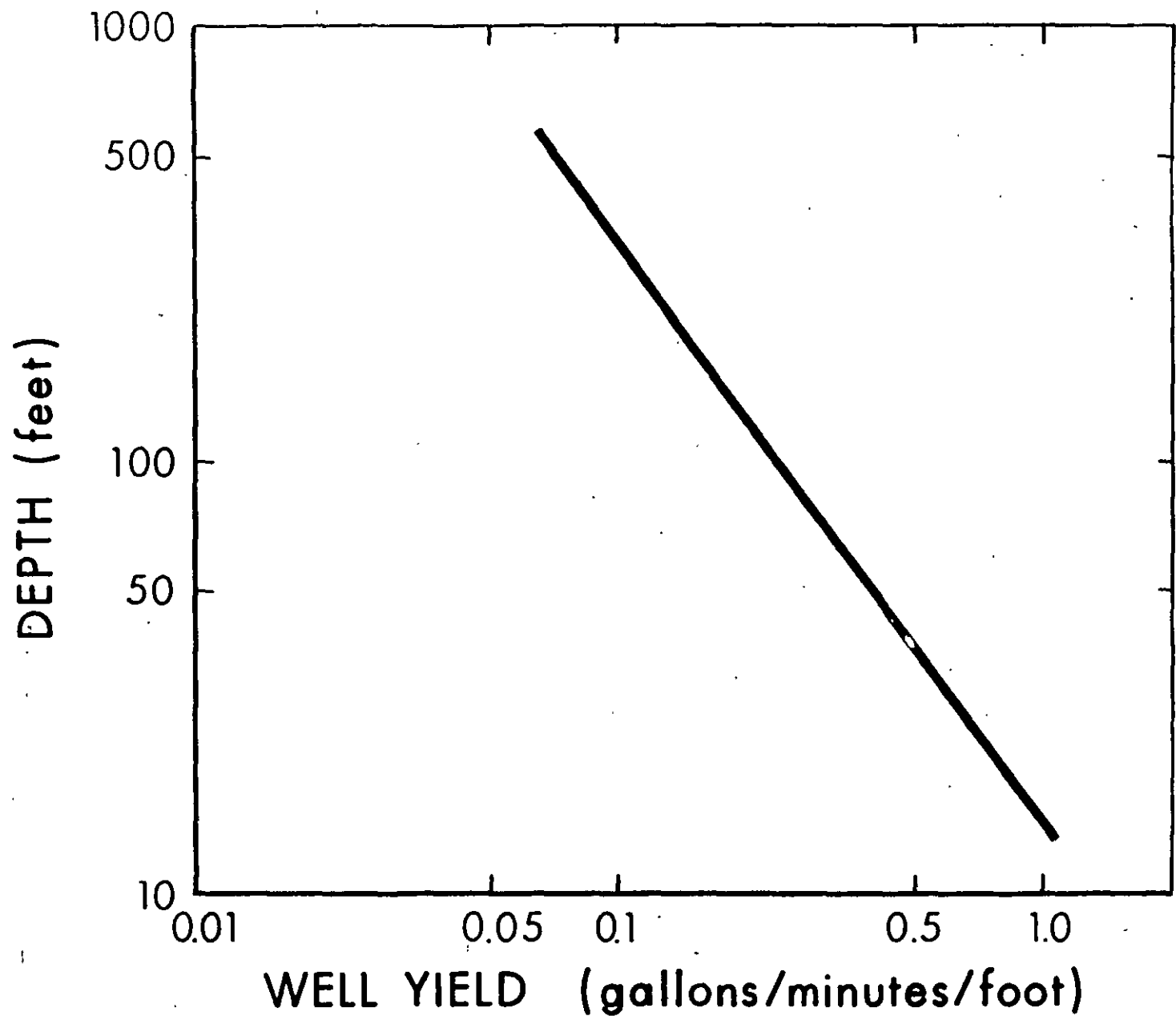


Figure 12 PRESSURE-PREMEABILITY RELATION FOR ROCK FROM MALPASSET (after Bernaix, 1967)



**Figure 13: CORRELATION OF YIELDS IN WELLS IN CRYSTALLINE ROCK, EASTERN UNITED STATES (after Davis and Turk 1961)**



## GENERAL REPORT ON "MASS MOVEMENTS".

\* F.D. PATTON  
 \*\* A.J. HENDRON JR.

CANADA  
 U.S.A.

\* Suite 2, 265 - 25th Street, West Vancouver BC  
 \*\* 2230 Civil Eng. Bldg., University of Illinois, Urbana, Illinois 61801

INTRODUCTION AND SCOPE

Studies of landslides and predictions of stability of natural slopes require the combined efforts of persons working in the areas of airphoto interpretation, field geology, exploration, hydrogeology, laboratory testing, stability analysis and geodetic engineering. An attempt will be made in this report to show the role of each of these disciplines in present-day slope stability studies with particular reference to our experience with problems involved in recognizing, investigating, analyzing and monitoring slides.

It is apparent that the scope of this review of mass movements has been interpreted rather broadly so as to include all of the aspects noted above. Mass movement is a term used to describe those slope forming processes by which downslope movements of subsurface soil and rock occur under a gravitational stress field. It includes slow movements, such as soil defluction and creep, the more rapid movements of earth flows and rock slides, and the high velocity movements associated with avalanches and rock falls. Mass movements are often distinguished from surface erosional processes involving the removal of individual particles by air or water. However, in reality, mass movements are closely related to the effects and processes of erosion, and many landforms thought to result from erosion are actually the result of small mass movements. Some engineers and lawyers have restricted the term 'mass movement' to cover only very large volume slope movements but this seems unnecessary and misleading.

Throughout this report the important role played by the engineering geologist in slope stability studies is emphasized. This includes his use of airphoto interpretation and field mapping to recognize potential slide problems and to establish the regional and local geotechnical environment. The engineering geologist is also usually responsible for the organization of the subsurface exploration problem and the selection and presentation of the elements of the study pertinent to the stability problem in a form that can be readily understood by others. Although the work indicated above is important, the study of a major landslide or slope stability problem is incomplete unless complimented by laboratory testing and a rigorous analysis of the equilibrium conditions of the slope.

The engineering geologist should attempt to understand the analytical techniques used to assess slope stability even though this work will

be done by a special stability analyst. A more complete knowledge of the technical of analysis, the measurement and role of the shear strength parameters, and the ways in which pore pressures are used in the analysis, will enable the engineering geologist to do a better job in his selection and portrayal of the critical boundary conditions. Similarly the stability analyst should make a real attempt to visit the field and to observe the critical geologic evidence (location of samples, failure surfaces, etc.) so as to better fit the analysis to the particular field conditions of a given stability problem

### GEOTECHNICAL ENVIRONMENT OF SLOPES

The successful recognition of old landslides and interpretation of the results of a detailed slope stability investigation will often depend upon the engineering geologist's understanding of the geologic and hydrologic environment of the surrounding area. The geotechnical environment is defined herein as that part of the natural environment which is essential to the definition of a particular geotechnical problem.

The geotechnical environment of valleys and slopes includes:

- 1) the geologic history -- the sequence of events and processes which produced the existing soil and rocks, and the geologic structures contained within them;
- 2) the groundwater flow system -- its general nature in the vicinity of the slope and important local variations in permeability and flow conditions.
- 3) the stress history -- that part of the geologic history which defines the past and present stresses acting on the soil and rock, including the magnitudes and signs of the stress changes;
- 4) the weathering processes and products -- the depth and nature of the weathering profile present
- 5) the present seismicity of the area; and
- 6) the climatic and surface hydrologic effects including flood levels depth of frost and influence of permafrost

As our knowledge of these factors and their influence on normal slope forming processes increases, our ability to recognize and understand apparent anomalies for transient geologic events such as landslides also increases.

Actually a good case can be made that mass movements are not the anomalous situation but rather the dominant slope-forming process in many areas of the world--and the reason that we don't see more evidence of large-scale mass movements is that the debris is removed so quickly in comparison with the geologic time scale.

The shape of a great many natural slopes of mountains and hills so directly reflects the local geologic structure that this correlation is a powerful mapping tool for the field geologist. Recognition of the intimate correlation

between the shape and inclination of natural slopes and the strength of underlying soil and rock mass is also a powerful tool in geotechnical studies of slope stability. It is by studying the landforms and interpreting the internal strength characteristic of natural slope that we can often obtain invaluable local long-term precedents.

Among the more important of the geotechnical factors noted above

are the groundwater flow system, the stress history, and the weathering processes. In the last few years developments have occurred in these three fields which have important implications in slope stability studies and which should lead to a greater understanding of the geotechnical environment of valleys. A number of the developments in groundwater flow systems are discussed below. This is followed by a less detailed discussion of the significance of stress history and weathering processes.

### Groundwater Flow Systems

In the past few decades substantial advances have been made by groundwater hydrologists in gaining a better understanding of the general regime of groundwater flow. In the classical description of groundwater flow the system was commonly defined in terms of confined aquifers and artesian flows. This classical description limited the occurrence of nonhydrostatic pore-pressure distributions to those occasions where aquitards or aquicludes were present. However, a more general case for a typical groundwater flow system was presented by Hubbert in 1940 and further developed by Tóth (1963, 1972), Meyboom (1966), Freeze and Witherspoon (1966, 1967) and others.

In the simple case of the groundwater flow system proposed by Hubbert shown in Fig. 1, water flows through uniformly permeable materials from an upland area to the surrounding lowland area because of a difference in potential energy. The flow is generally downwards in the upland recharge areas and tends to be upwards in the lowland discharge areas. It can be seen that nonhydrostatic distributions of pore-water pressure are to be expected in the vicinity of slopes even with no confining beds present. Of course, differences between the actual and hydrostatic distribution of pore-water pressures will be accentuated if low permeability units are present.

### Groundwater Flow in Slope Stability Problems

In slope stability problems only a portion of the regional flow system remains of interest -- that portion of the flow system which occurs within and adjacent to the slope. In previous geotechnical literature the most common way to portray the groundwater flow was to show the flow occurring subparallel to the groundwater table which was delineated by the groundwater level encountered by borings penetrating the slope. Such a portrayal of groundwater flow within a slope is quite different from our present view of the general case for groundwater flow in slopes. The two methods of portraying groundwater flow in a slope are compared in Fig. 2. The groundwater flow commonly found in geotechnical literature is shown on Fig. 2a and the more general case in Fig. 2b.

One significant result of the recent developments in groundwater flow systems applicable to slope stability studies is that there is normally a downward pore-pressure gradient in holes drilled in the upper portion of slopes and an upward pore-pressure gradient in holes drilled in the lower portions of slopes. Significant variations from this would occur in areas where there is a regional groundwater recharge or discharge and where the permeability within or recharge to the slope is nonuniform. Homogeneous and isotropic permeability was assumed in Fig. 2b.

Perhaps the greatest difference between these two portrayals of groundwater flows occurs in the discharge area -- an area of considerable interest in the slope stability problem. According to the first case shown on Fig. 2a, no adverse groundwater flow conditions are likely to result from the placing of an impervious fill at the base of the slope. This is because the flow is parallel to the surface and there is no influence on the flow of groundwater in

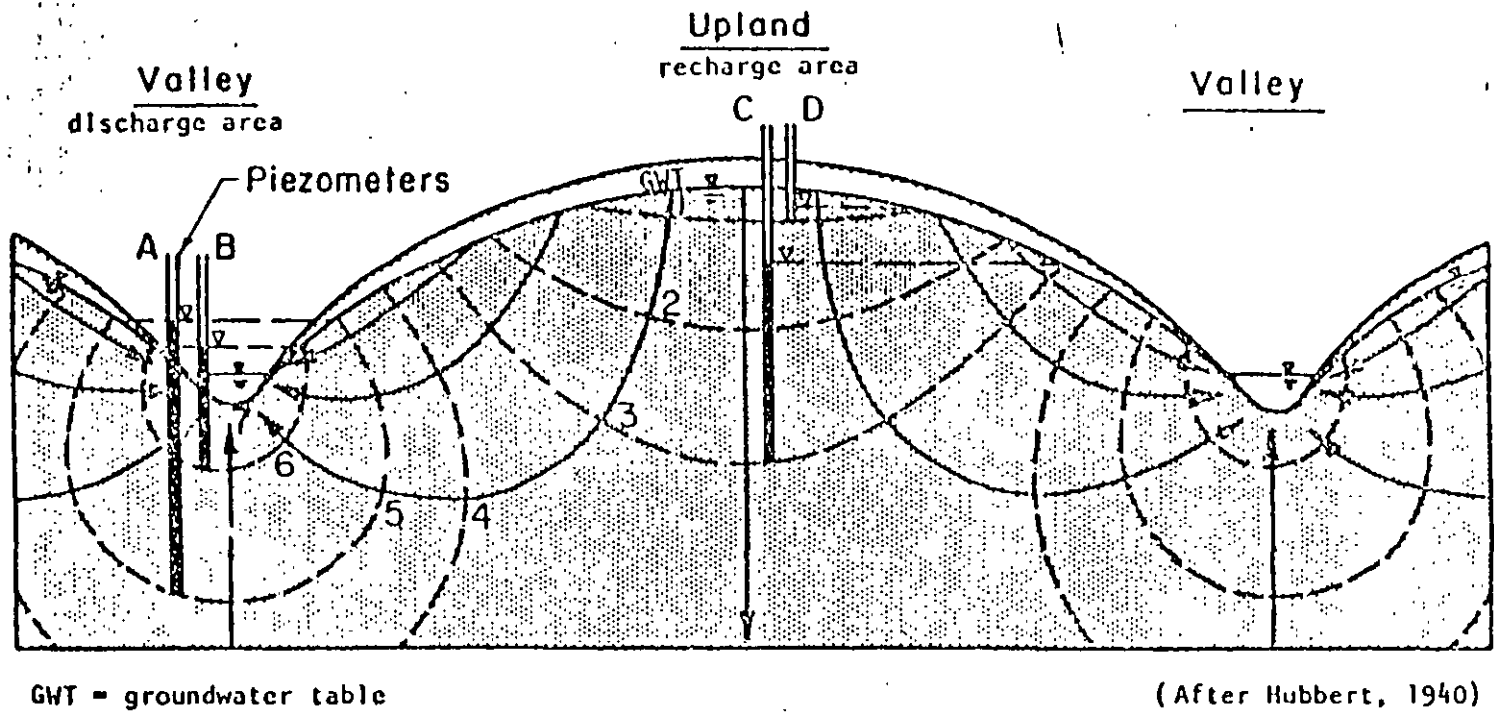
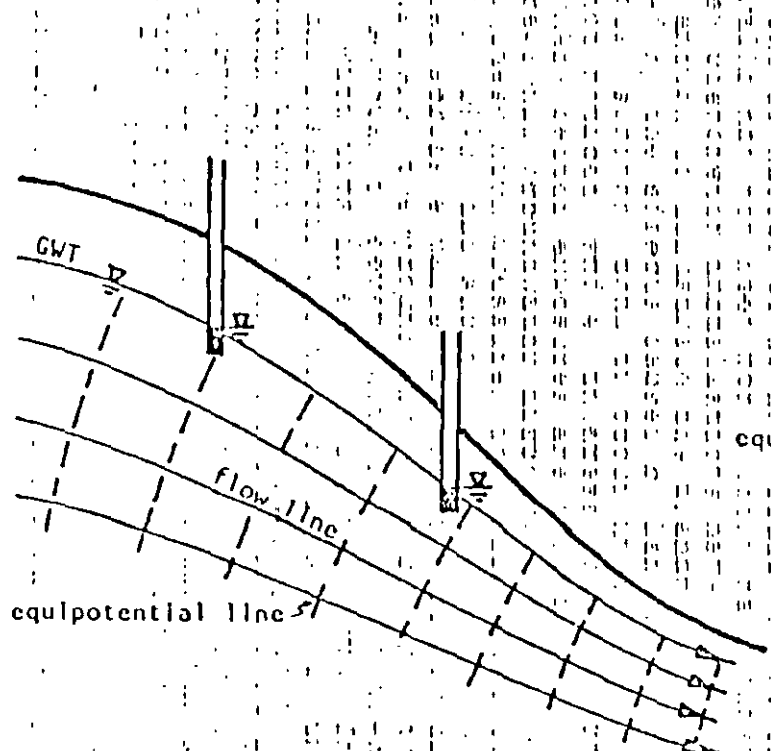
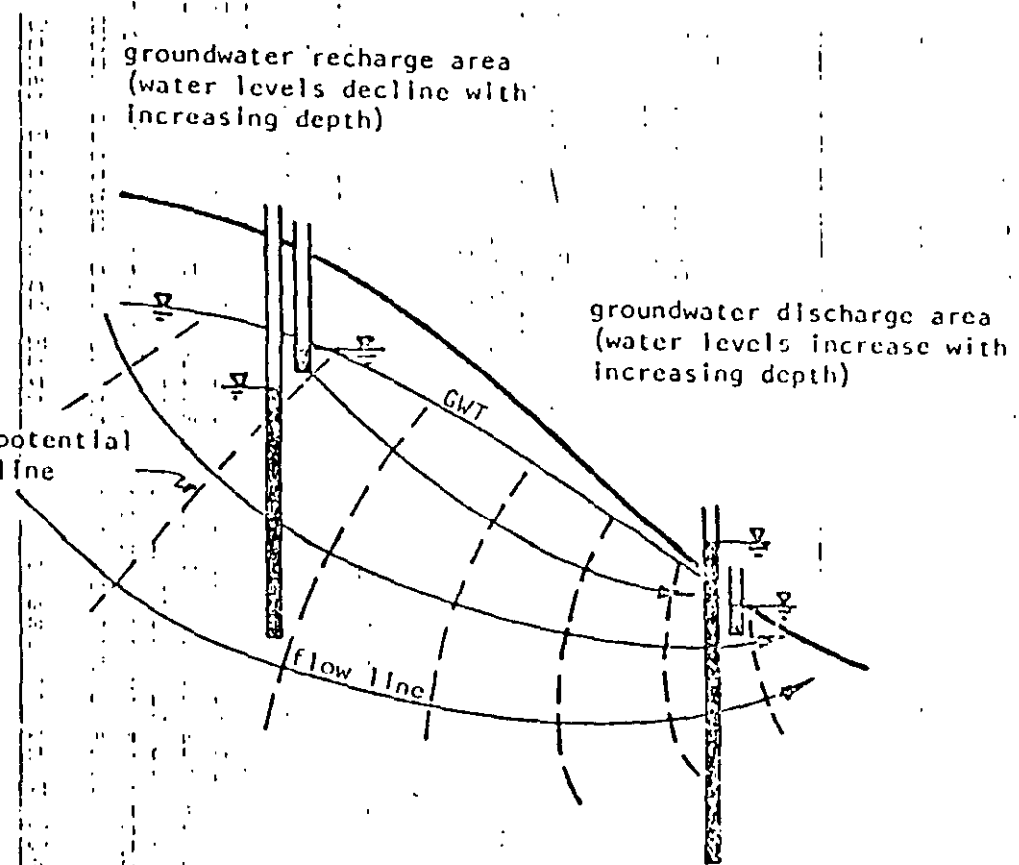


FIG. 1 SIMPLIFIED REGIONAL FLOW SYSTEM IN UNIFORMLY PERMEABLE MATERIALS.



COMMON IN GEOTECHNICAL LITERATURE BUT SELDOM FOUND IN PRACTICE

A) GROUNDWATER FLOW ASSUMED PARALLEL TO GROUNDWATER TABLE



B) TYPICAL GROUNDWATER FLOW IN SLOPES

FIG. 2 COMPARISON OF GROUNDWATER FLOW IN SLOPES.

the region of the base of the slope. However, it is obvious from the second case, Fig. 2b, that placing an impervious fill at the toe of the slope would result in an appreciable disruption of the groundwater flow within the hill. The effect would be to back-up or dam the outflow of groundwater issuing from the hill and to increase the water pressures at the toe and within the slope.

### Slopes Covered with Landslide Debris

Most geologists have observed that landslide debris is frequently wet and unstable, usually much less stable than the original slope and adjacent slopes. Fig. 3 illustrates the manner in which the slide debris can block the normal groundwater discharge area of the slope to produce a characteristic unstable deposit of slide debris. The equipotential lines and flow lines shown in Fig. 3a illustrate the distribution of groundwater pressures and the flow of water within a slope before a slide develops. Fig. 3b indicated the case where the slide debris covers the groundwater discharge area. The effect of the slide debris covering the slope is to increase the level of the groundwater table and to increase the groundwater pressures in the area of the slide debris.

A similar effect can occur in slopes formed in thinly bedded materials where adjacent layers possess quite variable permeabilities. A shearing displacement can tend to cut off the outlet for the groundwater flow within the hill and allow pore-water pressures to build up to critical values more readily following the initial displacement than before the slide began. The overall effect of either phenomena is to accelerate the movement of the slide and the slide debris so as to remove the slide debris from the hillside in a relatively short period of geologic time. This type of groundwater behavior is also one of the main factors which causes deposits of slide debris to be so unstable even though they have much flatter slopes than the original slope.

### Other Effects of High Fluid Pressures in Valleys

The significance of high fluid pressures beneath valleys and in valley walls has not been more widely recognized for several reasons: 1) very few piezometer installations have been made which are extensive and deep enough to illustrate the phenomena, 2) significant effects can be masked by the effects caused by landslide debris, 3) the groundwater discharges (springs) tend to occur in the base of river channels where they are not noticed, and 4) in areas of harder rocks not prone to landslides and where better exposures are available, the influence and effects of the regional groundwater discharge are minimal. One of the few examples where these high pressures are well documented is that given by Van Everdigen (1972) and shown on Fig. 4. In this case piezometers were installed across a valley and piezometric levels were obtained at various depths below the ground surface before and after the reservoir was filled. A total of seven multiple-position piezometer installations were made with tips in each of the aquifers. The piezometric reading before the reservoir was present is shown by the lower level in each of the three piezometers. These lower readings show high excess pore-water pressures below the valley floor indicating that the valley was a groundwater discharge area. When the reservoir was superimposed, the piezometric levels reacted to this increased resistance placed at the outlet by rising so that the flow system maintained its discharge to the valley. This increase in the piezometric level at the discharge point of a large groundwater flow system can result in higher groundwater pressures in adjacent valleys, in the valley walls above the reservoir level and particularly in the floor and walls of the valley downstream from the dam.

Certain geologic environments (flat lying and inclined layered

FIG. 3. COMPARISON OF GROUNDWATER FLOW IN SLOPE BEFORE SLIDE AND WITH MANTLE OF SLIDE DEBRIS.

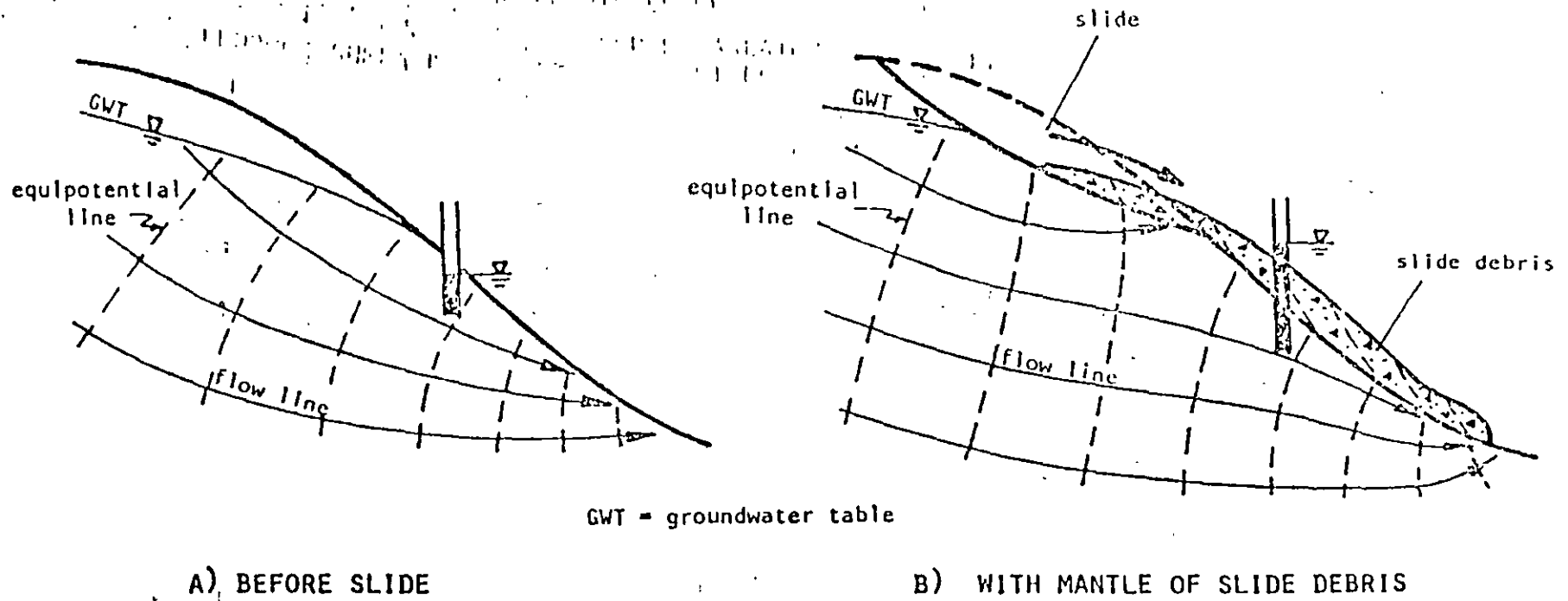
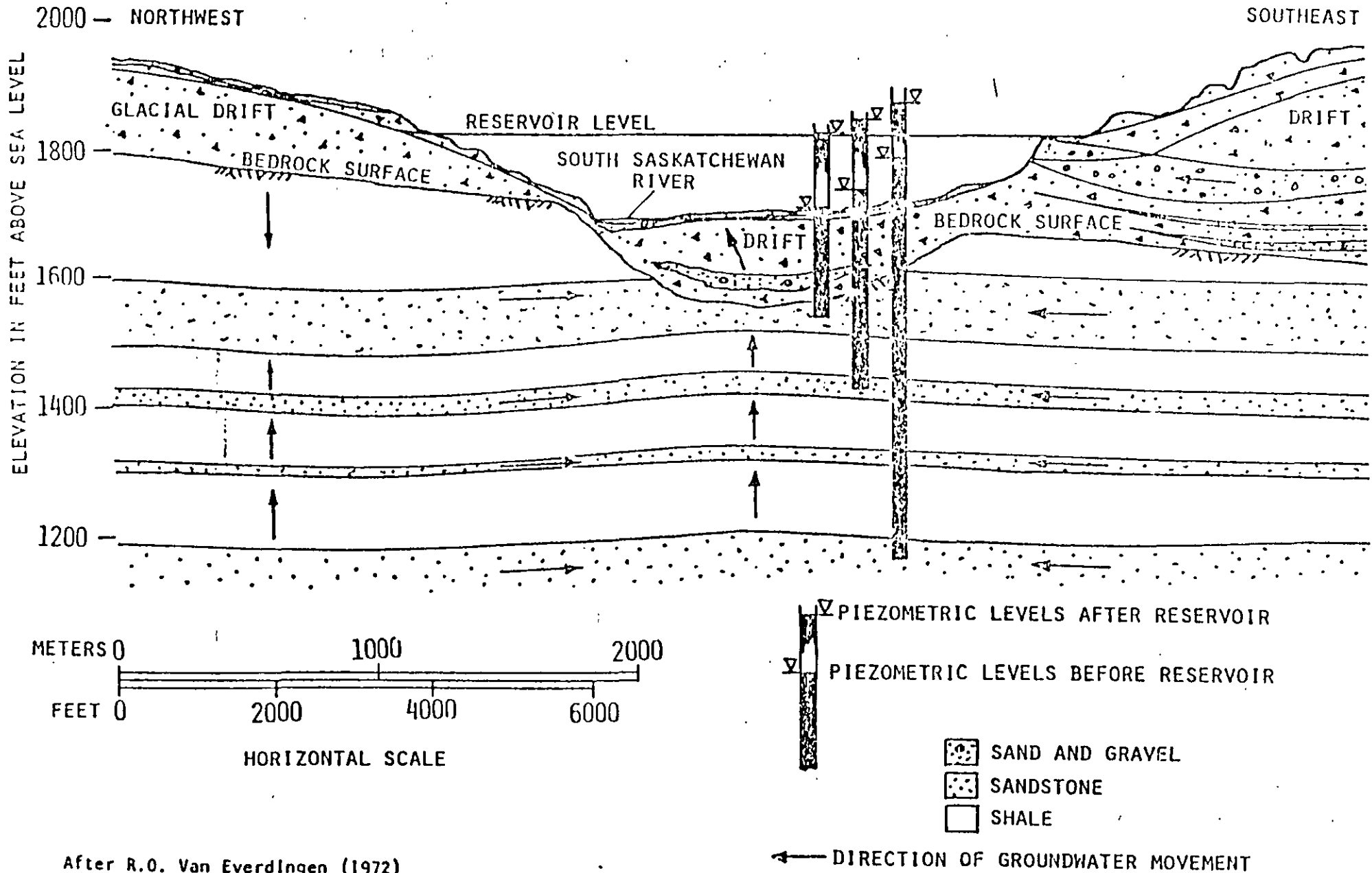


FIG. 3. COMPARISON OF GROUNDWATER FLOW IN SLOPE BEFORE SLIDE AND WITH MANTLE OF SLIDE DEBRIS.

V-GR.7

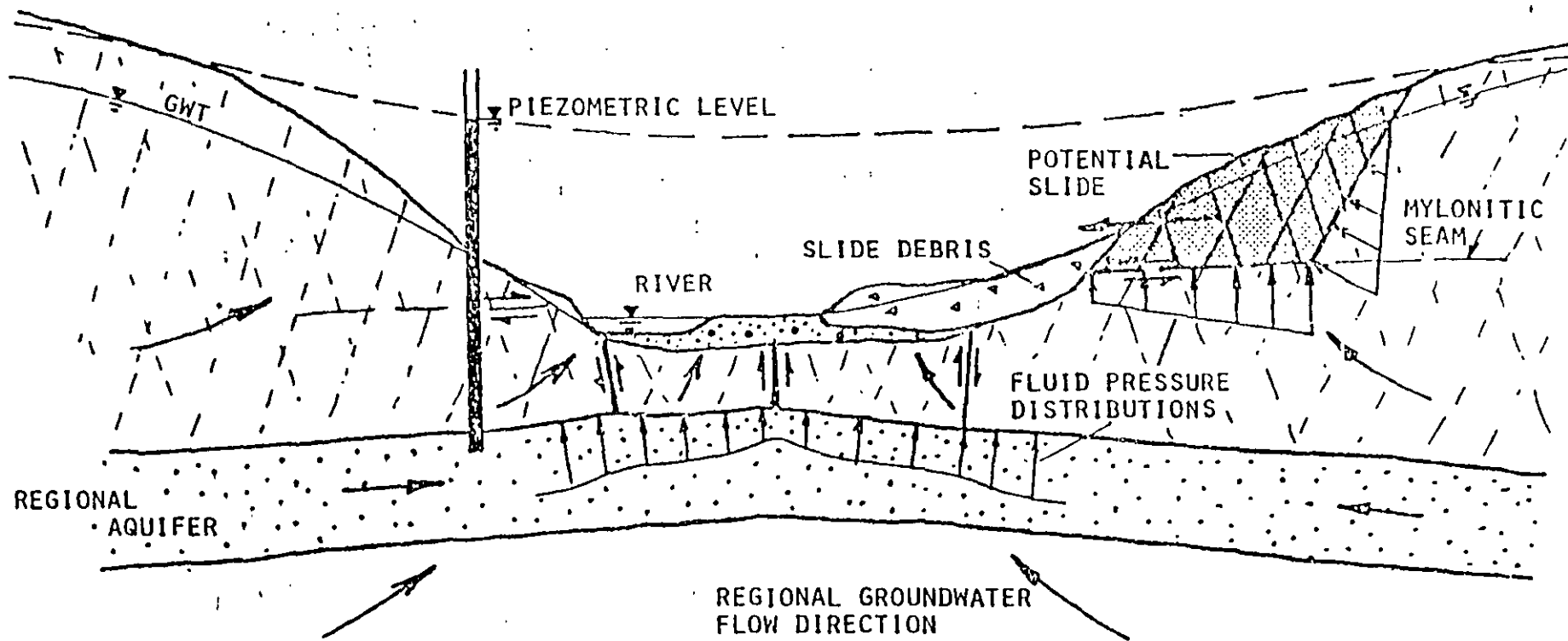
FIG. 4 CROSS SECTION, SOUTH SASKATCHEWAN RIVER VALLEY, RIVERHURST



After R.O. Van Everdingen (1972)



1. INCREASED DEFORMATION OF VALLEY BOTTOMS  
(POSSIBLE SAND DIKES OR FAULTS)
2. INCREASED DEFORMATION AND LANDSLIDES IN  
VALLEY WALLS



V-GR.10

FIG. 5 POSSIBLE EFFECTS OF HIGH FLUID PRESSURES ON VALLEYS IN  
GROUNDWATER DISCHARGE AREAS

rocks with great differences in their permeability) provide conditions for high pore-water pressures to develop in major river valleys. In particular, the presence of thick, low permeability rocks, such as shales and related clay-rich rocks, volcanic ash deposits, thick fault zones, buried soil profiles, etc., would tend to be associated with zones of excess pore-water pressures within and at the base of slopes of major river valleys.

A schematic diagram showing the various effects that can develop due to the presence of a regional groundwater discharge into a valley is given on Fig. 5. The effects shown include heaving of the valley bottom and the formation of faults and sand dikes in the center of the valley along the valley walls. The high pore-water pressures can also act on pre-existing joints and planes to decrease the stability of the slopes and could lead to widespread landslides.

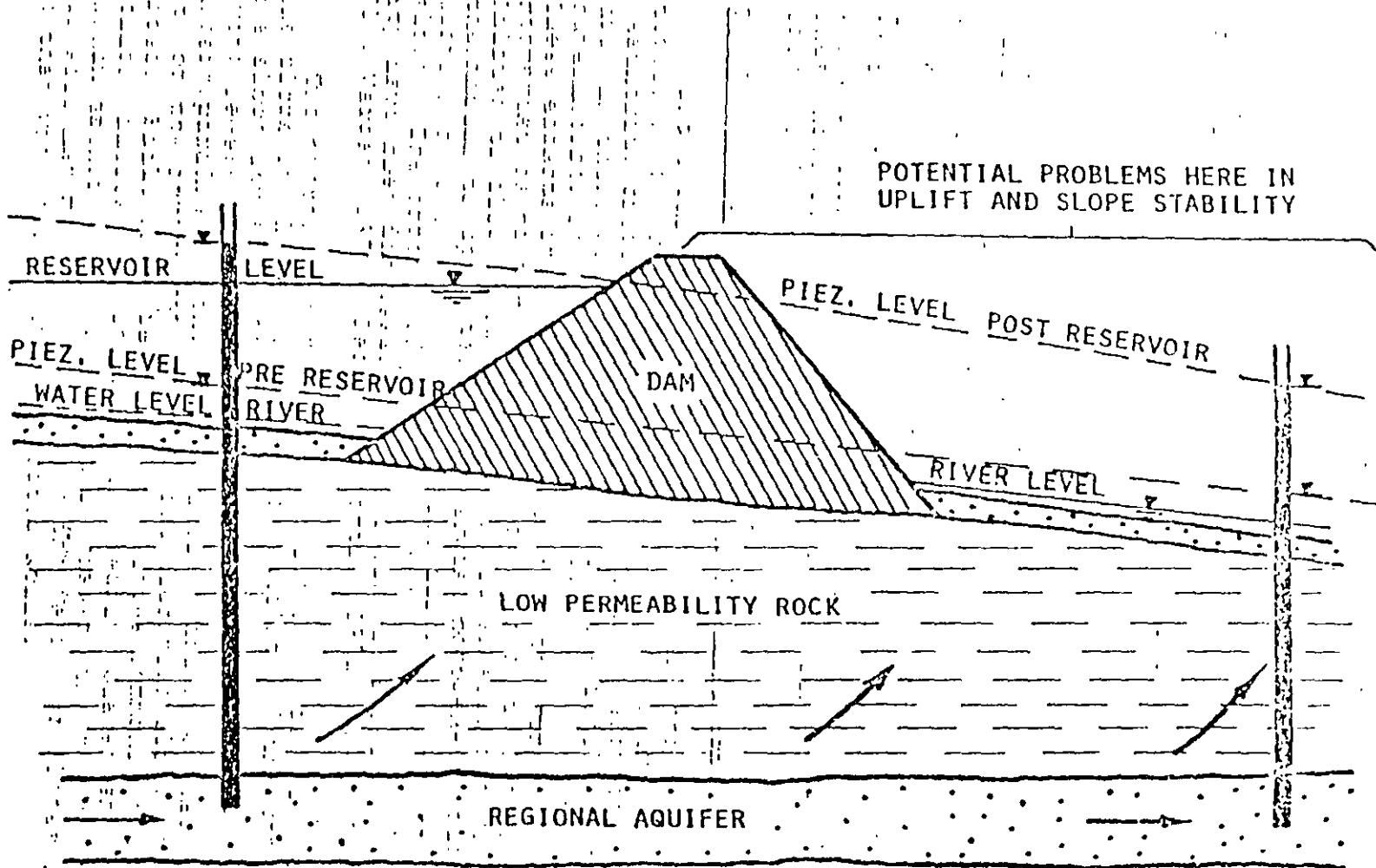
The influence of the increases in the regional piezometric levels and their effects downstream from the dam are shown on Fig. 6. The pre-reservoir piezometric levels are shown to be slightly above the original water level in the reservoir, as the data given by Van Everdigen (see Fig. 4) indicates. Also shown are the dam, reservoir level and corresponding increase in the piezometric level of the regional aquifer which was draining into the reservoir area. Much higher piezometric levels result beside and beneath the reservoir, but the detrimental effects of these increased levels are partially offset by the weight of the reservoir acting on the valley bottom and the valley walls. However, downstream from the dam the piezometric levels can rise appreciably above their original levels in a region where there are no compensating beneficial effects of a reservoir. The stability of the valley floor and valley walls downstream from the dam is greatly decreased where such a geologic environment exists. These effects have been described by Menzley (1962 and 1974) and Patton (1974).

#### Deformation of Slopes Due to Erosion and Stress Relief

Careful observations by geologists in many parts of the world, Heim (1932), Stini (1941, 1942), Hollingworth et al (1945), Ferguson (1967 and 1974) and many others (see references) have resulted in a more realistic concept of the effects of erosion and stress relief and their role in slope stability problems. Matheson (1972) analyzed numerical models of the valley environment and noted the elastic displacements that result from unloading by river erosion. The predicted displacements were then compared with displacements observed in the field. This work is also described in Matheson and Thomson (1973) and Morgenstern and Matheson (1974).

\* The two principal sources of stresses sufficient to produce slope deformations are 1) unloading by river erosion and the resulting upward bulging and inward displacement of the valley floor and valley walls, and 2) pore-water pressures acting in the valley floor and valley walls as previously described. Either source of deformation can be of sufficient magnitude to produce significant displacements. But in the general case the effects are superimposed upon each other and the effects from one tend to compound the overall effects of the two processes. For example, shearing displacements can decrease the permeability of a layer which can result in an increase in pore-water pressures.

In flat lying sedimentary rocks, Matheson (1972) indicated the general rebound effects of valley erosion in reducing the horizontal and vertical stresses. These stress changes result in 1) an upward bulging of the valley floor, 2) inward movements of the valley walls, 3) upward movements of the crest of the valley walls, and 4) mylonitic seams forming due to shearing displacements along the weaker beds exposed in the



V-GR.11

FIG. 6 POSSIBLE STABILITY PROBLEMS CAUSED BY RESERVOIR  
BLOCKING REGIONAL GROUNDWATER DISCHARGE

valley walls and beneath the valley floor. In addition, Ferguson (1967 and 1974) has described 5) local thrust faults, 6) voids located beneath local anticlines in the valley floor, and 7) the zone of open joints adjacent to the valley walls. Banks and Fleming (1974) have noted some of these effects in slopes along the Missouri River Valley. These effects are shown in Fig. 7.

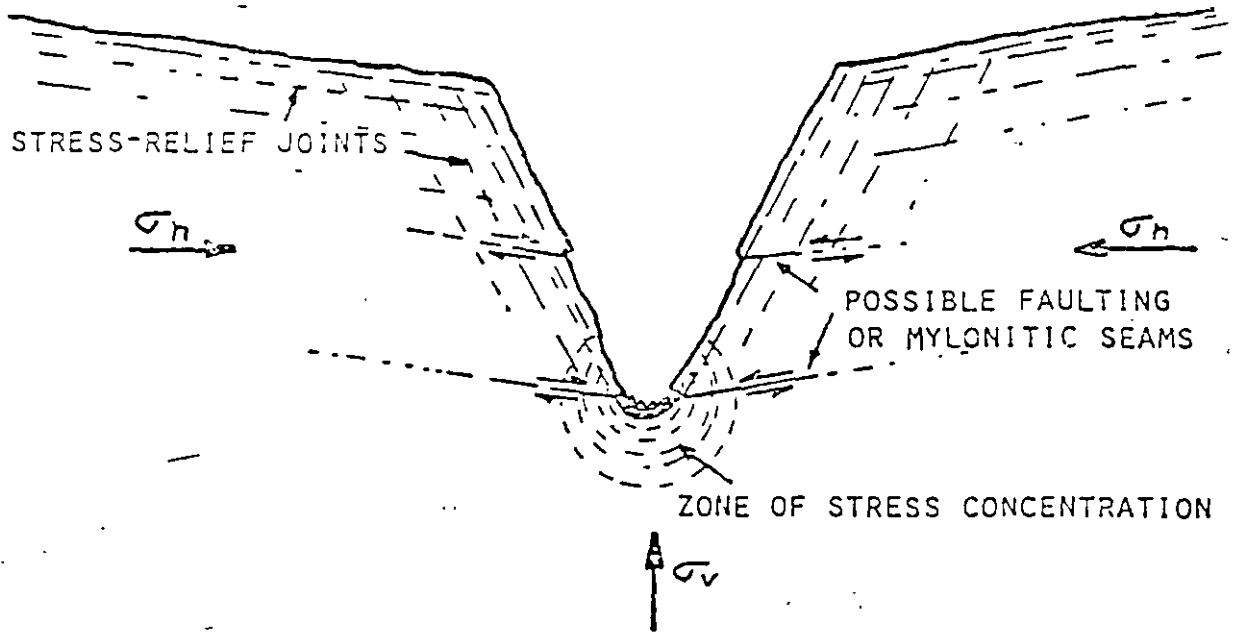
The effects of valley deformation due to stress release will vary for different values of horizontal stress in the region and for materials with different strength and deformational characteristics. Fig. 8a shows some effects of stress release that have been noted in deep narrow canyons and excavations in hard rocks. Fig. 8b shows the large-scale deformational features of mountain valleys which are found in the Alps (Zischinsky 1966 and Ter-Stepanian 1966) in British Columbia and the State of Washington (Tabor 1971). Some areas of British Columbia show evidence of relatively recent fault-like structures which trend roughly parallel to the strike of the foliation. Along these 'faults', the valley side appears to have been uplifted relative to the mountain crest. Although the origin of these features is uncertain, it appears to be related to the release of the ice load present in the valleys some 10,000 to 11,000 years ago. Release of horizontal stresses and unloading can lead to formation of complex geologic structures on the valley walls including over-turned beds and rock slides having a toppling mode of failure. These have been extensively studied and described by Stini (1941), Zischinsky (1966) and many others.

#### The Effect of Weathering Profiles on Slope Stability

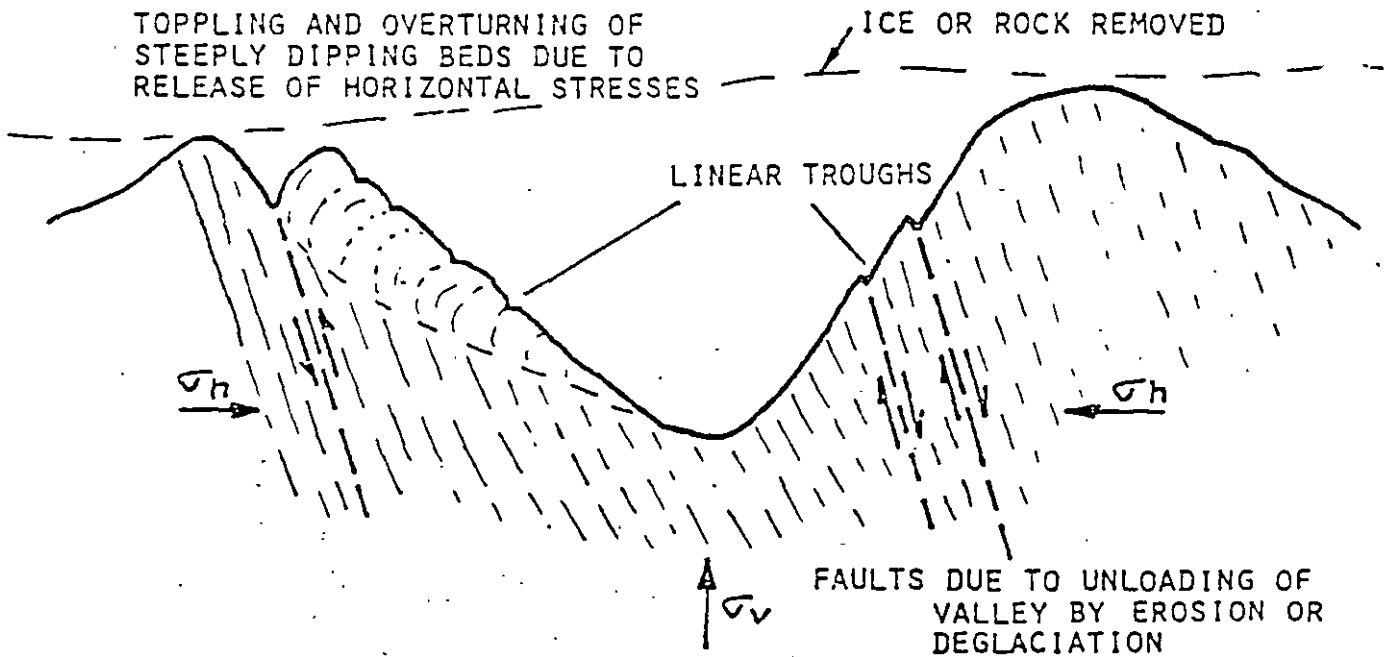
Slope failures are common in residual soils and weathered rock, particularly in areas of humid temperatures and tropical climates where the weathering profiles reach their maximum development. Many of the failures in these weathered materials are the result of the special effects superimposed on the slopes by the development of the weathering profile. These effects include an alteration of the strength and permeability characteristics of the weathered slopes so as to decrease their stability. Related to slope failure of the residual soil and weathered rocks, in the middle to upper part of otherwise homogeneous slopes, is the accumulation of colluvium (mainly slide debris) on the lower portions of the slope. The effects of weathering profiles and colluvium on slope stability have been discussed in more detail by Barata (1969), Costa Nunes (1971), Vargas (1971), Deere and Patton (1971) and by many others.

The overall effect of weathering is to decrease the stability of the slope by: 1) reducing the permeability of the upper-most layers of the slope and simultaneously increasing the permeability of the underlying layers and thereby creating the equivalent of inclined artesian aquifers parallel to the ground surface, and 2) decreasing the shear strength of the intact rock and of irregularities along potential sliding surfaces. Failures of residual soil slopes commonly occur along relic joints, faults, and foliation and bedding planes shears inherited from the unweathered bedrock. In this respect the design of slopes in residual soil has more in common with the design of slopes in unweathered rock than with slopes in transported soils.

Figure 9 shows the development of a weathering profile on a typical slope in igneous rock. It also illustrates the influence of fluctuations in the piezometric levels on stability of the wedge A B D in the more permeable portions of the weathering profile, Zone IIA. It is apparent that small increases in the piezometric levels along the surfaces AB & BD could readily cause the overlying wedge to slide.



A) DEEP NARROW CANYONS



B) COMPLEX LARGE-SCALE MOUNTAIN STRUCTURES

FIG. 8 GEOLOGIC STRUCTURES RELATED TO STRESS RELEASE IN MOUNTAIN VALLEYS

METHODS OF LANDSLIDE RECOGNITION

Often the slope stability problem is essentially solved once a landslide is recognized. In many cases the slide debris can be removed or the area avoided. It is usually easy for experienced geologists and engineers to recognize recent landslides where the displacements are relatively large and the irregular and slumped landslide surface has been maintained. However, as landslides become older and larger they become more difficult to recognize. It is even more difficult to recognize signs of incipient or future slide activity. Because the old, large, and incipient landslides are more difficult to recognize, they are often overlooked in the initial study of an area. Therefore, they tend to cause more serious problems when their true nature is finally recognized during construction.

The basic background for the recognition of landslides lies in an understanding of the regional geology and geomorphology. Landforms typical of the bedrock and sediments of the area should be recognized and mapped. In the initial stage of a slope stability investigation landslides are best evaluated using a combination of air photographs, existing geologic maps, and the available subsurface information.

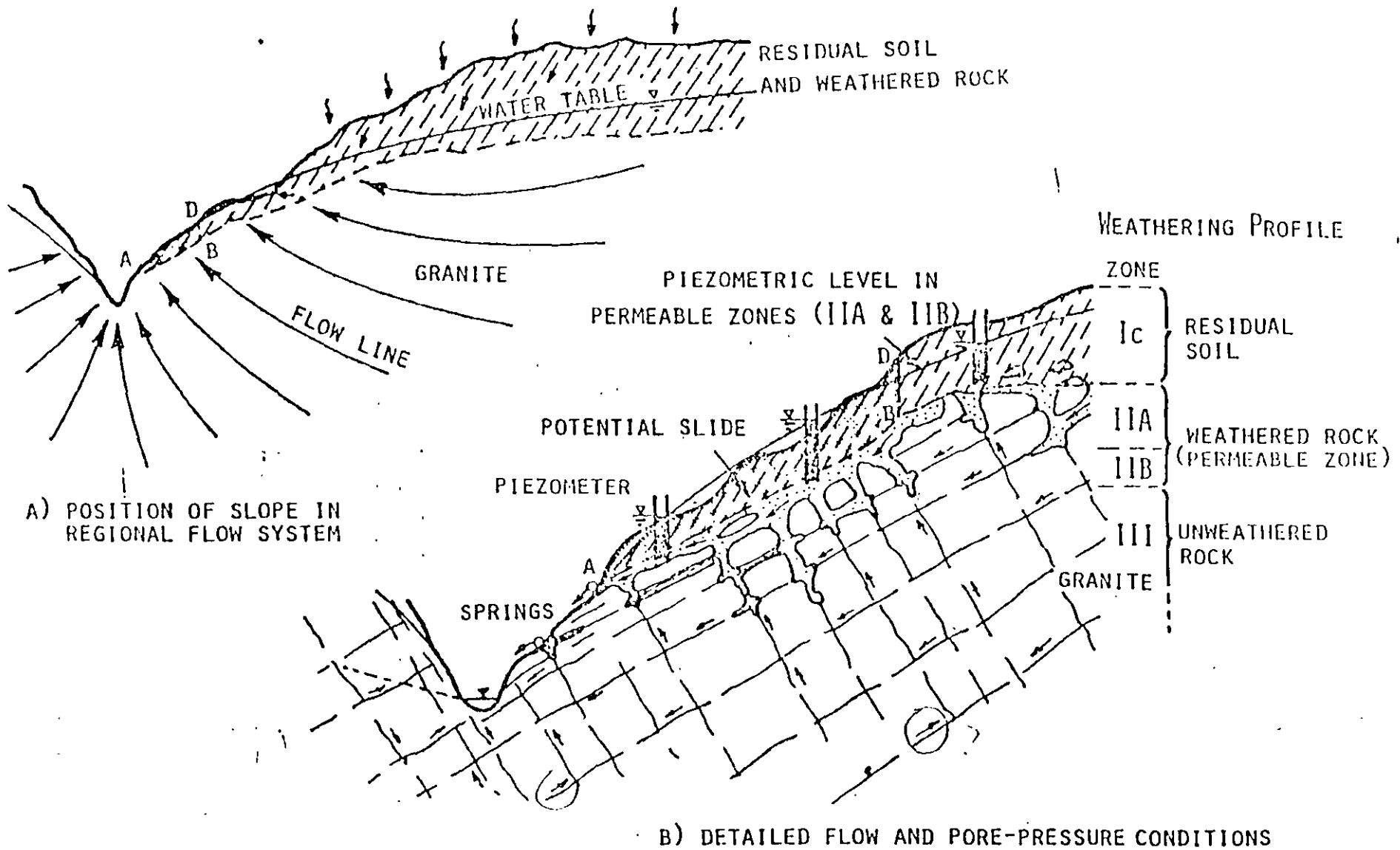
To gain a proper perspective of an area two scales of airphotos are required:

- 1) high altitude, small-scale photos at a scale of about 1:50,000 to 1:60,000, and
- 2) low altitude, larger scale photos at a scale of about 1:10,000 to 1:15,000.

Stereoscopic black and white air photographs of the visible spectrum are generally sufficient, but some geologic features are best shown on color photographs. This can be sufficient reason for obtaining color air photographs for geologic mapping purposes alone. Color infrared air photographs can be useful in delineating the more pronounced vegetal growth that can occur around the groundwater discharge areas associated with slides (Defries 1971). This method is particularly useful if the photos have been taken in the dry season. Color infrared photos can also be helpful in recognizing the vegetal tonal differences associated with incipient cracks. These cracks can be emphasized by their effects on the soil-moisture conditions in the adjacent soil.

There is no short-cut to a thorough combined airphoto and field study of the landscape in a landslide study. Such a study involves making use of photo interpretation techniques with stereoscopic pairs of airphotos to identify natural landforms. In identifying and interpreting the airphotos the interpreter makes use of: 1) topography, 2) drainage patterns, 3) tones (colors), 4) vegetation, and 5) cultural features. The use of these features has been described by Belcher (1948) and Mollard (1962). Using these tools, the geologist-interpreter should map the boundaries of the bedrock-lithologic units, marker beds within the units, and other recognizable elements of the geologic structure. This map should also show the recent deposits such as alluvium, terraces and shoreline deposits. A separate map which portrays the drainage pattern in as much detail as possible should also be prepared. Springs and obvious groundwater discharge features should be included on the drainage map.

In preparing these two maps the interpreter will have 'examined' the topography, vegetation and cultural features in great detail and is therefore ready to delineate the landslides. These can be shown on one of the maps mentioned above or on a separate map. All the mapping noted



V-GR.16

FIG. 9 POTENTIAL SLIDE IN RESIDUAL SOIL, TYPICAL ENVIRONMENT



FIG. 10 AIRPHOTO STEREOPAIR, DOWNIE SLIDE, B.C.



above should be done on semi-matte or transparent overlays traced directly off the airphotos. The mapping can be transferred later if necessary to true-scale topographic maps. For special cases, such as detailed work in areas of rugged terrain, the photo interpretation can be done on a photogrammetric plotter so that the boundaries are in their true position.

The more careful and experienced the airphoto interpreter, the more he recognizes the need for thorough field checking of the features delineated in the office. Making a prior office study of airphotos permits the field geologist to be more efficient in his field mapping because he can go directly to many of the key outcrops and can often use the photos to locate the best routes for field travel.

Most landslide areas are detected on airphotos or in the field by one of the following features:

- arcuate scarps above a slope,
- irregular to chaotic topography,
- bulging slopes below depressional topographic features,
- deranged drainage,
- undrained depressions on a slope,
- blocked drainage, rapids and other changes in stream gradients,
- changes in valley width, and
- major cracks behind or along a slope.

Less prominent natural features that can sometimes indicate old landslides or incipient slides on airphotos include:

- linear ridges and depressions aligned parallel to the contour lines,
- lateral dikes or ridges,
- alignment of springs or sinks,
- areas with an unusual abundance of springs,
- minor cracks and straight or arcuate airphoto lineaments behind slopes,
- unusually smooth topography (eg. absence of minor gullies),
- unusual boulders scattered over the ground surface, and
- any other evidence of differential movement.

Additional features associated with landslides can be observed on the ground. These include leaning trees, zones of overstressed rock or soil, and gouge, slickensides, striations and grooving associated with the surfaces of sliding.

Figure 10 is an airphoto stereogram of the Downie Slide in British Columbia. This slide in layered gneiss and schist has a volume of about  $1$  to  $2 \times 10^9$  cu yds and has moved down a foliation shear inclined at about  $18^\circ$  towards the river. The slide rises in elevation about 3600 ft from the river to the top of the scarp. The scarp at the top of the slide varies from 100 to 400 ft in height. This is an example of a very large landslide which is quite evident from the airphotos, but because of its size, the heavy vegetation cover, and the complexity introduced by a mantle of glacial drift, it went unrecognized for some time during ground surveys.

Figure 11 is an oblique airphoto of a rock slide - rockfall at Kodiak City, Alaska. The slide occurred at the location of a pre-existing downhill mass movement. The volume of the old slide is estimated to be about  $5 \times 10^6$  cu yds and the material which fell and slid out during the last slide activity is about  $1 \times 10^5$  cu yds. The bedrock consists of argillaceous slates dipping steeply into the mountain. The slide extends from near sea level to the top of the mountain at an elevation of 1100 ft. The outer 50 to 150 ft of the slope is believed to be failing in a combined toppling-ravelling mode of failure. The slide occurred



— —L PRE-EXISTING  
LINEAR TROUGHS

S SPRINGS

FIG. 11 OBLIQUE AIRPHOTO OF THE ROCKSLIDE-ROCKFALL, KODIAK CITY, ALASKA

when a contractor was removing material from the toe of the slide for construction of the quay at the foot of the mountain. Immediately preceding the slide there was an unusually cold period with the temperature below freezing and little or no snow cover. This is an example of an old unstable slope which can be readily identified on the ground or from airphotos by the unusual pattern of linear depressions and the unusual abundance of springs which issue from both sides of the slide and from recently exposed areas on the rock face at the toe of the slide.

### FIELD INVESTIGATION OF SLIDES

The purpose of the geologic field investigation is to obtain sufficient data so that realistic cross sections can be drawn showing: 1) the significant geologic structures, 2) the surface of sliding, 3) the groundwater table, and 4) the distribution of the pore-water pressures acting on the surface or potential surface of sliding. The field investigation can include: field and airphoto geologic mapping; obtaining subsurface data from borings, trenches, adits and geophysical surveys; installation and monitoring of piezometers; the selection of samples to be used in the field or in laboratory tests to obtain the appropriate shear strength parameters; and slope movement monitoring surveys.

#### Geologic Field Mapping

A complete geologic map is required showing rock outcrops, rock units and the orientation of geologic structures in the area adjacent to the slide. A topographic map will have to be obtained as a base map and new vertical airphotos could be required if the existing airphotos are not suitable or are out-of-date. The areas of greatest interest in the analysis are usually the scarp and toe of the slide. In these areas the failure plane(s) may sometimes be seen, their orientation recorded, and samples collected for laboratory tests. If the failure plane is observed, the inclination and direction of sliding can usually be obtained from strae or grooving. The irregularity or waviness in the direction of sliding should be recorded wherever possible.

Groundwater features such as springs and sinks and the position of ponds and streams on the slide should be recorded. Springs can often serve as an indication of the position of partially hidden failure surfaces. The geologic map should show the location of major features of the slide surface such as horsts, grabbens, faults and shear zones. On slides in which the debris has roughly maintained its original orientation, the geologic mapping should include the orientation of geologic structures observed in blocks within the slide. These orientations of slide 'float' blocks can help in the preparation of geologic sections and may provide clues of changes in the orientation of the underlying failure plane.

#### Collection of Subsurface Data

##### Test Trenches, Adits, etc.

The advantages of first-hand visual observations and mapping of continuous sections cannot be duplicated by the incomplete 'point' sampling available from borings. Wherever possible trenches and test pits should be used on shallow slides, and bucket-suger holes should be used for readily accessible slopes of intermediate depth. Adits can be useful to map the internal structure of slides and presently stable slopes and to establish, collect samples from, and inspect the surface of sliding and the underlying rocks. When a slide is active none of these methods may be suitable and borings and seismic traverses may be the only methods for collecting subsurface data.

## Borings

Only the very best coring methods are suitable for slope stability investigations. The main purpose of the boring is to locate and sample the material along the failure surface or potential failure surface. When 99% of the core is recovered and 1% is lost, quite often it is that missing 1% that is the significant part of the core from that boring. The failure surface is usually difficult to recover in a core sample. This is because it contains clay or gouge which is easily washed away and because the core bit will commonly rotate the upper portion of the failure surface on the lower surface and this can wear away the failure surface. Good core recovery has been obtained under difficult drilling conditions using a HQ-size, triple-tube core barrel with a wire-line drilling rig. The triple-tube core barrel with split-tube sample liner was developed by Moye (1967) in Australia for sampling residual soil and partly weathered rock.

It is important that all drillholes in the early stage of the investigation extend appreciably beyond the suspected failure surface. Oriented core, integral sampling, and other methods that have been introduced in recent years can also be most useful in obtaining the orientation of geologic structures and improving the quality of the sampling.

Water levels should be obtained in the borings as the drilling progresses. Before piezometers are installed the failure plane should be known so that the tips of the piezometers can be located just below the failure surface. Piezometers placed elsewhere can be highly misleading, as can open standpipes which depict some average or mean piezometric level within the slide or slope. When the surface of sliding is not known it may be necessary to install multiple-position piezometers. Other piezometers are often required to establish the groundwater level. Water pressure tests made in borings can help indicate the base of the slide debris and can be useful when considering drainage schemes as possible remedial measures for a landslide.

The monitoring of fluctuations in the groundwater table and of piezometric levels can be important, particularly during and following heavy rainfalls or during periods of snowmelt. To properly obtain a record of water-level fluctuations requires two or more continuous recording water level instruments. Some types of such instruments can require special holes drilled to accommodate the floats.

### Borehole Logging

Careful geologic logging of the core is required to locate all weak zones, slickensided surfaces, gouge and mylonitic seams. The orientation of these features and the significant structure of the remaining rock and soil should be noted. When it is difficult to correlate between borings by simple matching of the lithologic units, then geophysical logging of the borehole may be required. This can include resistivity logs, downhole seismic velocity logs, and 3-D velocity logs, etc. The logging must fit the purpose of the investigation and the type of materials present.

### Seismic Traverses

The purposes of the seismic traverses can be 1) to detect areas of low velocity which could be slide debris, 2) to help establish the depth of the slide debris when a slide has already been identified, 3) to correlate between borings, and 4) to locate possible critical positions for boreholes. Seismic refraction surveys can give good results on some slides but may not work on others. Whether they provide useful information depends upon the contrast in seismic velocities between the slide

debris and the adjacent and underlying materials. In many slides in residual soils and in soil and rock slides where the debris is highly disturbed, the seismic velocities of the debris are low and the resulting contrast with the in-situ materials is high. However, in slides where large masses of intact material remain relatively intact, these masses may still have seismic velocities which approach that of the in-situ materials. In the latter case it may be difficult or impossible for refraction seismic surveys to delineate the disturbed, lower velocity rock along the failure surface.

#### Samples

Samples of the suspected failure surface(s) should be collected for laboratory direct shear testing. Occasionally, oriented samples of both sides of a failure surface may be required when the failure surface consists of two hard rock surfaces with little or no gouge. However, on the many slides where gouge is present, it can be sampled by carefully peeling off the pieces so as to exclude the coarse particles. This remolded sample can be used in direct shear tests to establish the residual value of shearing resistance. Usually a fist-sized sample will be sufficient, but samples twice as large will provide extra material for index property tests.

Some of the failure surface samples may be used for grain-size analysis and for occasional x-ray diffraction analysis of the clay mineral fraction.

Selected samples of the rock or soil core and of the material in the outcrops surrounding the slide may be taken when the geology is complex or obscure.

#### DETERMINATION OF SHEAR STRENGTH PARAMETERS

There are essentially two different cases to consider in establishing the value of the shear strength parameters for stability analysis. One case is when appreciable displacements have already occurred. In this case it makes little difference in-so-far as the shear strength parameters are concerned whether the displacements or slide movements have stopped sometime in the geologic past (provided that the failure surface has not been recemented) or whether slow movements are presently occurring. The other case is when a slope is presently stable and there is no evidence of previous movement along the potential failure surface(s). These two cases are considered in more detail below.

#### Slopes with Failure Surfaces Having a Previous Displacement History

The angle of residual shearing resistance,  $\beta_r$ , is the generally appropriate angle of shearing resistance to apply in stability analyses for slopes with existing failure surfaces. This is true for most existing slides in soil, and many slides in rock masses which occur parallel to foliation shears, faults with gouge zones, or bedding-plane shears.

These latter geologic structures were often at their residual shear strength prior to the time they became involved in a slope failure. This is due to the previous shearing displacements which occurred along them at a much earlier time in their geologic history. Thus a first time slide may occur on a failure surface on which the shear strength has always been at residual during the recent geologic events that shaped the existing slope.

Although previous displacements have occurred, there still may be some geometric irregularities left along the actual failure surface in the field. In this case, the value of the geometric component,  $i$ , should be added to the value of  $\beta_r$  (Patton, 1966) to obtain the

appropriate value of the angle of shearing resistance to be used in the analysis. When large displacements have occurred or when the surface is relatively smooth and planar the value of  $i$  will usually approach zero.

However, when displacements have occurred under moderate to low levels of confining stress, the failure surface may still be moderately irregular and can therefore have an appreciable geometric component of shear strength. For pre-sheared surfaces this value will seldom exceed  $5^\circ$  to  $10^\circ$ . A geometric component of the shear strength can also be added in certain cases when the direction of previous shearing is not parallel to the preferred direction of movement of the present slide. This has been described by Patton and Deere (1971). The value of  $i$  should be measured or estimated from field observations. *Check Deere?*

Whether the existing landslides are in soil or rock, it has been found by the writers and others that a cohesion intercept should seldom, if ever, be used in the analysis. If a cohesive component of the shear strength is used, the analysis is likely to indicate strengths higher than those that are actually present in the field and thus be on the unsafe side.

The test which best reproduces in the lab the sliding mode of failure along a pre-existing discontinuity which occurs in the field is a direct shear test. The residual values of shearing resistance for soil-like-specimens are best obtained from a rotary shear device as the available displacement in one direction is unlimited. LaGatta (1970) has described such a device designed for soils. However, for most purposes design values can be obtained from a simple direct shear test device where the displacement in one direction is limited to about  $\frac{1}{2}$  to 2 inches, whereupon the direction of shearing can be reversed or the sample reversed and the shearing continued until no further drop in shear strength occurs with further displacement. Triaxial tests are unsuitable for obtaining residual values of shearing resistance because the available displacement is so limited and because it is not as convenient to test parallel to the critical surfaces as in a direct shear test.

Generally, it is the consolidated drained value of shearing resistance that is required in the analysis. The residual value of shearing resistance,  $\phi_r$ , can be obtained from, 1) an oriented undisturbed sample containing the failure surface, 2) a remolded sample of gouge after appreciable displacements have occurred, 3) a remolded sample with a pre-cut surface (Morgenstern & Tchalenko 1967), and 4) by using a remolded sample against a hard rock planar surface on one side of the soil or gouge (Kanji, 1970, 1972). For a preliminary estimate of the drained residual angle of shearing resistance for natural gouge materials the relationship given in Fig. 12 can be used. When  $\phi_r$  is a critical design parameter, direct shear tests should be run to confirm the actual value(s).

In general, rocks rich in quartz and feldspar (sandstones, granites, rhyolite, etc.) have values of  $\phi_r$  close to  $30^\circ$ , but the values can range from  $25^\circ$  to  $33^\circ$  for sandstones and  $25^\circ$  to  $40^\circ$  for granite. Carbonate rocks (limestones, dolomites, marbles etc.) have values of  $\phi_r$  which vary from  $32^\circ$  to  $36^\circ$  with the average about  $35^\circ$ . Rocks with appreciable quantities of mica (schists and phyllites, etc.) will have values of  $\phi_r$  ranging from  $14^\circ$  to  $26^\circ$ . Gneisses have a wide range of  $\phi_r$  values from  $18^\circ$  to  $30^\circ$ . Some rock types will maintain a relatively constant  $\phi_r$  value with weathering, while others will change, some increasing and others decreasing.

Rocks and soils composed mostly of clay minerals will have  $\phi_r$  values ranging from  $4^\circ$  to about  $14^\circ$ . For most natural soils with mixtures of clay, silt and sand,  $\phi_r$  will vary from  $12^\circ$  to  $24^\circ$ . Angles of residual shearing resistance for fault gouge tend to average about  $22^\circ$  but can range over wide values depending upon the mineralogy and grain size. High values of  $\phi_r$  of  $24^\circ$  and  $28^\circ$  or more are sometimes encountered for fault

gouge probably due to the number of angular silt and sand fragments present.

Additional references on the frictional resistance of rock surfaces can be found in Coulson (1972) and others. Deere and Patton (1971) have compiled values of the angle of shearing resistance for weathered and partially weathered rocks. When rough estimates of  $\phi_r$  are required the above average values can be used, but if the analysis is critical to the value of  $\phi_r$ , as many slides are, then laboratory direct shear tests should be performed.

### Slopes with Potential Failure Surfaces Having No Previous Displacement

When there have been no previous displacements along the potential failure surfaces in soil or soft rock, the testing procedure can become much more involved. Shear strength tests of samples of many surfaces can be required for a series of stability analyses which will attempt to select the critical slide mass and its corresponding failure surface(s). These tests may require oriented undisturbed samples. Whenever undisturbed samples are tested, the residual angle of shearing resistance should be obtained as well as the peak values of shearing resistance in order to facilitate the interpretation of the shear strength parameters of the undisturbed samples.

For hard rock discontinuities the shear strength values may be obtained from an estimation or determination of the value of  $\phi_r$  and the field observations if  $i$ . Alternately, laboratory and/or field shear strength tests may be used to establish the maximum strength failure envelope. However, these values may have to be modified before using them in design to account for differences in the scale of the irregularities in the samples and those present in the field.

The geometrical component of shearing resistance,  $i$ , may be added directly to the values of  $\phi_r$  determined as in the previous case. The practical application of this concept, however, relies on an evaluation of the value of  $i$  in the field. Fig. 13 illustrates a typical joint surface profile in the field which has  $i$  values measuring from  $14^\circ$  to  $46^\circ$ . It should be noted that the irregularities which yield high  $i$  values are also the most easily sheared off because they have the narrowest base. Therefore, these steep narrow irregularities become more highly stressed at small displacements and, as some of them fail, the load transfers to the broader and flatter irregularities. Therefore, a mechanism of progressive failure is likely to develop in the typical rock slope. For interlocked surfaces which have not experienced movement, an  $i$  value of  $10^\circ$  to  $15^\circ$  or occasionally more can be used in the analysis, provided there is some field evidence on which to base this value and provided some consideration is given to the possible failure mechanism of the slope.

## ANALYSIS OF SLOPE STABILITY

### General Discussion

#### Information Required

The quantitative assessment of the stability of any slide or potential slide requires:

- 1) measurements of the total and incremental movements of the slide (and often differential movements within the slide) over a time interval including the period immediately prior to the analysis,
- 2) the determination of the location, orientation and shape of a failure plane or potential failure planes.

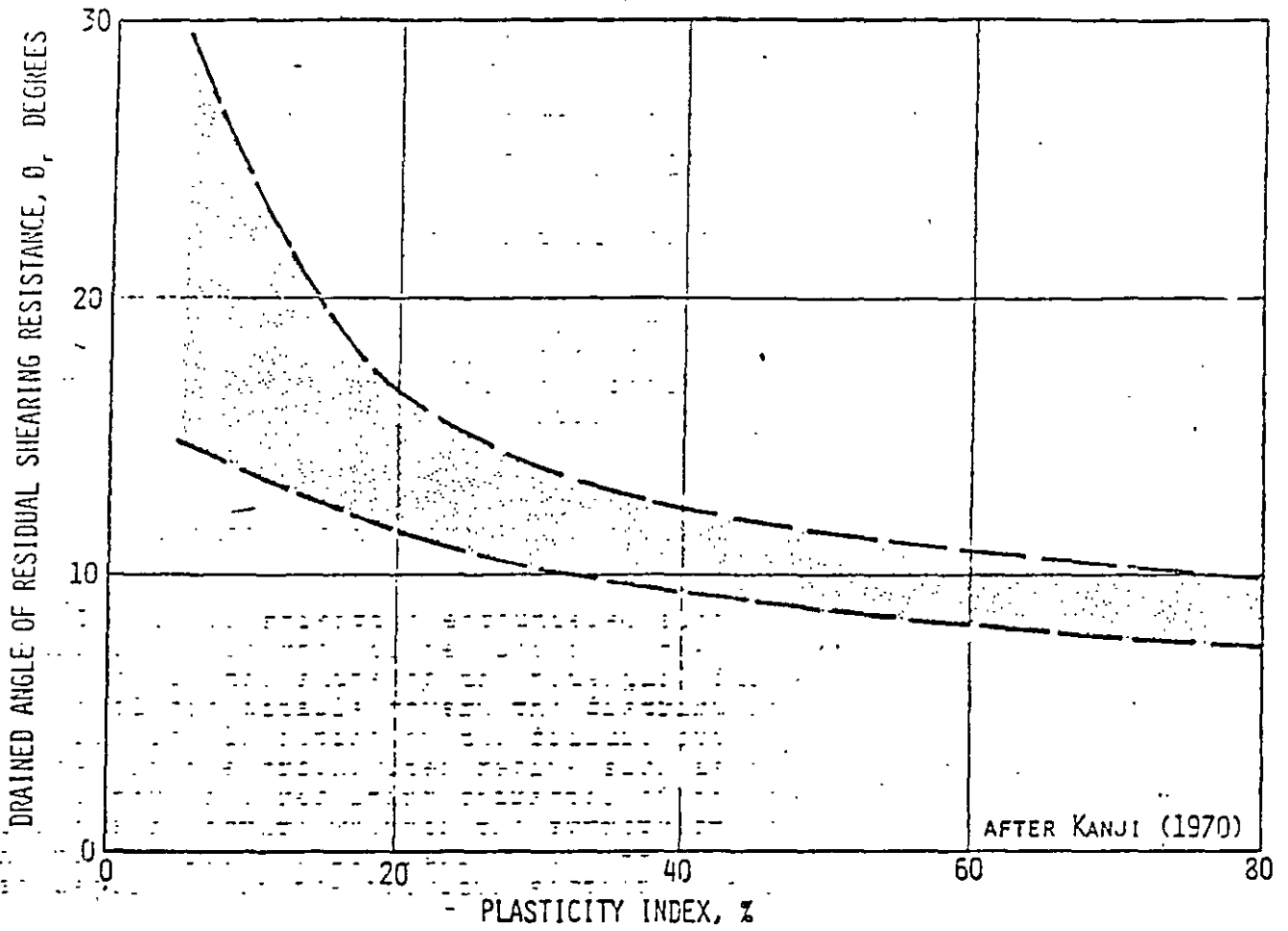


Fig. 12 APPROXIMATE RELATIONSHIP BETWEEN THE DRAINED ANGLE OF RESIDUAL SHEARING RESISTANCE AND THE PLASTICITY INDEX

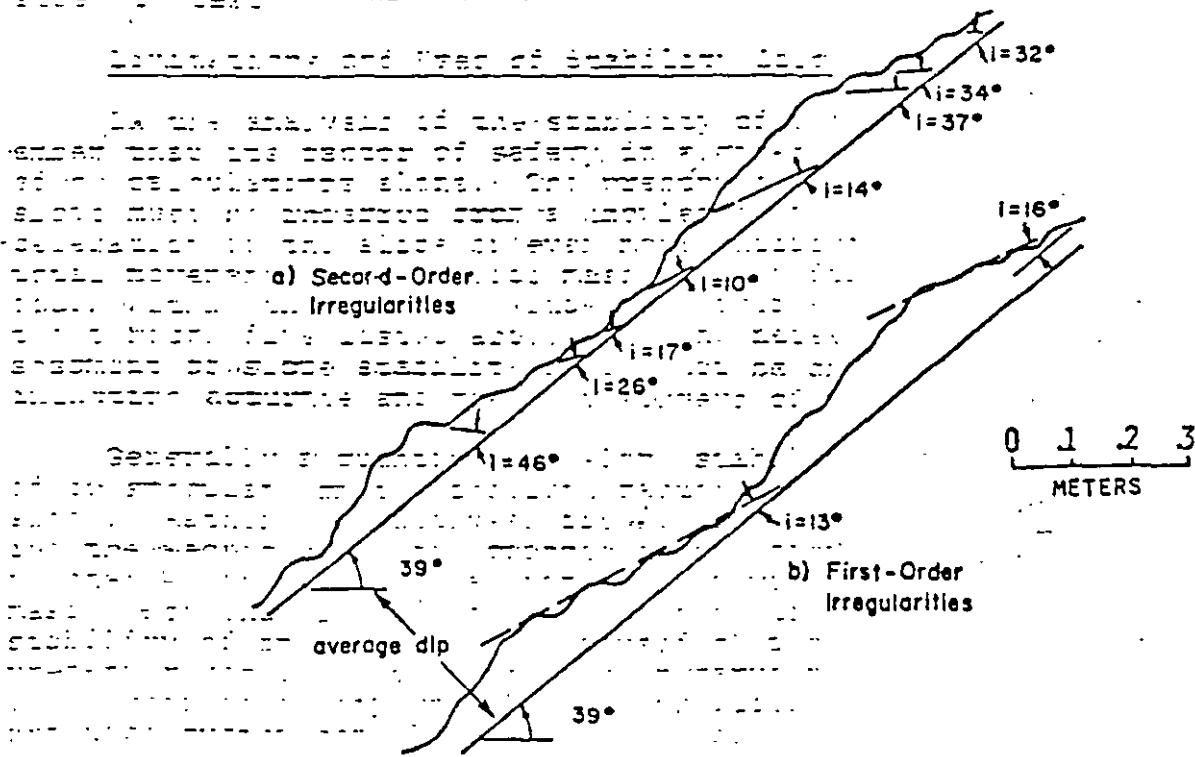


Fig. 13 AN EXAMPLE OF AN IRREGULAR FAILURE SURFACE



- 3) the determination of the shear strength parameters of the materials measured parallel to the failure surfaces,
- 4) an estimate of the distribution of the piezometric levels present beneath the surface of sliding and the general level of the groundwater table above the surface of sliding, and
- 5) a knowledge of the details of the surface topography.

Determining these factors for man-made structures, such as embankments and dams, is relatively simple and straight-forward in comparison with establishing them for natural slopes. Natural slopes may be subjected to external and internal stress changes such as those caused by excavating for a highway or tunnel portal or by flooding the toe of a slope with a water reservoir. Internal stress changes are usually caused by changes in the groundwater regime of the slope. The piezometric levels may decrease due to cuts at the toe of the slope or increase due to the partial blockage of the groundwater flow caused by a reservoir as was shown on Fig. 4.

The lower strengths encountered along certain types of geologic discontinuities in rock slopes and in a great many residual soil slopes usually govern the shape of the potential failure wedges or planes. These same geologic details govern the distribution of and changes in the piezometric levels acting on the failure surfaces which in turn result from changes in the groundwater regime such as changing reservoir levels etc. The history and resulting character of the critical geologic discontinuities also govern whether the appropriate shear strength parameters are the peak values or residual values --- even for a first time slide as was described in the previous section of this report.

It is obvious that the role of the engineering geologist is of paramount importance to a quantitative analysis of slope stability in establishing the boundary conditions and selecting appropriate samples for strength tests.

#### Limitations and Uses of Stability Calculations

In the analysis of the stability of a slope it is important to remember that its factor of safety in a given condition cannot be established by calculations alone. The present condition or stability of a given slope must be inferred from a knowledge of the present velocity and acceleration of the slide or even more indirectly from the value of the total movements of the slide mass or from differential movements which occur within the slope or slide area over a period of time. Thus, items two through five listed above as being necessary for a quantitative assessment of slope stability should not be obtained at the expense of eliminating accurate and frequent surveys of the area in question.

Generally a quantitative slope stability analysis should not be used to speculate on the absolute factor of safety of a present natural slope. Rather, the analyses are best used as a powerful tool in assessing the magnitude of the changes in the factor of safety which occur due to changes in the external forces that will act on a potential sliding mass. For example, the analyses can be used to assess the effect on the stability of an old landslide caused by a change in water level from the present river level to a proposed reservoir level. Possible changes in the factor of safety which can be produced by the introduction of a drainage system can also be assessed as well as other remedial measures such as unloading the top or placing a berm at the toe of a slope.

Quantitative stability analyses can also give the engineer or geologist a better understanding of the behavior and sensitivity of a particular slide or slope to changes in the critical parameters. Different

Role and Importance of Precedents

It has been indicated herein that methods of slope stability analysis can be used to calculate changes in the factor of safety. The changes in the calculated factor of safety are only meaningful, however, if they are interpreted in the context of other case histories of slope failures where the changes in the calculated factor of safety could be approximated. From these precedents it is possible to get a feel for the possible significance and meaning which can be attached to a given percentage change in the calculated factor of safety. Of course, small changes in the factor of safety become more important as the original factor of safety approaches 1.0.

In cases where the factor of safety is near 1.0, even a 3% to 5% change in the factor of safety is meaningful. One of the largest rock slides in recent times, the Vaiont Slide, occurred where the decrease in the factor of safety was on the order of 5% due to the filling of a reservoir (Kenney 1967). When significant deep-seated movements of a slope are detected, then it should generally be assumed that the factor of safety is only marginally above 1.0 and small changes in external forces can be critical. The same is true for most old slides which are still resting on their original failure surfaces.

Precedence in slope design in an area is useful and often is all that is required for design purposes. But if the slope is critical, then a general knowledge of local precedent alone is insufficient, and the object of exploration must be to prove or disprove the existence of detailed geologic structures and piezometric levels etc. that will permit the precedent to be applied. As the stability of a slope depends upon details of the geology, the application of precedents from elsewhere to a particular stability problem requires full knowledge of the details of geology and significant geotechnical parameters. For example, the Vaiont Slide has been studied and analyzed by many and is often cited as providing a precedent for certain slope stability problems. Yet the actual pore water pressures and their distribution prior to the slide were not established and cannot be known now. Furthermore, most of the analyses were made without benefit of a measurement or comparison with the actual value of the frictional sliding resistance on the failure surface. This is not to say that the collective experience to our profession from the Vaiont disaster and the related technical papers is not invaluable, but we must be careful in the detailed application of the precedent provided by this and other precedents to other slope stability problems.

Static Analyses of SlopesLimit-Equilibrium Methods of Analysis

Limit-equilibrium methods of analysis have been used to assess the stability of slopes in soil and rock. In all methods of equilibrium analysis, the shape of the potential failure wedge is assumed at the outset. With the limit-equilibrium methods used for compacted soil embankments and for relatively homogeneous clays in the natural state, log spirals or circles are normally chosen to represent the failure surface. However, in slopes of rock and residual soil, and to a great extent in over-consolidated clays and shales, the potential system of failure surfaces already exists. The geometry of these surfaces and their lines of intersection must be delineated by the engineering geologist so that the shapes of the potential failure surfaces can be approximated at the beginning of the analysis.

In general, the potential failure wedges and surfaces are three-dimensional in nature. However, in many cases and particularly with

approximated by a two dimensional surface. This is common for large slides because a large slide normally occurs where the strike of the valley wall happens to be parallel to the strike of a major plane of weakness in the rock mass.

Direction of Movement -- Although displacements are ignored in an analysis by limit-equilibrium methods, it is necessary that the displacements can physically take place in the direction assumed along the chosen failure surface. Surfaces composed of sections of circles or log spirals pose no kinematic difficulties. In slopes of rock and residual soils where the potential system of failure surfaces already exists in the mass, the possible failure wedges must be checked to delineate the possible directions and surfaces on which it is physically possible for sliding to take place. Methods for checking the directions of sliding for three-dimensional wedges are given by Wittke (1964) and Hendron, Corning and Aiyer (1971).

Calculation of Shearing Resistance and Factor of Safety -- After the potential failure surface is assumed in either a rock or soil slope stability analysis, the next step in the limit equilibrium method is to calculate the shearing resistance required along a potential failure surface to keep the potential sliding mass in equilibrium. This portion of the analysis is basically an exercise in statics.

After the shearing resistance required for equilibrium has been found, it is compared with the available shearing resistance. This comparison is usually expressed in terms of a factor of safety which must be defined carefully. Finally the slip surface giving the lowest factor of safety is found. In homogeneous soil this is usually an iterative process with failure surfaces of the same general shape but with different sizes and orientations. But in most slopes of rock, residual soil and colluvium, there may be only a few potential failure wedges to consider, each having a different shape governed by various intersections of the existing sets of joints and faults or other potential failure surfaces.

### Examples of Limit-Equilibrium Methods and Applications

Sliding on One Plane -- In the simplest case, a potential slide might be a wedge sitting on a continuous set of bedding planes, foliation planes, or foliation shears. These are continuous and planar to the extent that the free body under consideration is essentially a wedge resting on a single plane. In such cases, the shearing force necessary for equilibrium along the plane a-b inclined at an angle to the horizontal is given by  $W \sin \alpha$  which is shown in Fig. 14 and the total component of the weight normal to the failure plane is given by  $W \cos \alpha$ . If there is a piezometric surface above the plane a-b, then the distribution of pore-water pressures over the plane a-b should be integrated to give the total pore-water force,  $U$ , on plane a-b as a total uplift water force. The factor of safety for this case, then, is given by,

$$F.S. = \frac{(W \cos \alpha - U) \tan \beta}{W \sin \alpha} \quad (1)$$

where  $\beta$  is the effective angle of shearing resistance along the plane a-b. For most cases where the plane a-b is composed of bedding planes in either rock or over-consolidated clays, foliation planes or foliation shear zones in metamorphic rocks, it is not advisable to use a cohesive resistance,  $c$ , along the potential plane of failure a-b. In the case of rock slopes the effective angle of shearing resistance,  $\beta$ , is given by  $\beta_i$  as discussed in a previous section. If the wedge shown in Fig. 14 has experienced previous sliding or is sitting on materials such as foliation shear zones which have experienced previous movement, it is quite likely that  $\beta$  should be taken as the residual angle of shearing

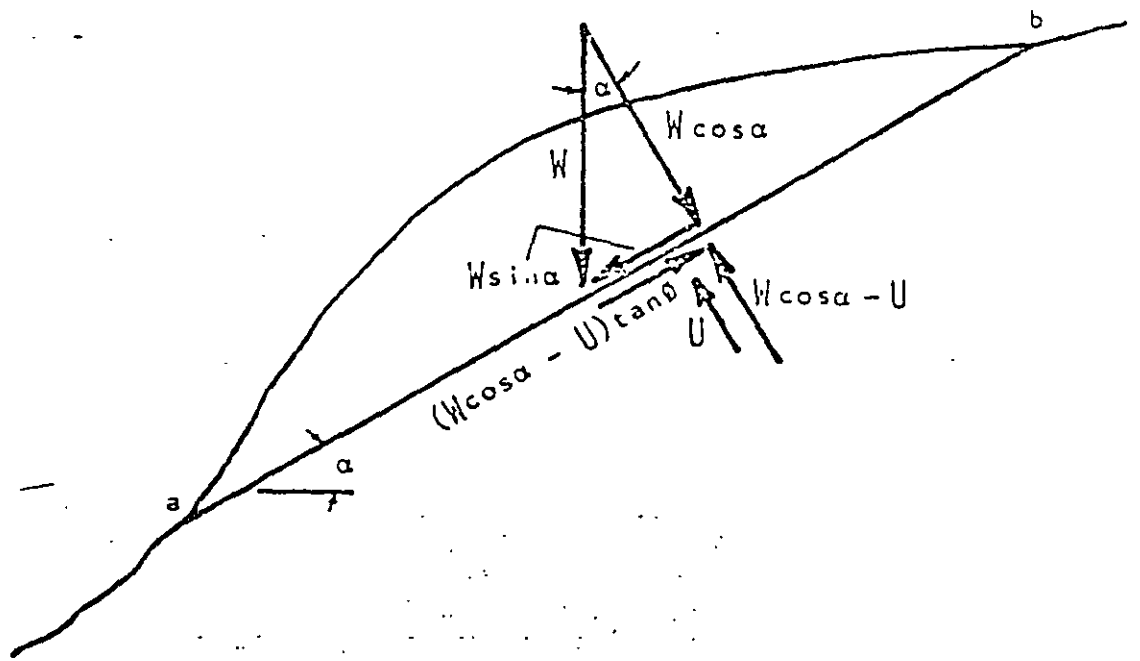
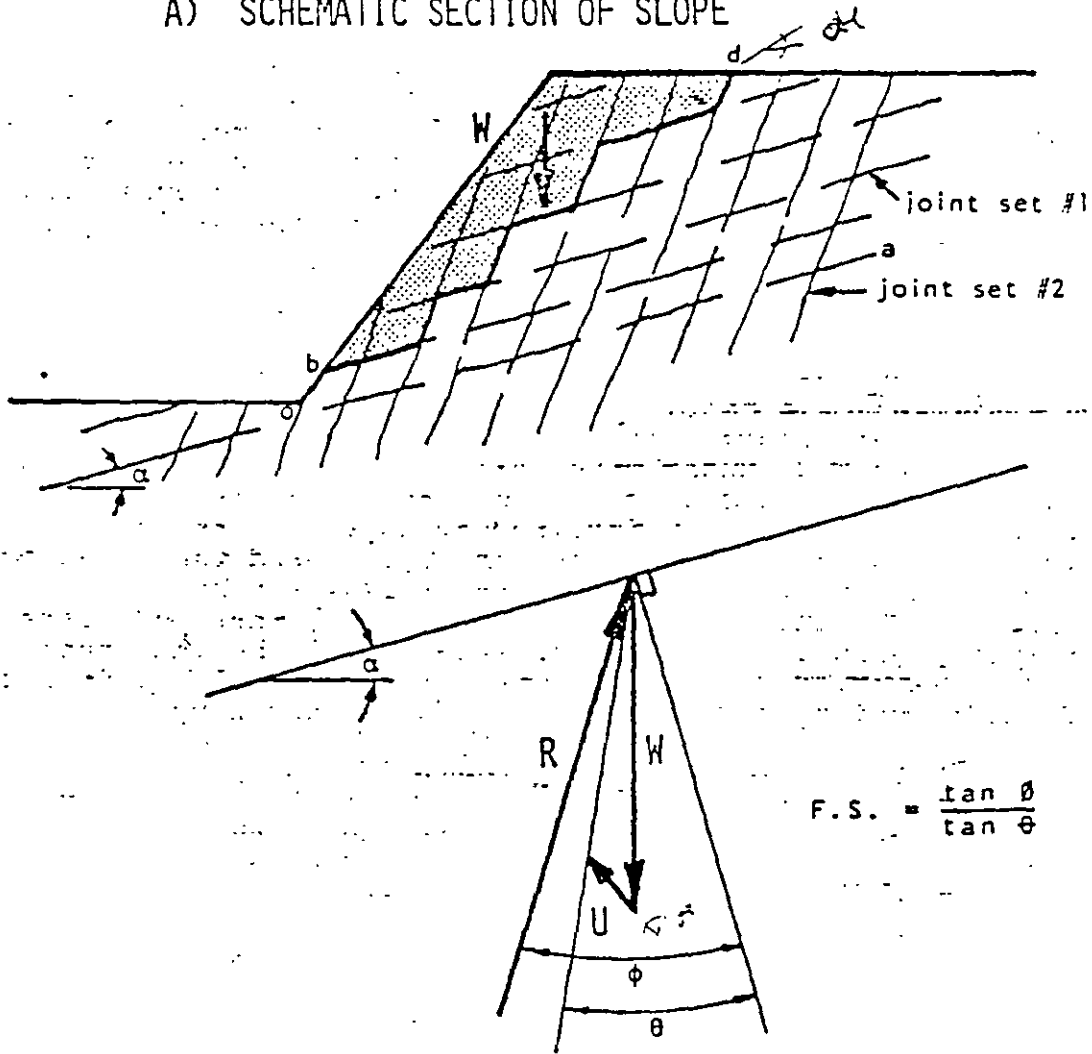


FIG. 14 ILLUSTRATION OF SLIDING ON ONE PLANE  
 A) SCHEMATIC SECTION OF SLOPE



$$F.S. = \frac{\tan \theta}{\tan \phi}$$

B) GRAPHICAL ANALYSES OF STABILITY

resistance,  $J_v$ , of the materials on the slip surface a-b. Normal values for these types of materials have been described in a previous section of this report.

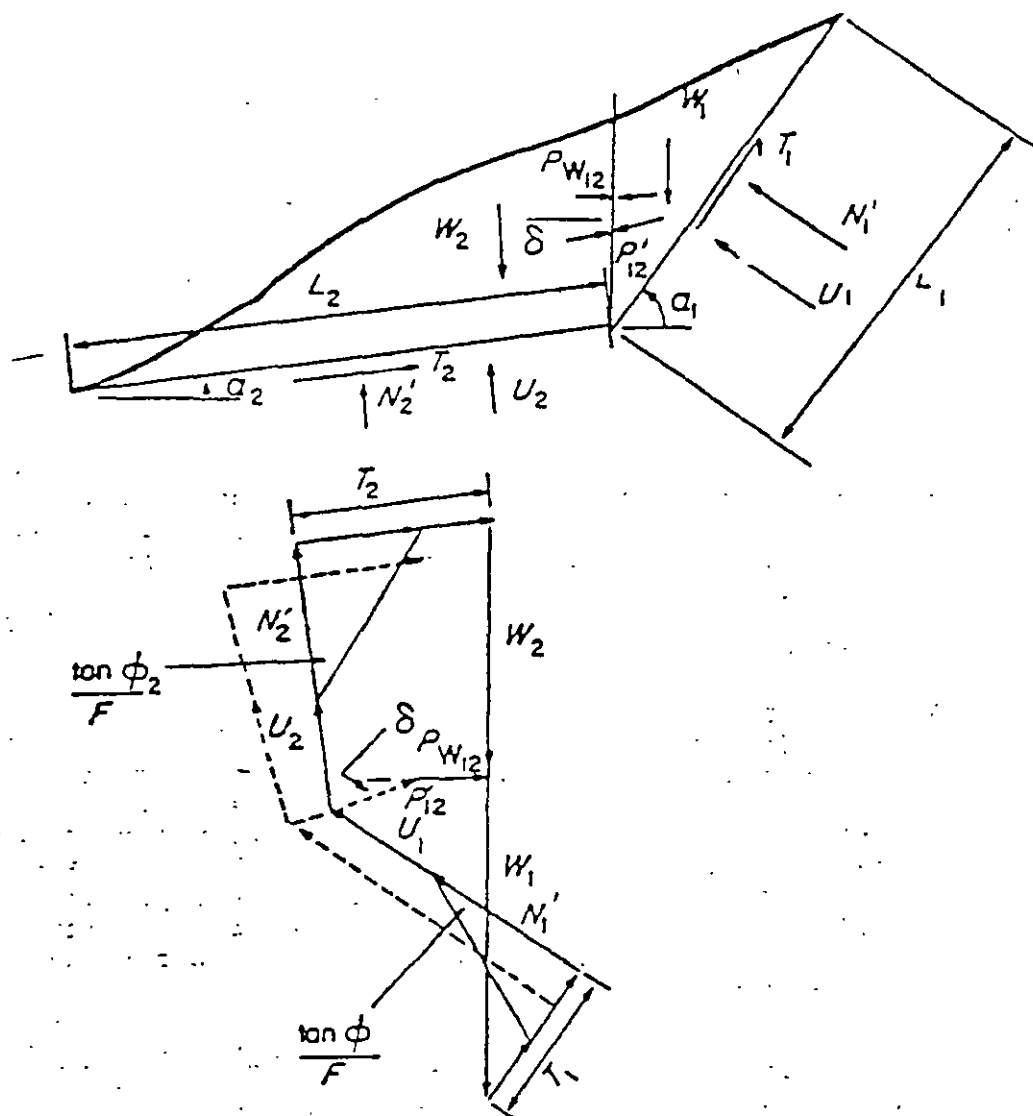
Sliding on Several Continuous Planes -- There are some difficulties where the intersection of the discontinuities is such that the problem is two-dimensional, but the problem is approximated by a wedge because the wedge is failing on a composite slip surface composed of several planes, although the strikes of these planes may be the same. A wedge method of analysis for this case may be most conveniently performed in a graphical manner as shown in Fig. 15. The potential sliding mass is separated into a series of wedges and the equilibrium of each wedge considered. Only the conditions of horizontal and vertical equilibrium are used in the analysis. Moreover, an assumption must be made regarding the inclination of the forces  $\delta$  transmitted across the interface between any two wedges. If anomalous results are to be avoided the interface force between wedges must be separated into water pressure and effective components. Only the effective force between slices should be assumed to be inclined at an angle  $\delta$  (Fig. 15).

The graphical analysis of a sliding wedge is illustrated in Fig. 15 where a rock mass is separated into two wedges as shown. The analysis is accomplished by varying the factor of safety,  $F$ , until the force polygons constructed for each of the wedges satisfy the horizontal equilibrium, vertical equilibrium and the boundary conditions. A value of  $\delta$  is assumed and an initial value of a factor of safety,  $F$ , is taken which allows the force polygon for the first wedge to be constructed. This polygon is shown by the dashed line in Fig. 15. With the value of  $P_{12}$  obtained in this manner, the force polygon for the second wedge is readily constructed. In general, this polygon will not close and the value of the factor of safety,  $F$ , must be varied until it does. The final solution is also given in Fig. 15. The factor of safety is usually sensitive to the assumed value of  $\delta$ . If conservative values are desired,  $\delta$  may be realistically taken as between  $30^\circ$  and  $40^\circ$ . The wedge method given above can be used for more slices than the two portions of the wedge shown in Fig. 15. Where the number of wedges are greater than two or three, the type of solution shown in Fig. 15 is more suited to be programmed on a high speed digital computer.

Analysis of Composite Surface of Two Discontinuous Joint Sets -- In some instances there will be a predominant set of joints which strike parallel to the surface of a slope, but these joints may not be continuous as shown for set 1 in Fig. 16a. If sliding were analyzed on a single plane, such as o-a, then some cohesive resistance would have to be assumed across these intact knobs of rock along plane o-a. In most instances, however, there will be another set of joints (set #2) which will occasionally cross the first set of discontinuous joints so that the failure plane b-d can be a composite stepped plane. Thus, in such a case, movement along a stepped failure plane similar to b-d in Fig. 16a is probably the most likely mode of failure. Therefore, this problem may be analyzed by assuming the shearing forces resisting movement to be inclined at an angle of shearing resistance,  $\beta$ , with the normal to the joint surfaces inclined at  $\alpha$  to the horizontal. The total pore-water force acting on the composite surface b-d can then be found and added vectorily to the weight vector,  $W$ , of the weight of the mass above surface b-d as shown in Fig. 16b. The factor of safety can then be given by,

$$F = \frac{\tan \beta}{\tan \phi} \quad (1)$$

where  $\phi$  is the obliquity of the frictional force on the steps inclined at  $\alpha$  on the composite surface b-d, and  $\beta$  is the available angle of shearing resistance along the joints inclined at  $\alpha$  to the horizontal.



- $W_1, W_2$  weight of a wedge  
 $U_1, U_2$  resultant water pressure acting on the base of the wedge  
 $N'_1, N'_2$  effective force normal to the base  
 $T_1, T_2$  shear force acting along the base of the wedge  
 $L_1, L_2$  length of the base  
 $\alpha_1, \alpha_2$  inclination of the base to the horizontal  
 $P_{W12}$  resultant water pressure at the interface  
 $P'_{12}$  effective force at the interface  
 $\delta$  inclination of  $P'_{12}$  to the horizontal

from Morgenstern (1968)

Fig. 15 THE GRAPHICAL ANALYSIS OF A SLIDING WEDGE

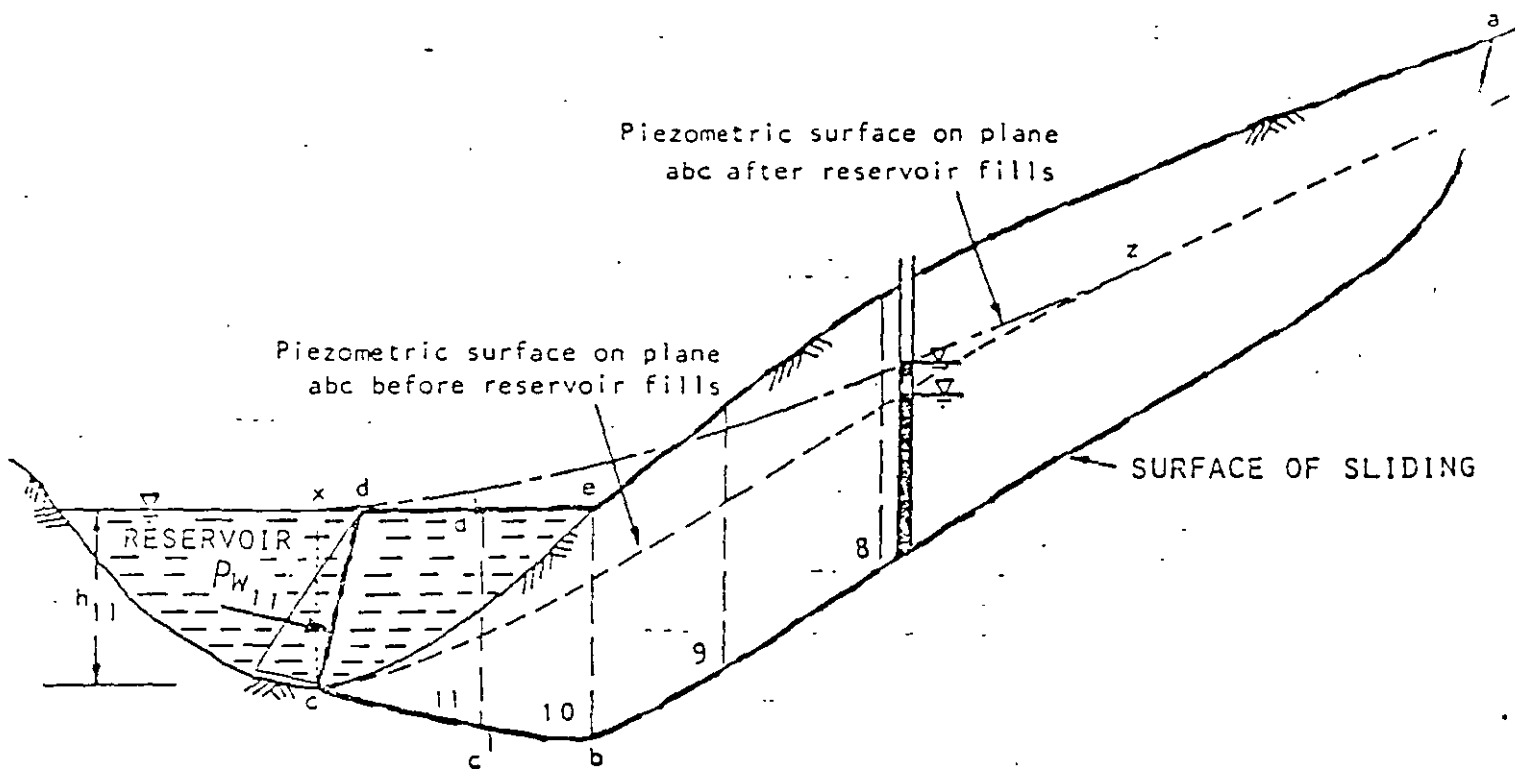


FIG. 17 ILLUSTRATION OF THE SIMPLIFIED METHOD OF ANALYSIS

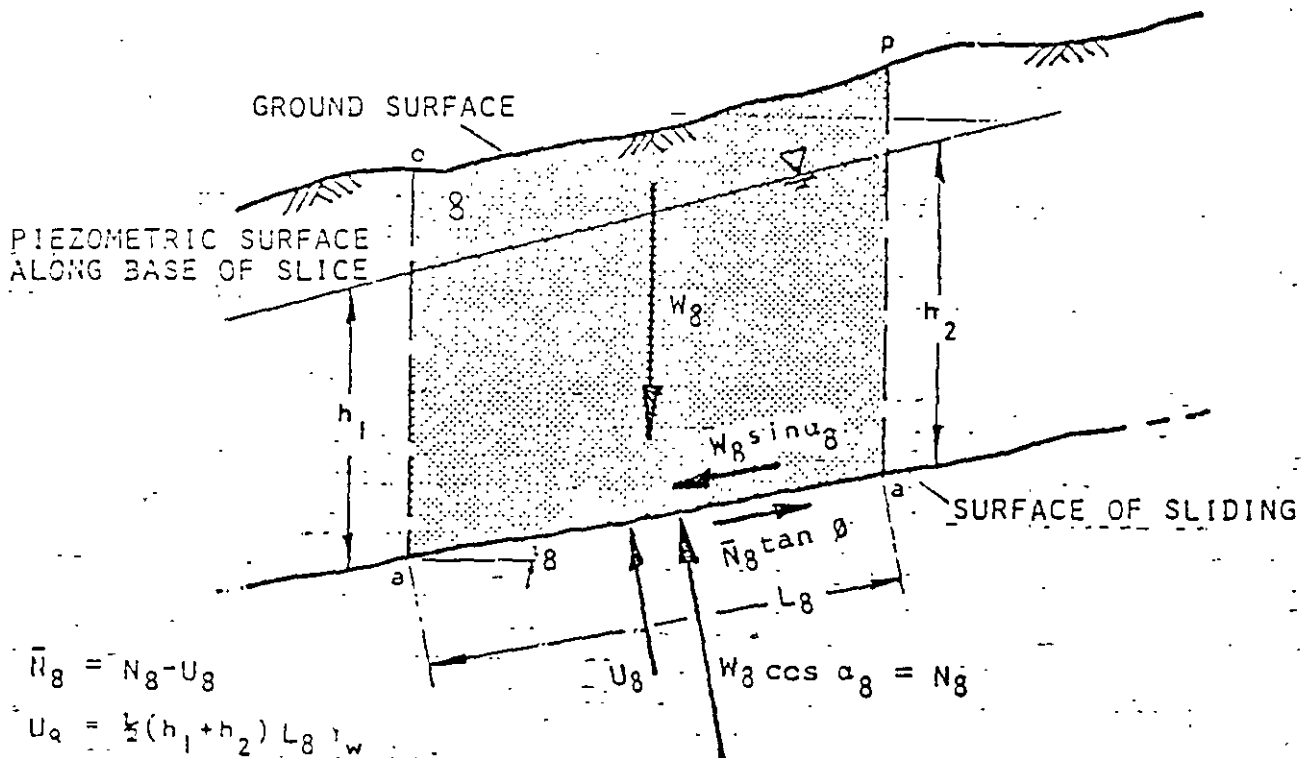


FIG. 18 FORCES ACTING ON AN INTERMEDIATE SLICE

Analysis of a Partially Submerged Reservoir Slope -- A commonly encountered stability problem is that of the possible submergence of the toe of an old landslide by the reservoir of a proposed dam. A cross section of such a slope is shown in Fig. 17. If the old landslide is large, a great portion of the failure surface may be found to be quite planar. There may or may not be a small toe wedge on an upward turning portion of the failure surface as shown in Fig. 17. Although the Morgenstern-Price method may be set up on a computer to study the kind of composite surface shown in Fig. 17, the following "simplified" method can be used in most cases with sufficient accuracy to assess changes in the factor of safety produced by the addition of a reservoir.

In the simplified method, the potential sliding wedge is broken down into slices as shown on Fig. 17. The gravity forces contributing to the weight on the potential failure wedge and the forces acting on the external boundaries of the sliding mass are treated as follows to arrive at a factor of safety of the mass. For any intermediate slice such as No. 8 in Fig. 17, shown in Fig. 18, the driving force is taken as  $W_8 \sin \alpha_8$  where  $W_8$  is the total weight of all material in slice No. 8 above the base plane a-a and  $\alpha_8$  is the angle of the base plane a-a with the horizontal. The total normal force on the base plane a-a is taken as  $N_8 = W_8 \cos \alpha_8$  and the effective force  $\bar{N}_8$  on the base plane a-a is taken as  $N_8 - U_8$ , where  $U_8$  is taken as:

$$U_8 = \frac{1}{2}(h_1 + h_2) \gamma_w L_8 \quad (3)$$

and  $h_1$ ,  $h_2$  and  $L_8$  are defined in Fig. 18. The maximum resisting force on the base of slice No. 8 is given as  $\bar{N}_8 \tan \phi$  where  $\phi$  is the angle of frictional shearing resistance. The forces acting on the planes between slices, such as a-o and a-p, Fig. 18, are ignored for all planes between slices which are inside of the external surfaces of the total free body of the wedge being analyzed. For those cases where the piezometric surface is below the ground surface for all slices, the factor of safety is given by:

$$F.S. = \frac{\sum_{n=1}^{n=N} (W_n \cos \alpha_n - U_n) \tan \phi}{\sum_{n=1}^{n=N} W_n \sin \alpha_n} \quad (4)$$

which is simply a statement that the factor of safety is the ratio of the summation of the maximum shearing resistance which can be mobilized parallel to the potential failure surface for all slices to the summation of the driving forces parallel to the potential failure surface for all slices.

When the filling of a reservoir is considered, the same rules as used above are followed. That is, all gravity forces and boundary forces acting on the external surface of the total free body are considered, but the forces on internal planes within the total free body are not accounted for. For example, consider Fig. 17 which shows a potential slip surface a b c below the original ground surface a e c. A reservoir is added as shown which results in an upward adjustment of the original pore pressures cz along the potential failure surface a b c to the new distribution of pore pressures xz consistent with the new reservoir surface. The free body analyzed for this case is the mass contained within the dashed outline of a b c d e a. The intermediate slices 1 through 9 are treated identically to those in the discussion given above for slice No. 8. While slice 10 is also in an intermediate position, it is different than slices 1 through 9. This is because the reservoir water is above the ground surface for slice 10. The weight for slice 10 should be taken as the sum of the water and the rock or soil between the base plane c'b and the top of the reservoir d'e (the external boundary of the free body slice). The driving and resisting forces should be computed as indicated above and the forces on planes c'd' and b e are ignored. Slice 11 is the end slice and the weight of this slice is the mass of the rock



and water contained within the limits of  $c d d' c'$ . The component of the weight tangential to the base plane  $c c'$  is  $W_{11} \sin \alpha_{11}$  and the normal component is  $W_{11} \cos \alpha_{11}$  where  $\alpha$  is, of course, negative for both slices 10 and 11.

In addition to these forces, the water force,  $P_{w11}$ , on the external boundary of  $cd$  must also be considered in computation of the factor of safety. The free body boundary  $cd$  was in fact chosen at  $90^\circ$  to the base plane  $c c'$  so that the force  $P_{w11}$  could be subtracted directly from the summation of the driving forces tangential to the failure surface  $a b c$ . Thus the factor of safety for the reservoir case is given by:

$$F.S. = \frac{\sum_{n=1}^{n=11} (W_n \cos \alpha_n - U_n) \tan \beta}{\sum_{n=1}^{n=11} W_n \sin \alpha_n - P_{w11}} \quad (5)$$

It should be emphasized that the uplift force  $U_n$  on the base of any slice must be determined from the piezometric levels given by the curve  $x-z$ . It should be noted that the surface  $a b c$  can be a rather impermeable gouge which restricts the natural groundwater flow from the hillside towards the valley. For this reason the uplift on the portion of the failure surface corresponding to  $b c$  is quite often consistent with a piezometric surface above the reservoir as indicated in Fig. 17.

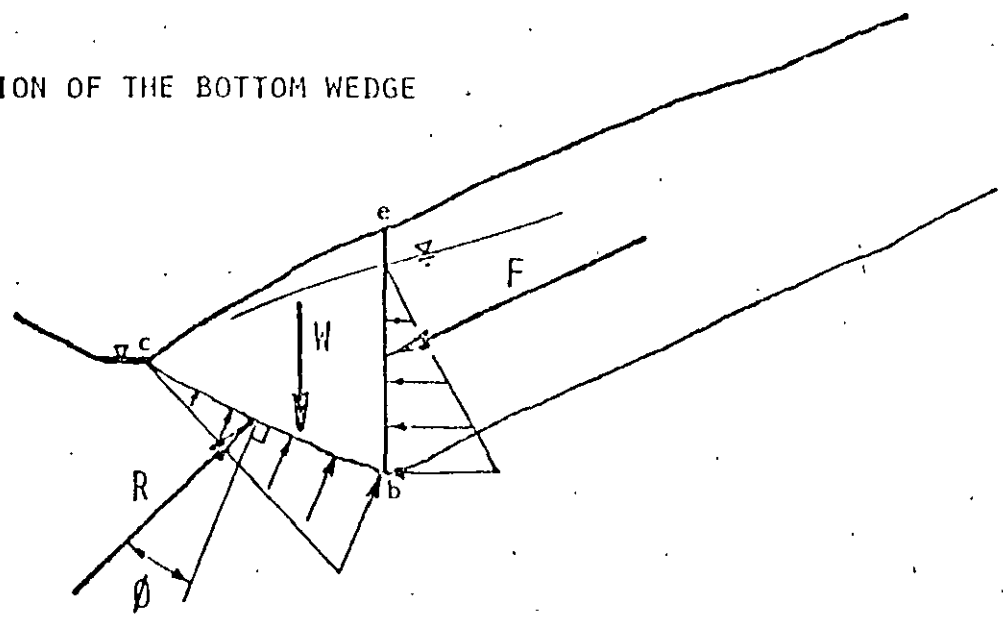
The simplified analysis given above has been found to yield adequate results when the failure surface is nearly planar. This arises because, for the planar case, the shearing forces between slices are practically zero as is assumed in the simplified analysis. When there is an abrupt change in the orientation of the failure surface, shear forces are mobilized between slices in the proximity of the transition in the failure surface. In such cases the previous assumption of ignoring the shearing forces transmitted between slices in the simplified analysis is not satisfactory. This situation occurs near the toe sections of many slides which reach the bottom of narrow valleys.

For a slide which involves an upward turning failure surface near the toe, the analysis may be modified in the toe portion to account for the shearing forces between slices 9 and 10 in Fig. 17. It is assumed that the toe wedge  $c e b$  is loaded by the upslope materials (see Fig. 19-a) with a force  $F$  parallel to the upslope failure surface. The forces acting on wedge  $c e b$  are then considered. They are the weight of the wedge  $W$ , the uplift water force  $U_p$  acting on the base  $c b$  of the wedge, the horizontal water force  $U_h$  acting on the right hand side of the wedge, and the intergranular resisting force  $R$  acting at an angle  $\beta$  to the normal of the base plane  $c-b$  (see Fig. 19b). The magnitude and directions of  $W$ ,  $U_p$  and  $U_h$  are known and can be graphically drawn to scale as shown in Fig. 19c. Since the directions of  $R$  and  $F$  are fixed, then the intersection of a line drawn through the tail of  $W$  parallel to  $R$  and a line drawn through the tip of  $U_h$  parallel to  $F$  determine the force polygon and the magnitudes of  $F$  and  $R$ . Thus the factor of safety of the entire slope is given by:

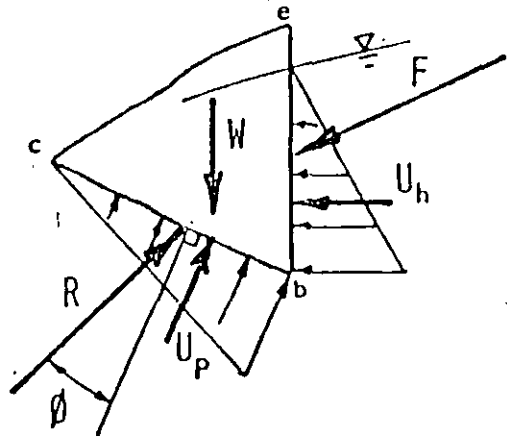
$$F.S. = \frac{\sum_{n=1}^{n=x} (W_n \cos \alpha_n - U_n) \tan \beta + F}{\sum_{n=1}^{n=x} W_n \sin \alpha_n} \quad (6)$$

where  $x$  is the number of slices above the change in slope of the failure surface and  $F$  is the resistance offered by the toe of the slide which consists of slice numbers  $>x$ . In general, for a given slide geometry, an analysis by the modified wedge method will result in a slightly higher computed factor of safety than by the simplified method. This is because of the beneficial effects of shears between wedges near the toe of the slope where the abrupt change in the slope of the failure surface occurs. Because it is possible that this wedging near the toe may be responsible in part for the present factor of safety of many old slides, it

A) POSITION OF THE BOTTOM WEDGE



B) EXTERNAL FORCES ACTING ON THE BOTTOM WEDGE AS A FREE BODY



C) FORCE POLYGON

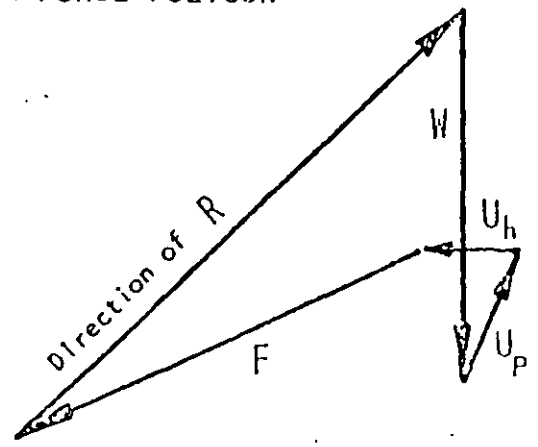


FIG. 19 FORCES ACTING ON THE BOTTOM WEDGE

V-GT.36

is necessary to account for this mechanism in an analysis because a reservoir would cause the greatest changes in the stresses of the toe area. By using the wedge analysis before and after a simulated reservoir filling it has been found that this analysis indicates a greater sensitivity of the factor of safety to changes in reservoir level than is indicated by just using the simplified method. Brawner, Pentz and Sharp (1971) have described a somewhat related case without a reservoir for slopes in a coal mine where the stability of long footwall slabs depended on the strength of the wedge at the toe of the slope. Although the methods presented here can be performed by hand to give the engineer a good feel for the variables which effect significant changes in the factor of safety, it is recommended that a Morgenstern-Price (1965) analysis or its equivalent be run to study a variety of conditions where important decisions are required.

### Three-Dimensional Analysis of Rock Wedges

Spillway cuts, open pit mines, and highway cuts in rock often expose rock masses which are intersected by a number of sets of discontinuities which slice the mass into tetrahedrons which may be free to slide into the cut by sliding along some of the exposed planes or the lines of intersection of these various sets of planes. A method of analysis for this type of problem has been presented by Wittke (1964, 1965a, 1965b, 1966) and Londe (1965). Examples using these methods have been given by Hendron, Cording and Aiyer (1971). An example is given below for a tetrahedron setting on two base planes.

Description of Geometry and Loads -- The general case of two systems of joint planes is as shown in Fig. 20 where planes 1 and 2 denote the joint planes, planes 3 and 4 denote the planes defining the faces of the slope,  $\gamma_1$  and  $\gamma_2$  denote the dip angles of planes 1 and 2,  $\beta_1$  and  $\beta_2$  denote the strike angles of planes 1 and 2 measured counterclockwise from the positive x direction and  $\alpha$  and  $\delta$  denote the inclination of planes 3 and 4 with the horizontal. The unit vectors in the direction of the strike planes 1 and 2 are given by:

$$\bar{u}_1 = (\cos \beta_1, \sin \beta_1, 0) \quad \bar{u}_2 = (\cos \beta_2, \sin \beta_2, 0) \quad (7)$$

and the unit vectors in the direction of the dip for planes 1 and 2 are given by:

$$\begin{aligned} \bar{v}_1 &= (\cos \gamma_1 \sin \beta_1, -\cos \gamma_1 \cos \beta_1, -\sin \gamma_1) \\ \bar{v}_2 &= (\cos \gamma_2 \sin \beta_2, -\cos \gamma_2 \cos \beta_2, -\sin \gamma_2) \end{aligned} \quad (8)$$

The unit vectors normal to each plane are given by:

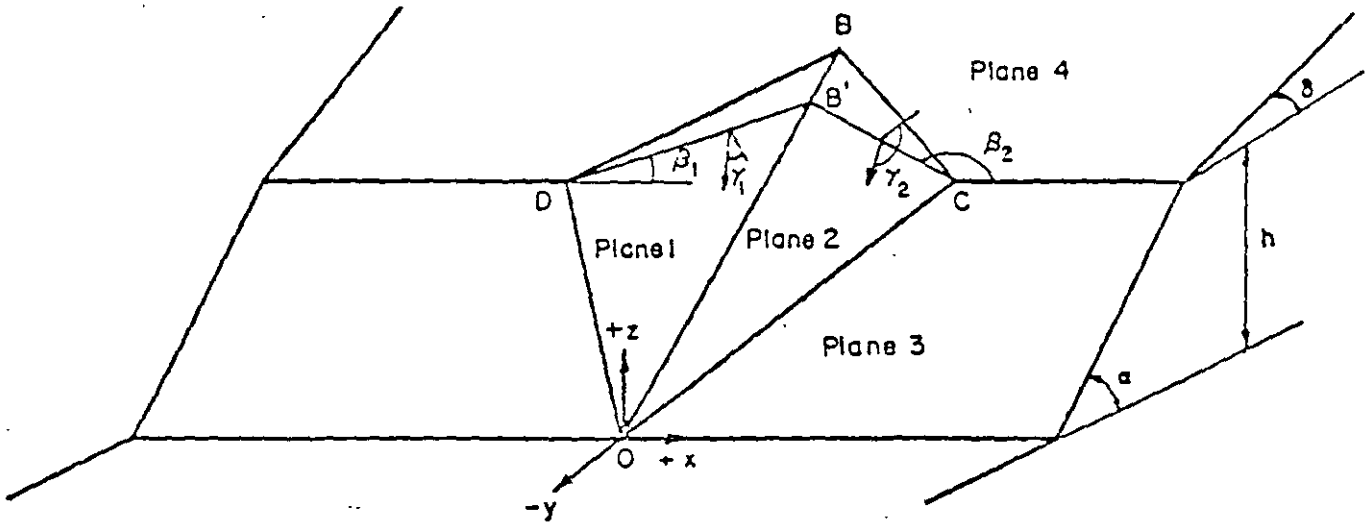
$$\bar{w}_1 = \bar{u}_1 \times \bar{v}_1 \quad (9)$$

and  $\bar{w}_2 = \bar{u}_2 \times \bar{v}_2$

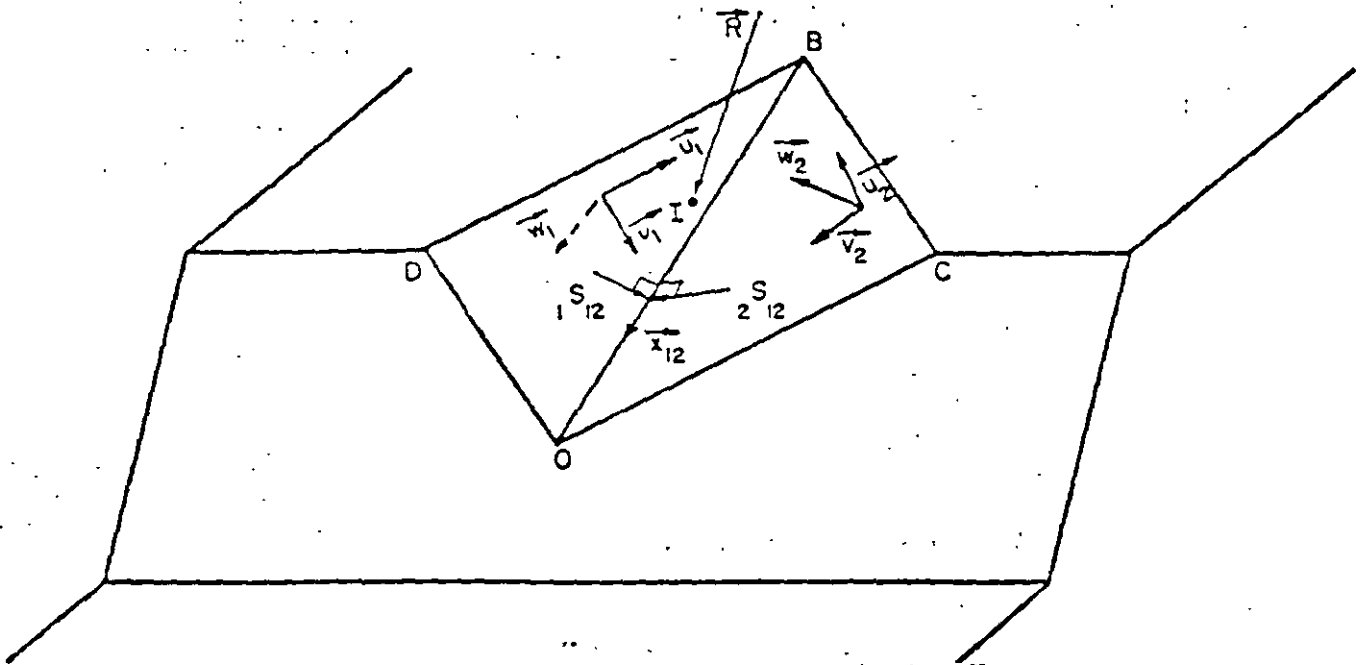
Note on Fig. 20 that  $\bar{w}_1$  is directed downward into plane 1 and  $\bar{w}_2$  is directed outward from plane 2 when the normals are defined in this manner. Also note that the plane designated as plane 1 is the one with the lowest value of  $\beta$ . In the case where the strikes of two planes are the same the plane designated as plane 1 is the one with the smallest value of  $\gamma$ . This convention is necessary to maintain the proper sign convention for the following vector operations.

The loading of the slope consists of 1) dead load  $\bar{W}$  acting at the center of gravity of the mass considered, 2) live load  $\bar{Q}$  applied at any point, and 3) porewater forces  $\bar{U}_1$  and  $\bar{U}_2$  acting on planes 1 and 2, respectively. The resultant  $\bar{R}$  of the loads in any given case can be determined by vector addition.

Determination of the Mode of Sliding Failure -- For the case of a tetrahedron bounded by two base planes which may be intersecting joint



(a)



(b)

from Hendron, Cording and Aiyer, 1971

FIG. 20 STABILITY OF A WEDGE BOUNDED BY TWO JOINT PLANES

sets, failure may occur by sliding along the line of intersection of the two planes or by sliding on either one of the two planes.

The first step in determining the mode of failure is to check if the disturbing forces tend to lift the tetrahedron from either or both of the supporting planes. Thus, considering the rock wedge OBCD (Fig. 20), the resultant force  $\bar{R}$  tends to break the contact between the tetrahedron and planes 1 and 2 respectively if:

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_1 < 0 \quad (10)$$

and

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_2 > 0$$

If Eqs. 10 show that the resultant force  $\bar{R}$  tends to lift the tetrahedron off of both supports, then equilibrium is not possible unless the joints can take tension or rock bolts are added to take the computed tension. Normally this will not happen for large slopes acted on by their own weight and pore pressures, but could occur for small tetrahedrons near the surface of steep or overhanging slopes. If Eqs. 10 show that lifting occurs off of one of the supporting planes, then we can definitely say that sliding cannot occur on that plane.

If Eqs. 10 show that lifting off of the wedge from the supporting planes does not occur, i.e.:

$$\begin{aligned} \bar{R} \cdot w_1 &> 0 \\ \bar{R} \cdot w_2 &< 0 \end{aligned} \quad (11)$$

then we must make further kinematic tests to see whether sliding takes place on plane 1 only or plane 2 only or along the line of intersection of planes 1 and 2.

In order to evaluate the mode of sliding it is necessary to define two new vectors  ${}_1\bar{S}_{12}$  and  ${}_2\bar{S}_{12}$  which are given by:

$${}_1\bar{S}_{12} = \bar{x}_{12} \times w_1 \quad (12)$$

$${}_2\bar{S}_{12} = \bar{x}_{12} \times w_2$$

and are as shown in Fig. 20. The vector  ${}_1\bar{S}_{12}$  is in plane 1 perpendicular to the line of intersection of  $\bar{x}_{12}$ , and the vector  ${}_2\bar{S}_{12}$  is in plane 2 perpendicular to the line of intersection  $\bar{x}_{12}$ .

If sliding is to occur along the line of intersection  $\bar{x}_{12}$ , then Eqs 13, 14 and 15 must be satisfied simultaneously.

$$\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} < 0 \quad (13)$$

$$\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0 \quad (14)$$

$$\epsilon_x < \alpha \text{ if } 0 < \alpha < \pi \text{ and } \epsilon_x < 0 \text{ if } \alpha = \pi \quad (15)$$

where

$$\epsilon_x = \tan^{-1} \left( \frac{x_{12z}}{x_{12y}} \right) \quad (16)$$

and  $x_{12y}, x_{12z} = y$  and  $z$  components of vector  $\bar{x}_{12}$

The vector  $\bar{x}_{12}$  along the line of intersection is given by:

$$\bar{x}_{12} = w_2 \times w_1 \quad (17)$$

If sliding is to occur on plane 1 only, then both the following equations must be satisfied:

$$\bar{R} \cdot w_1 > 0 \quad (18)$$

and

$$\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} < 0 \quad (19)$$

Similarly if sliding is to occur on plane 2 only, then Eqs. 20 and 21

must be satisfied:

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_2 < 0 \quad (20)$$

$$\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} < 0 \quad (21)$$

The physical interpretation of Eqs. 13 - 21 may be made as follows. Eq. 13 is satisfied only if the resultant force  $\bar{R}$  has a component which tends to push the wedge on plane 1 toward the line of intersection  $\bar{x}_{12}$ . Similarly, Eq. 14 is satisfied only if the resultant force  $\bar{R}$  has a component pushing the wedge on plane 2 toward the line of intersection  $\bar{x}_{12}$ . Thus Eqs. 13 and 14 ensure that the resultant force  $\bar{R}$  wedges the tetrahedron between the two planes so that sliding can only take place on both planes along the line of intersection. In order for sliding along the line of intersection to be kinematically possible, it should also be ensured that the line of intersection does not plunge into the rock slope and this check is provided by Eq. 15. Thus, when all three kinematic conditions specified by Eqs. 13 through 15 are satisfied simultaneously, sliding can occur along the line of intersection. The tendency to slide will be downhill if  $\bar{R} \cdot \bar{x}_{12} > 0$  and uphill if  $\bar{R} \cdot \bar{x}_{12} < 0$  (Fig. 20).

Eq. 19 indicates a component of  $\bar{R}$  on plane 1 tending to move the block away from plane 2 by sliding on plane 1 and Eq. 18 establishes the condition for contact on plane 1. Thus Eqs. 18 and 19 are sufficient and necessary conditions for sliding to occur on plane 1. Similarly, Eqs. 20 and 21 specify the conditions for sliding on plane 2.

Calculation of the Factor of Safety for Sliding -- If the kinematic tests discussed above show that sliding takes place on only plane 1 or on only plane 2, then the factor of safety can be computed for sliding on one plane. Thus for sliding on one plane the factor of safety may be computed as:

$$F.S. = \frac{N_1 \tan \theta_1}{T_1} = \frac{(\bar{R} \cdot \bar{w}_1) \tan \theta_1}{T_1} \quad (22)$$

where

$$\bar{T}_1 = \bar{R} - (\bar{R} \cdot \bar{w}_1) \bar{w}_1 \quad (23)$$

For sliding on plane 2 only, the factor of safety is given as:

$$F.S. = \frac{N_2 \tan \theta_2}{T_2} = \frac{-(\bar{R} \cdot \bar{w}_2) \tan \theta_2}{T_2} \quad (24)$$

The minus sign appearing in Eq. 24 is due to the direction of the unit normal  $\bar{w}_2$  as shown in Fig. 20.

If the kinematic tests of Eqs. 13, 14 and 15 are satisfied and sliding takes place on both planes 1 and 2 along the line of intersection  $\bar{x}_{12}$  then the factor of safety may be computed in the following manner.

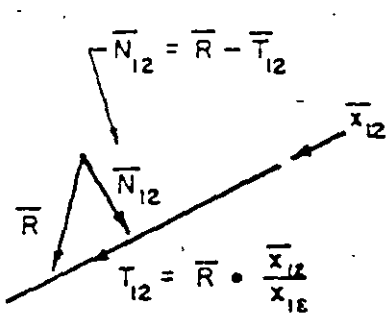
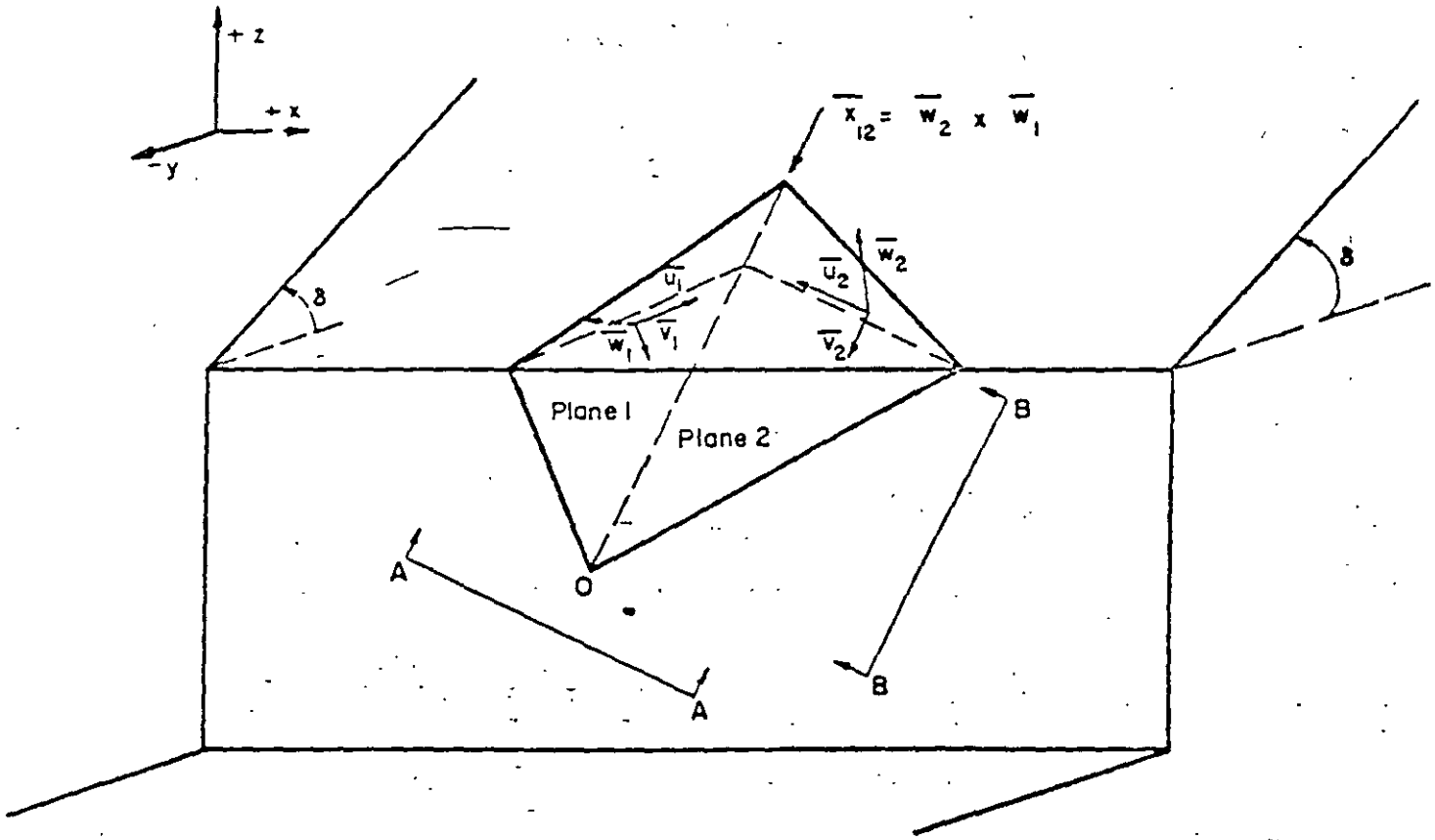
The first step is to compute the magnitude of the driving force,  $T_{12}$  shown in Fig. 21 in the direction of sliding. This is simply given by:

$$T_{12} = \frac{\bar{R} \cdot \bar{x}_{12}}{x_{12}} \quad (25)$$

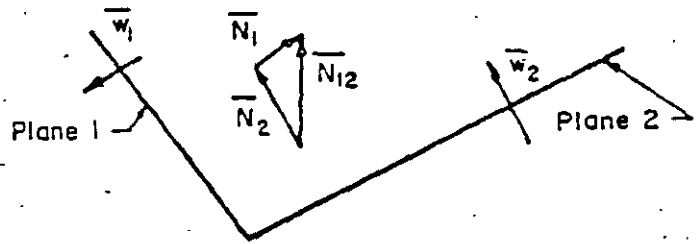
where  $x_{12}$  represents the magnitude of the vector  $\bar{x}_{12}$ . The vector  $\bar{T}_{12}$  is in the same direction as  $\bar{x}_{12}$  and is given by:

$$\bar{T}_{12} = \frac{T_{12} \bar{x}_{12}}{x_{12}} \quad (26)$$

It is convenient to define the vector  $\bar{N}_{12}$ , normal to the line of intersection which is given by:



Section B-B



Section A-A

$$F.S. = \frac{N_1 \tan \phi_1 + N_2 \tan \phi_2}{T_{12}}$$

from Hendron, Cording and Aiyer, 1971

FIG. 21 SLIDING ON TWO PLANES

$$\bar{N}_{12} = \bar{R} - \bar{T}_{12} \quad (27)$$

In order to evaluate the frictional resistance on planes 1 and 2, it is necessary to determine the components  $\bar{N}_1$  and  $\bar{N}_2$  of  $\bar{N}_{12}$  acting normal to planes 1 and 2 respectively. The relationship of the vectors  $\bar{R}$ ,  $\bar{T}_{12}$ ,  $\bar{N}_{12}$ ,  $\bar{N}_1$  and  $\bar{N}_2$  are shown in Sections A-A and B-B of Fig. 21. From Fig. 21 it is obvious that:

$$N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) = \bar{N}_{12} \quad (28)$$

where  $N_1$  and  $N_2$  represent the magnitudes of the two component vectors  $\bar{N}_1$  and  $\bar{N}_2$ , respectively.

Thus

$$N_1 w_{1x} - N_2 w_{2x} = N_{12x} \quad (29)$$

$$N_1 w_{1y} - N_2 w_{2y} = N_{12y} \quad (30)$$

$$N_1 w_{1z} - N_2 w_{2z} = N_{12z} \quad (31)$$

Any two of Eqs. 29, 30 and 31 can be used to determine  $N_1$  and  $N_2$  and the third equation can be used to check the numerical values of  $N_1$  and  $N_2$ . After  $N_1$  and  $N_2$  are obtained the factor of safety for sliding on both planes may be determined from the equation:

$$F.S. = \frac{N_1 \tan \phi_1 + N_2 \tan \phi_2}{T_{12}} \quad (32)$$

For wedges setting on two base planes with no porewater pressure, charts have been developed by Hendron, Cording and Aiyer (1971) for estimating the factor of safety without performing the detailed calculations suggested above. If it is determined above that sliding will take place along the line of intersection, the slope of the line of intersection,  $\alpha$ , as shown in Fig. 22 should be determined immediately by means of graphics. The angle of friction  $\phi$  required for stability will always be equal to or less than  $\alpha$  if there are no pore pressures on the joint surfaces. The next step is to determine the angle,  $\beta$ , included between planes 1 and 2 in a plane perpendicular to the line of intersection OA as shown in Fig. 22. The smaller the angle  $\beta$ , the lower the value of  $\phi$  required for stability. As  $\beta$  approaches zero, the value of  $\phi$  required for stability approaches zero; and, as  $\beta$  approaches  $180^\circ$  the value of  $\phi$  required for stability approaches  $\alpha$ .

The next step is to determine the skewness  $\gamma$  of the wedge as shown in Fig. 23. For the non-skewed or symmetrical case ( $C_1 = C_2$  and  $\gamma = 0$ , as shown in Fig. 22), the  $\phi$  required for a factor of 1.0 for various values of  $\beta$  and  $\alpha$  are shown in Fig. 22. If the angle of shearing resistance  $\phi$  is the same on both planes 1 and 2, the value of  $\phi$  required for stability is less for the symmetrical case ( $C_1 = C_2$ ), than for the skewed case ( $C_1 \neq C_2$ ) for the same values of  $\alpha$  and  $\beta$ . Figure 23 illustrates the effect of skewing the planes on the value of  $\phi$  required for a factor of safety of 1.0. From Fig. 23 the value of  $\phi$  required for a factor of safety of 1.0 can be determined from the value of  $\tan \phi / \tan \alpha$  for various values of  $\beta$  and  $\gamma$  where  $\gamma$  is a measure of the skewness of the wedge as shown in Fig. 23. The curve labeled  $C_1 = C_2$  ( $\gamma = 0$ ) in Fig. 23 summarizes the curves presented in Fig. 22 for the symmetrical case. The additional curves presented in Fig. 23 illustrate the effect of skewing. These curves illustrate the sensitivity of the value of  $\phi$  required to skewing. For values of  $\gamma$  less than  $20^\circ$  the  $\tan \phi / \tan \alpha$  values are increased by only 6% above the values for  $\gamma = 0$ . However, if the wedge is skewed  $60^\circ$  ( $\gamma = 60^\circ$ ) then values of  $\tan \phi / \tan \alpha$  are approximately twice the values for  $\gamma = 0$ . For  $\gamma = 40^\circ$   $\tan \phi / \tan \alpha$  values are increased by



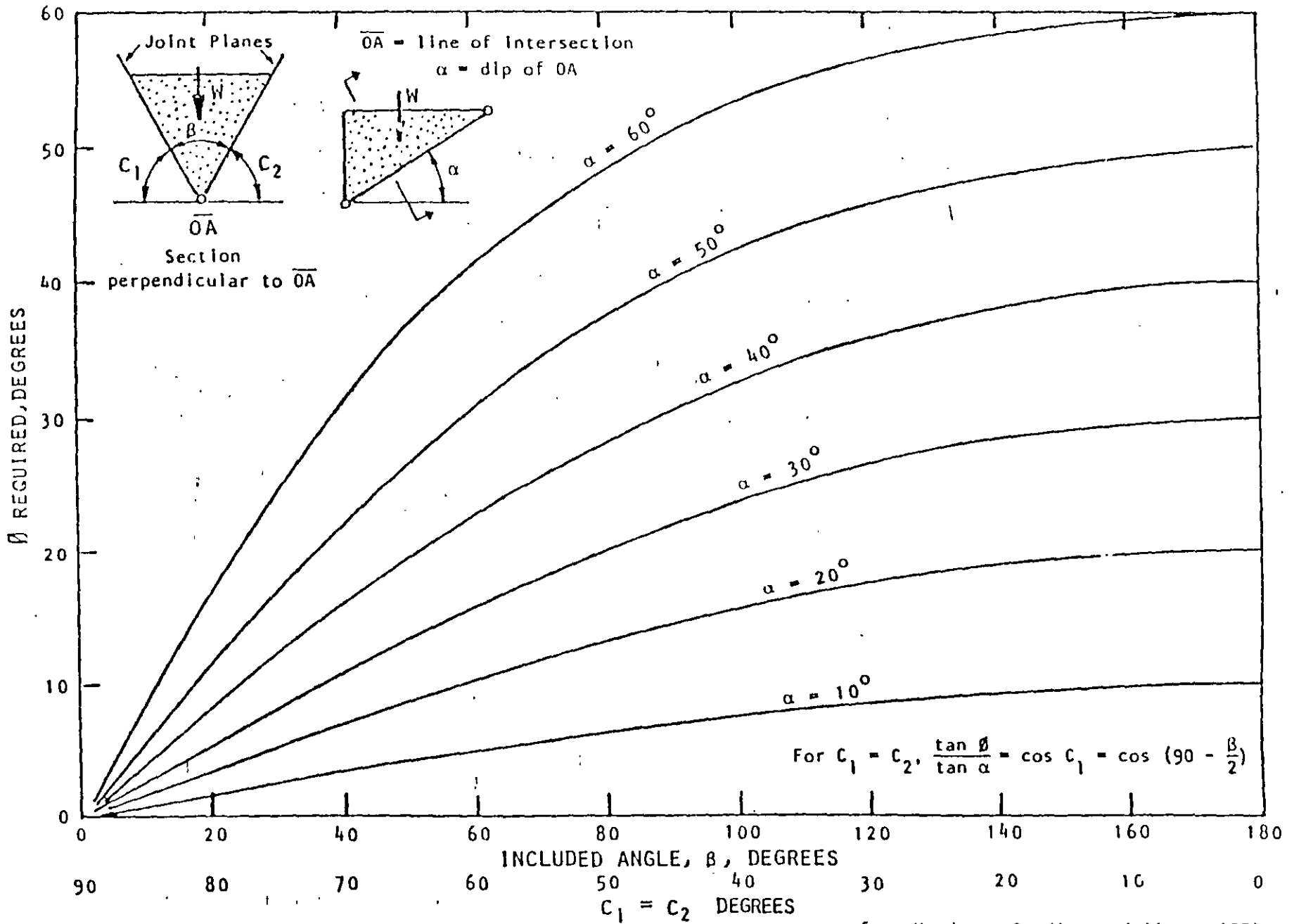


FIG. 22 FRICTION ANGLE REQUIRED FOR STABILITY OF WEDGE SYMMETRICAL ABOUT A VERTICAL PLANE

after Hendron, Cording and Aiyer, 1971

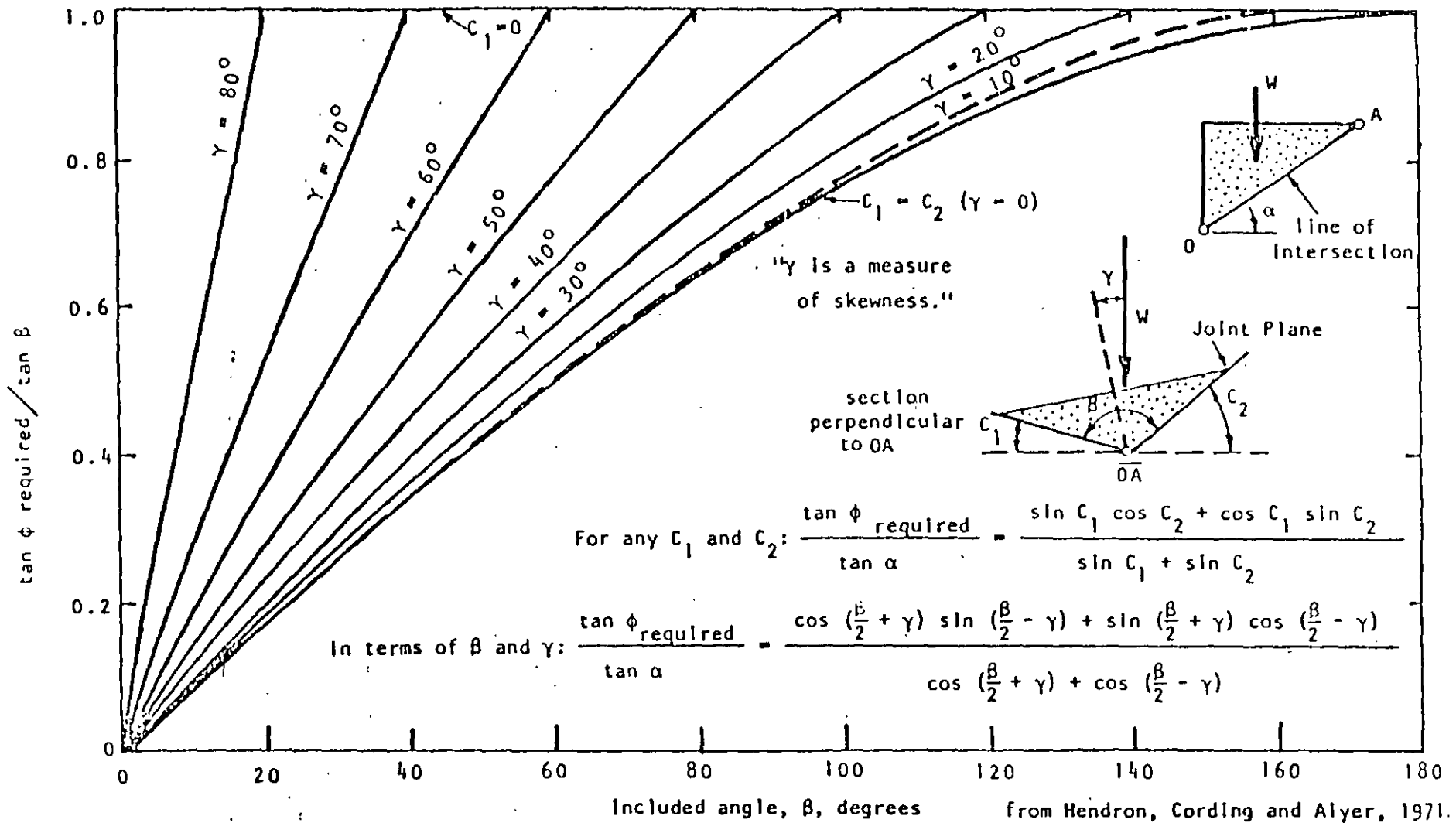


FIG. 23 TAN  $\phi$  REQUIRED FOR STABILITY OF AN ASYMMETRICAL WEDGE, FOR VARIOUS VALUES OF  $\beta$ ,  $\gamma$  AND  $\alpha$

approximately 30% from the case where  $\gamma = 0$ .

### Dynamic Analysis of Slopes

The first step in the dynamic analysis of a slope is to evaluate the dynamic resistance of the slope. The dynamic resistance is defined as a minimum force,  $NW$ , applied to the center of gravity of a potential sliding mass, which would just begin to move the mass above the assumed failure surface. Depending on the direction in which  $NW$  is applied, its magnitude will vary. The magnitude of  $NW$  appropriate for design or analysis is the magnitude of  $NW$  applied in such a direction as to make  $NW$  a minimum. For a potential failure wedge supported on a nearly planar surface of sliding, as shown in Fig. 24,  $NW$  should be applied in a direction  $\theta$  to the horizontal, which would give the minimum value of  $NW$  to just cause the wedge to slide. As shown in Fig. 24, the direction and magnitude of the weight,  $W$ , is known and the direction of the resultant resisting force on the base plane is known and is inclined at  $\beta$  to the normal of the plane of sliding when sliding begins to take place. The magnitude of the dynamic resistance,  $NW$ , is minimum when it joins the tip of the weight vector,  $W$ , in a direction which makes an angle of  $90^\circ$  with the resultant,  $R$ , as shown in Fig. 24. Thus from geometry, the minimum magnitude of  $NW$  is given by:

$$NW = W \sin(\beta - \alpha)$$

or

$$N = \sin(\beta - \alpha) \quad (33)$$

where  $\beta$  is the angle of shearing resistance and  $\alpha$  is the dip of the failure plane. Thus the minimum value of  $N$  occurs when  $NW$  is inclined upward from the horizontal at an angle of  $\theta = (\beta - \alpha)$  and  $N$  has a magnitude of  $\sin(\beta - \alpha)$  for the case of sliding on a nearly planar surface.

The quantity  $Ng$  is the steady acceleration in the direction of  $NW$  which will just overcome the resistance of the sliding mass. If the maximum acceleration  $A_g$  in the area of the slope is less than  $Ng$ , then the slope is definitely safe. However, if  $A_g$  exceeds  $Ng$ , the slope does not necessarily fail because the ground acceleration may only exceed  $Ng$  for a very short period of time. During this time, a relative displacement occurs between the portions above and below the failure surface. Although some relative displacement would occur during these short times the slope would not necessarily fail. Newmark's method of analysis (Newmark, 1965) provides a means of calculating the displacements which occur for the case when  $A > N$ .

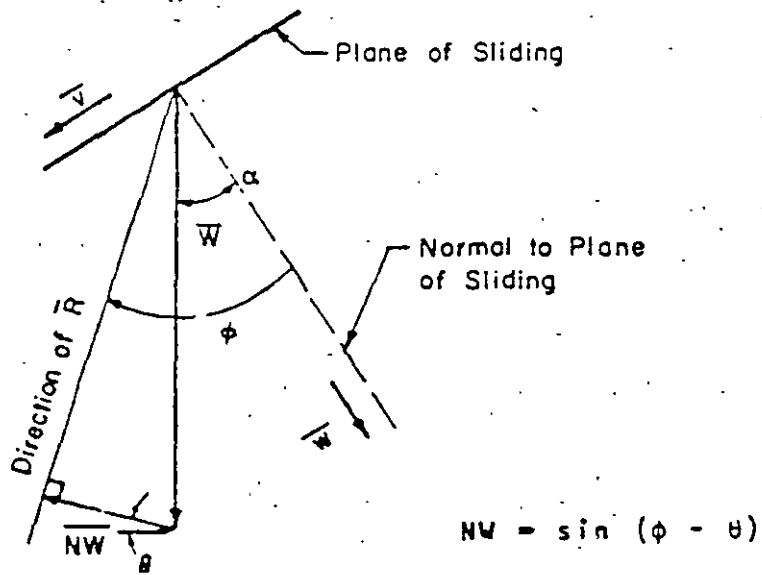
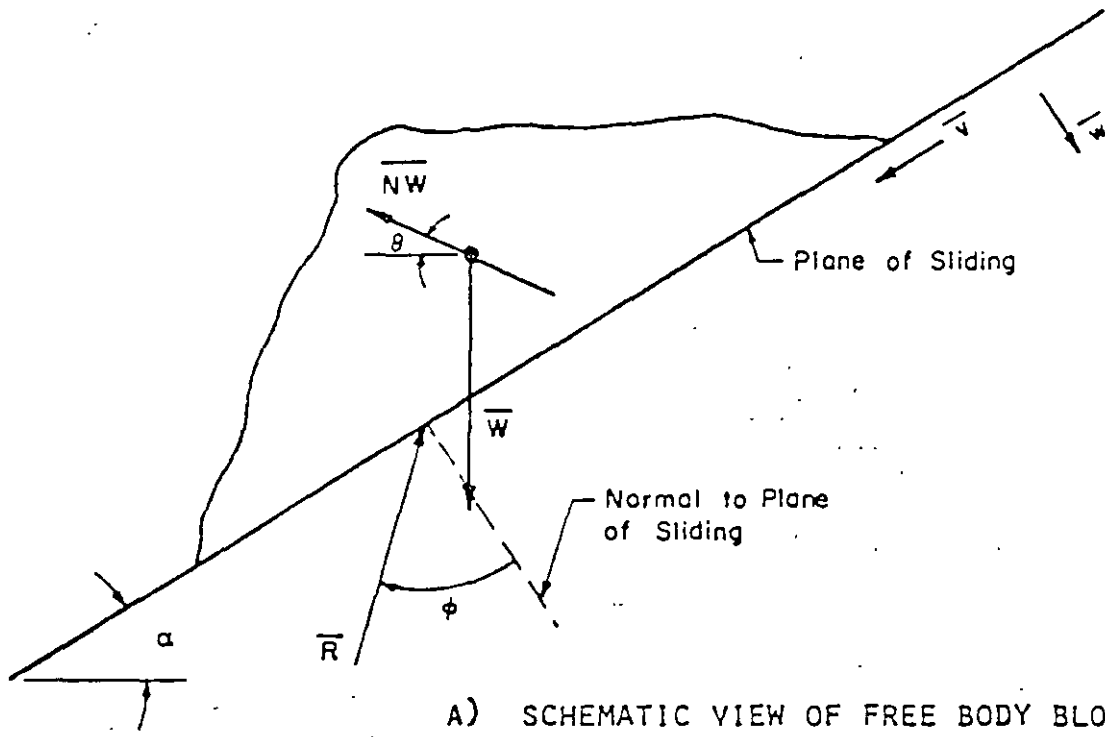
The following example illustrates Newmark's analysis for the case of a single acceleration pulse acting on the base beneath a sliding mass with a rigid plastic resistance between the base and mass with a resistance of  $NW$ .

Consider the rigid body shown in Fig. 25 having a weight  $W$ , mass  $M$ , and having a motion  $x$ . The motion of the ground on which the mass rests is designated by  $y(t)$ , where  $y$  is a function of time  $t$ . The relative motion of the mass, compared with that of the ground, is given by  $u$ , where

$$u = x - y \quad (34)$$

The resistance to motion is accounted for by a shearing resistance, which can be expressed as being proportional to the weight,  $W$ , and having a magnitude of  $NW$ . This shearing resistance corresponds to an acceleration of the ground of magnitude  $Ng$  that would cause the mass to move relative to the ground.

The accelerating forces acting on the mass  $M$  are shown in Fig. 26. The acceleration considered is a single pulse of magnitude  $A_g$ , lasting



B) GRAPHICAL SOLUTION OF FORCES

from Hendron, Cording and Aiyer, 1971

FIG. 24 FAILURE OF A BLOCK SLIDING ON ONE PLANE

## V-GR.47

for a time interval  $t_0$ . The resisting acceleration,  $Ng$ , is shown by the dashed line in Fig. 26. The accelerating force lasts only for the short time interval indicated, but the decelerating force lasts until the direction of motion changes.

In Fig. 27 the velocities are shown as a function of time for both the accelerating force and the resisting force. The maximum velocity for the accelerating force has a magnitude  $V$  given by the expression:

$$V = Agt_0 \quad (35)$$

After the time  $t_0$  is reached, the velocity due to the accelerating force remains constant. The velocity due to the resisting acceleration has the magnitude  $Ngt$ . At a time  $t_m$  the two velocities are equal and the relative velocity becomes zero, or the body comes to rest relative to the motion of the ground. The formulation for  $t_m$  is obtained by equating the velocity  $V$  to the quantity  $Ngt$ , which results in the expression:

$$t_m = \frac{V}{Ng} \quad (36)$$

The maximum displacement of the mass relative to the ground,  $u_m$ , is obtained by computing the shaded triangular area in Fig. 27. The calculation is made as follows:

$$u_m = \frac{1}{2} V t_m - \frac{1}{2} V t_0$$

or

$$u_m = \frac{1}{2} \frac{V^2}{Ng} - \frac{1}{2} \frac{V^2}{Ag}$$

hence

$$u_m = \frac{V^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A}\right) \quad (37)$$

The result derived above is also applicable to the case for a group of pulses in which the resistance in either direction of possible motion is the same. For a situation in which the body has a resistance to motion greater in one direction than in another, such as a wedge on an inclined slope, one must take into account the cumulative effect of the displacements. A simple example where this effect must be considered is found by rotating Fig. 25 clockwise so that the body has a tendency to slide downhill. In this situation, ground motions in an upslope direction leave the mass without any additional relative motion except where the magnitudes of the motions are extremely large. One may consider this model applicable to a slope.

Similar calculations using wave forms of four different earthquake records were made for a resistance of  $NW$  for downhill movement and an infinite resistance for uphill movement on a digital computer at the University of Illinois. A conservative upper bound to the downhill displacement is given by:

$$\delta = \frac{V^2}{2gN} \cdot \frac{A}{N} \text{ for } 0.2 < \frac{N}{A} < 0.4 \quad (38)$$

For  $\frac{N}{A} > 0.4$ , a reasonable upper bound is given by:

$$\delta = \frac{V^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A}\right) \frac{A}{N} \quad (39)$$

And for  $\frac{N}{A} < 0.2$  a reasonable upper bound for the displacement is given by:

$$\delta = \frac{5V^2}{2gN} \quad ))$$

The simplified calculation presented for one acceleration pulse and the calculation of displacements for actual earthquake records show

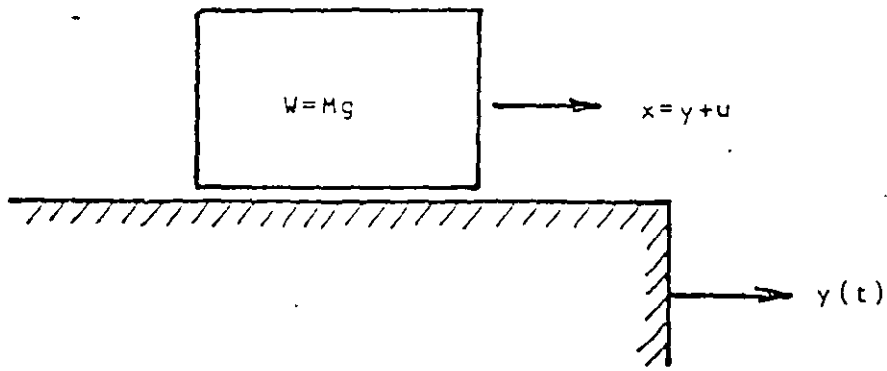


FIG. 25 RIGID BLOCK ON A MOVING SUPPORT

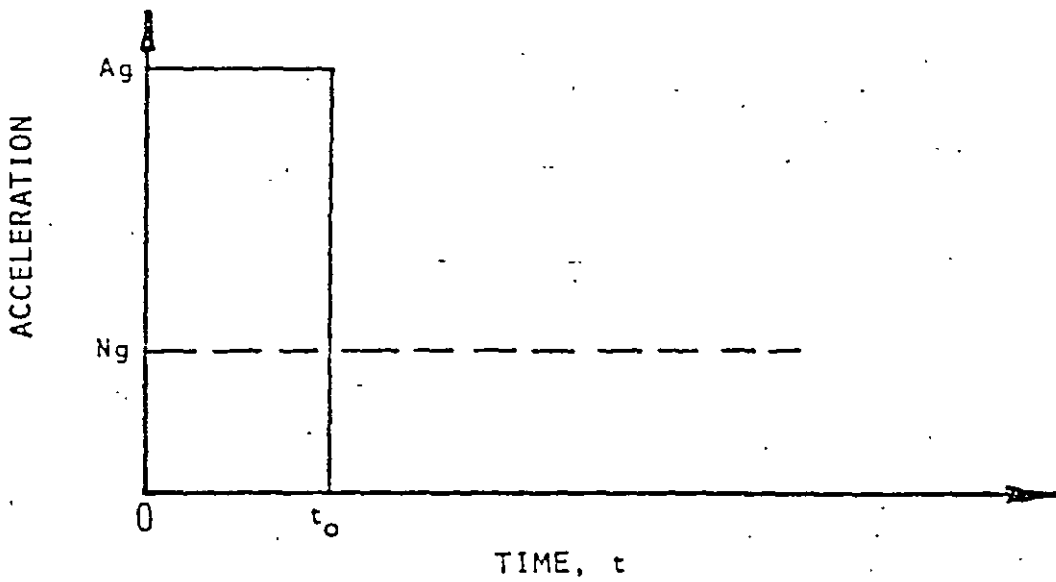
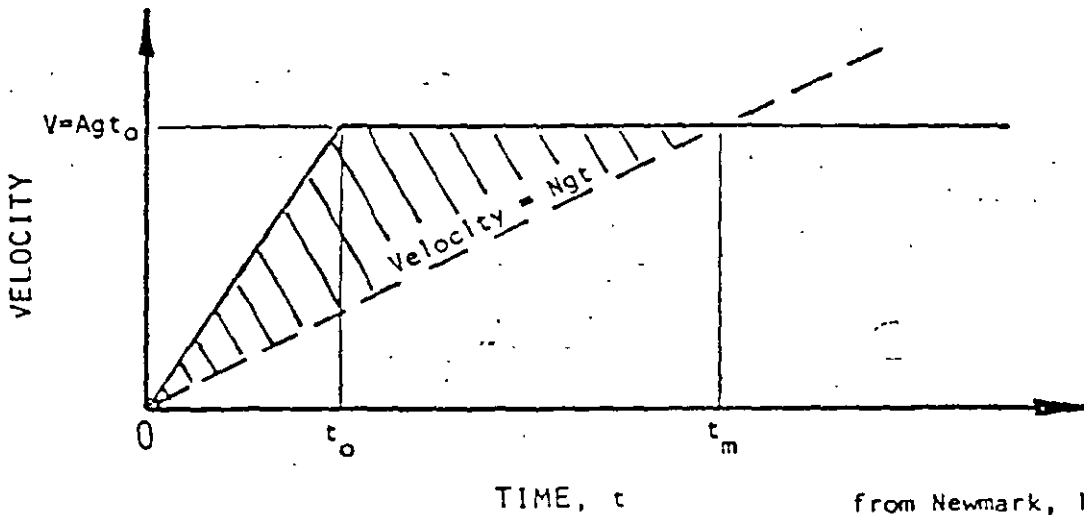


FIG. 26 RECTANGULAR BLOCK ACCELERATION PULSE



from Newmark, 1965

FIG. 27 VELOCITY RESPONSE TO RECTANGULAR BLOCK ACCELERATION

that the slope movements relative to the base are proportional to the square of the maximum particle velocity,  $V^2$ , at a given ratio of N/A. Since the results of Newmark's calculations are for four different earth quake records, it is conservative to use the relations given above for ground motions produced by blasting because the duration of shaking is significantly shorter than for earthquakes.

Calculations presented above for the dynamic resistance NW are for a planar surface. A method of calculating NW for three dimensional wedges is given by Hendron, Cording and Aiyer (1971).

### Permissible Dynamic Movement of Rock Slopes

Ultimately, the engineer must decide if the dynamic displacement calculated from the procedure given above is acceptable. Many slopes in soil and soft shales have undergone considerable movement (as much as 6 to 10 ft) under earthquake loading without catastrophic consequences. On the other hand, there have been catastrophic failures of some rock slopes during dynamic loading, such as the Madison Valley, Montana slide, and catastrophic slope failures have also been observed in sensitive marine clays in Anchorage, Alaska under earthquake loading. Jointed rock slopes and slopes composed of sensitive marine clays are similar in that they are composed of materials which are strain softening for displacements beyond those required to develop the maximum shearing resistance. A qualitative diagram of shearing strength mobilized vs. displacement parallel to the discontinuity is shown in Fig. 28b for rough rock surfaces. The peak shearing strength given by point C on this diagram is given by:

$$T = \sigma_n \tan (\beta_r + i) \quad (41)$$

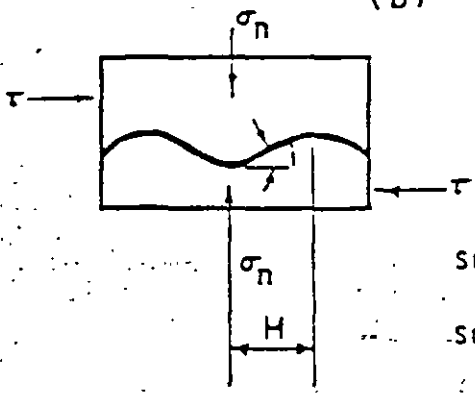
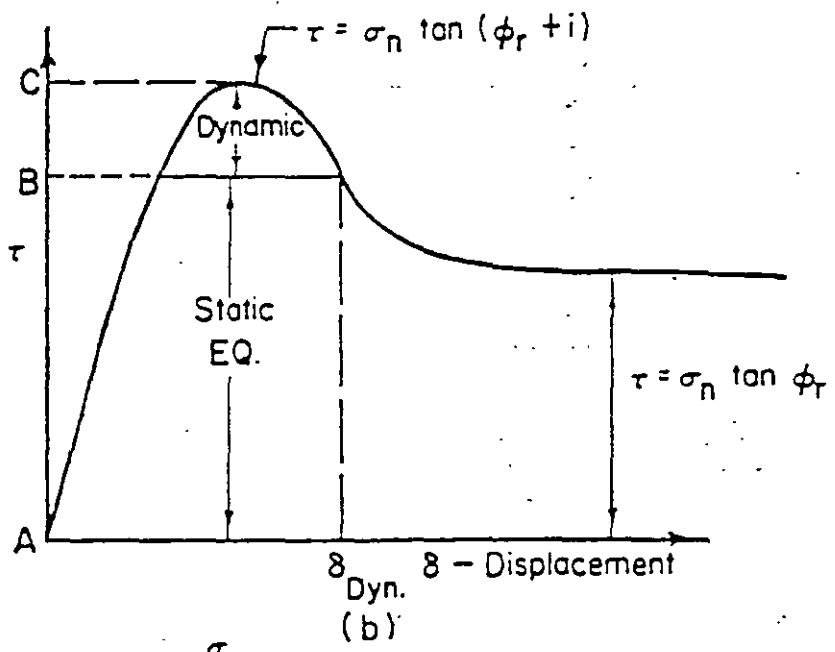
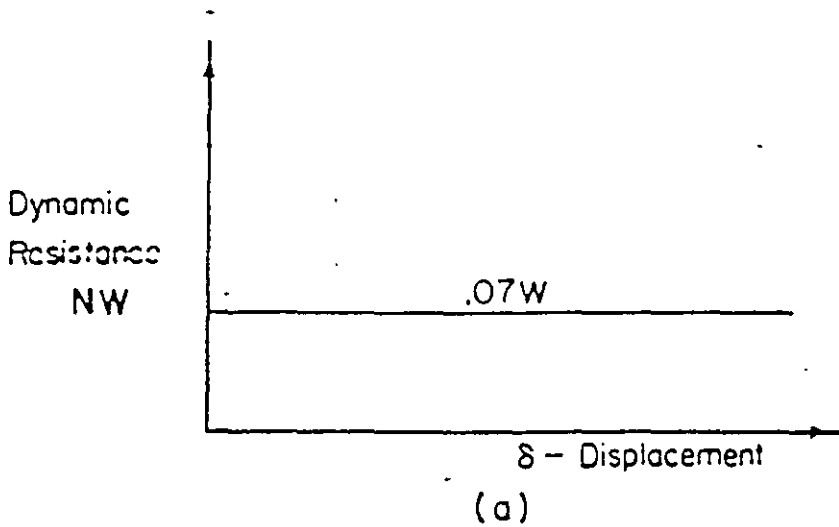
where  $i$  is the geometrical component of resistance given by the roughness along the discontinuities and  $\beta_r$  is the residual angle of shearing resistance.

With further displacement the asperities are sheared off to a certain extent along the discontinuity and eventually at larger displacements the shear strength will be reduced to a value given by:

$$T = \sigma_n \tan \beta_r \quad (42)$$

where  $\beta_r$  is the residual angle of shearing resistance along the discontinuity. Thus in any given case, the potential fall off in strength between the peak strength and the residual strength is  $\sigma_n \tan i$ , where  $i$  is the angle which the roughness makes with the average direction of movement along the discontinuity, as shown in Fig. 28c and as used in earlier portions of this report. The value of  $\beta_r$  is a function of the type of rock of which the slope is composed and can be relatively easily determined from smooth samples in the laboratory. The selection of the  $i$  value, however, is somewhat difficult in that there are usually several groups of undulations on a discontinuity which have different  $i$  values. For instance, there may be broad undulations (first order irregularities) with wave lengths on the order of 8 to 10 ft which may have an  $i$  associated with them which may only be on the order of  $5^\circ$  to  $15^\circ$  (Fig. 13b). Whereas there are shorter undulations (second order irregularities), which may have higher  $i$  values ( $10^\circ$  to  $46^\circ$ ) as shown in Fig. 13b.

If the dynamic resistance NW is calculated on the basis of a peak shearing strength, such as point C on diagram 28b, then it is of utmost importance to know approximately the wave length of the asperity associated with the value of the angle  $i$  chosen in the analysis. For instance, if the value of  $i$  is associated with a quarter wave length denoted by  $H$  in Fig. 28c, then it is obvious that the dynamic displacement as computed by Newmark's method must be less than  $H$  or the shear strength



Stability OK if  $\delta_{dyn.} \ll H$   
 Static Stability impaired if  $\delta_{dyn.} \cong H$

(c) from Hendron, Cording and Aiyer, 1971

FIG. 28 RELATIONSHIP BETWEEN PEAK SHEAR STRENGTH AND THE COMPONENT OF STRENGTH DUE TO SURFACE ROUGHNESS



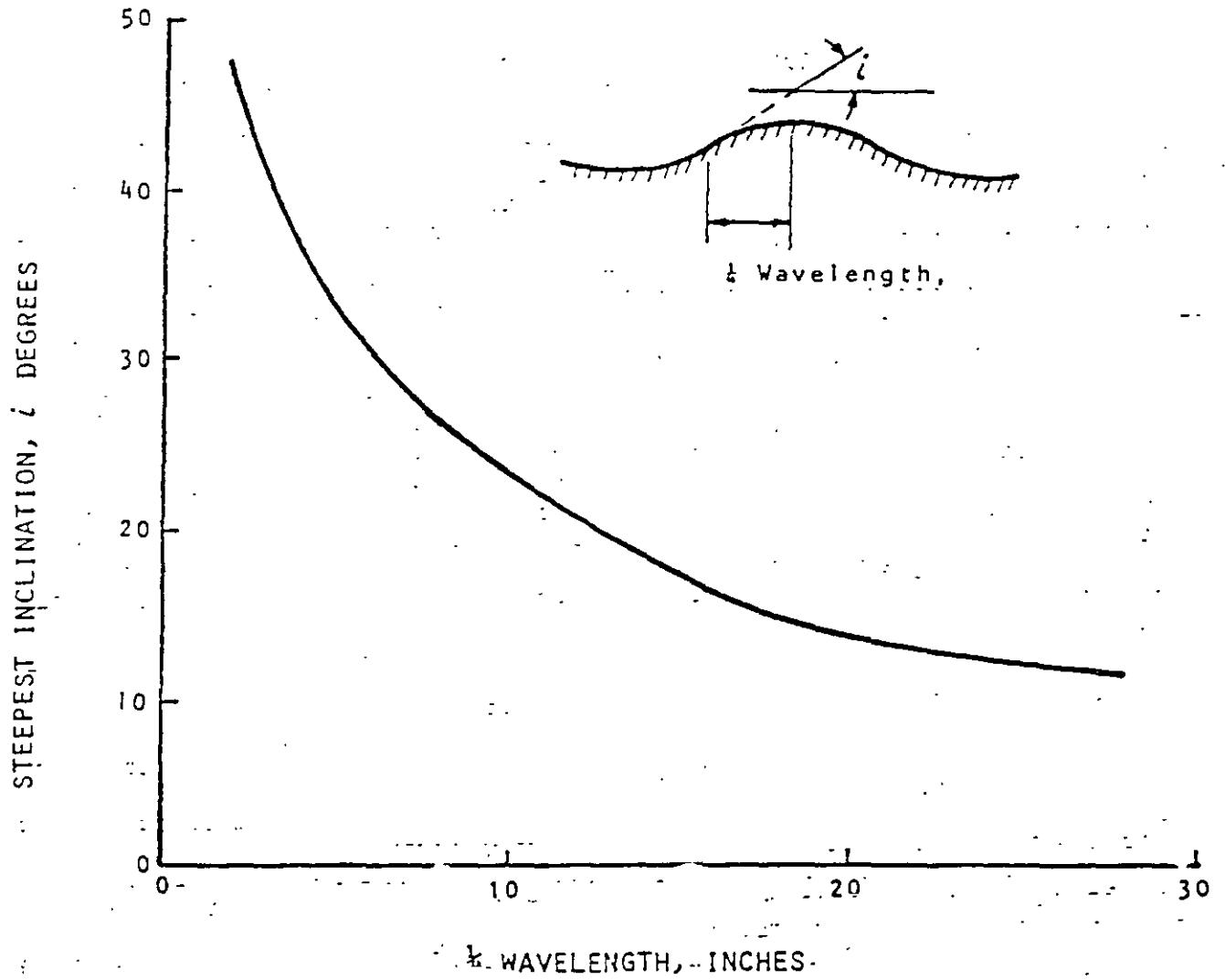


Fig. 29 RELATIONSHIP BETWEEN  $i$  AND WAVELENGTH OF IRREGULARITIES FOR A PARTICULAR SLOPE

value upon which the calculation of  $NW$  was computed is no longer valid. The displacement in this case would have been enough to roll up and over the asperity shown in Fig. 28c and the shear strength would have been reduced to some value lower than the peak shear strength. The full value of  $i$  would not be effective because of the lower slope of the surface roughness near the top and possibly because part of the roughness could have been sheared off by the dynamic movement. On the other hand, a value of  $i$  used in estimating the peak shear strength used in the calculation of  $NW$  could be a relatively low value of about  $5^\circ$  to  $10^\circ$ ; and this value of  $i$  could be consistent with a length  $H$  (Fig. 28c) on the order of 5 or 6 ft. In this case, if the calculated dynamic displacement caused by a given earthquake turns out to be something like 6 inches, then we would definitely say that the slope is probably stable or no problems would result from dynamic loading. This is true because the 6 inch displacement will not significantly reduce the strength assumed in calculation of  $NW$ . The relative displacement would have to be on the order of 3 or 4 ft to significantly lower the peak shearing resistance in this case. Thus, in general, the criterion which should be used to decide if a certain displacement is detrimental or not is the wave length of the asperities giving the geometrical component of resistance because this is the resistance which can be destroyed by the dynamic displacement.

An approximate relationship between the geometrical component of shear strength  $i$  and  $\frac{1}{4}$  of the wavelength of the roughness for a particular slope is given in Fig. 29.

If preliminary calculations indicate that the dynamic displacements will not be large in comparison with the displacements necessary to significantly lower the shear strength, then the dynamic displacement calculated will probably be acceptable and the slope can be judged safe. However, if the dynamic displacement computed is on the same order of magnitude as the wave length of the discontinuities or the order of displacement necessary to significantly reduce the shear strength along a discontinuity, then the slope may not be safe.

#### MONITORING SLIDE MOVEMENTS

The present stability of any slide cannot generally be calculated but must be inferred from the present velocity of the slide and from any known rate of change of this velocity. Knowledge of movements, differential movements, and rates of movement which occur within the slide area over a period of time are also useful in this assessment. A careful interpretation of field measurements of movement can also be used to locate the failure surfaces and active zones of movement; they may even be used to infer the proper remedial measures without the aid of laboratory tests and stability calculations. A classic example is the landslide near Santos, Brazil, cited by Terzaghi (1950), where the rate of slide movement was plotted vs. the depth to water in several observation wells. Enough data was acquired to allow an extrapolation to be made to the depth of the observed levels which corresponded to zero movement. A drainage system was then installed to reduce the piezometric levels below that depth.

A well-designed survey monitoring system which includes accurately located and frequently monitored slope indicators can be used to great advantage in locating the zones of active movement and the depth of the failure surface. Piezometers are required to determine the piezometric levels in the stability of the slide. Sometimes water levels measured in leaky slope indicator casing can be used to give rough estimates of the piezometric levels. However, these 'measurements' of the piezometric levels can be very misleading.

## V-GR.53

is definitely off of the sliding area and the base line survey monuments should be independently located with respect to distant landmarks. The surveys should be conducted so that for each survey marker the two components of horizontal displacement as well as the vertical displacement are measured. There should be several closed loops to give redundancy in the system so that more than one set of numbers can be used for calculating the displacement at a given point. This will provide several degrees of freedom in the system so that a least squares adjustment may be used to establish the coordinates of the monuments and to analyze the errors in the survey methods. This means that it is a very specialized problem to lay out the proper surveying procedures, to lay out the traverse, a triangulation system, and to evaluate the results. It frequently will require the utilization of a special geodetic consultant who is involved in these matters on a day-to-day basis.

Large slides, in particular, require first-order triangulation surveying with electronic distance measuring devices. This requires first-order instruments and a basic triangulation system which will minimize the errors. Franklin and Denton (1973) describe in detail the characteristics and probable accuracy of many types of slope monitoring instruments. If possible it is desirable to run several horizontal lines across the slide and several lines which run up and down parallel to the direction of the slide movement. The survey line which runs up and down the axis of the slide can be very significant because it can delineate zones of extension strains or compression strains in a slide.

Slope indicators, if they are deep enough, give good values of  $x$  and  $y$  coordinates which can be used to discern the pattern of slide movement with depth. Perhaps the most important use of the slope indicator readings are as a tool for locating the failure surface. Just in case the slope indicator is not deep enough for the bottom to be fixed below the sliding surface, the top of the slope indicator should always be surveyed in and tied into the triangulation network or survey traverse. Redundancy in slide monitoring surveys is a necessary requirement to provide a check on the survey instruments and on individual parts of the survey network.

The displacement of all points monitored should be plotted vs. time to indicate if the rate of movement is accelerating. The data acquired should also be used to plot rate of movement of various points vs. the piezometric levels at various points in the slide. The rate of movement of different points should also be plotted vs. rainfall. At each point it is also common and quite helpful to plot the resultant vector of the three components of displacement. These vectors plotted for all points can give a good idea of the orientation of the slip surface at depth. The vectors should be compared with the slope indicator readings as a check to see if the inferred shape of the failure surface is consistent between both sets of data.

## References cont'd

- Morgenstern, N.R. and V.E. Price 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces, *Geotechnique*, Vol. 15, p. 79-93.
- Morgenstern, N.R. and J.S. Tchalenko 1967. Microscopic structures in Kaolin subjected to direct shear, *Geotechnique*, Vol. 17, No. 4, p. 309-328.
- Moye, D.G. 1967. Diamond drilling for foundation exploration, *Inst. of Engineers, Australia, Civil Engr. Trans.*, April, p. 95-100.
- Newmark, N. 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, 15:140-141; 156.
- Patton, F.D. 1966. Multiple modes of shear failure in rock, *Proc. 1st Congress, Int. Soc. for Rock Mechanics, Lisbon, Vol. 1, p. 509-513.*
- Patton, F.D. 1974. The geologic environment of valleys and its geotechnical significance, paper given at session on the Geotechnical Environment of Valleys, *ASCE Water Resources Conf., Los Angeles; West Vancouver, B.C.*
- Patton, F.D. and D.U. Deere 1971. Geologic factors controlling slope stability in open pit mines, Chapter 3, p. 23-47, in *Stability in Open Pit Mining*, C.O. Brawner and V. Milligan, eds., *Proc. 1st Int. Conf. on Stability in Open Pit Mining, Vancouver, AIME, New York, 242 p.*
- Stini, J. 1941. Unsene Taler wachsen, *Geol. u. Bauwes.*, Vol. 13, p. 71-79.
- Stini, J. 1942. Nochmal der Talzuschub, *Geol. u. Bauwes*, Vol. 14, p. 10-14.
- Tabor, R.W. 1971. Origin of ridge-top depressions by large-scale creep in the Olympic Mountains, Washington, *Bull. Geol. Soc. Amer.*, Vol. 82, p. 1811-1822.
- Ter-Stepanian, G. 1966. Types of depth of creep of slopes in rock masses, *Proc. 1st Int. Congress, Int. Soc. for Rock Mechanics, Lisbon, Vol. II, p. 157-160.*
- Terzaghi, K. 1950. Mechanism of landslides, p. 83-123 in "Application of geology to Engineering Practice", *Berkey Volume, Geol. Soc. Amer.*
- Coth, J. 1963. A theoretical analysis of groundwater flow in small drainage basins. *Jour. Geophysical Research*, Vol. 68, No. 16, p. 4795-4812.
- Coth, J. 1972. Properties and manifestations of regional groundwater movement. *Int. Geol. Congress, 24th Session, Section 11, Hydrogeology*, p. 153-163.
- Van Everdingen, R.O. 1972. Observed changes in groundwater regime caused by the creation of Lake Diefenbaker, Saskatchewan, *Tech. Bull. No. 59, Inland Waters Branch, Dept. of the Environment, Ottawa, Canada, 65 p.*
- Fargas, M. 1971. Discussion on slope stability of residual soils, *Proc. 4th Pan Amer. Conf. on Soil Mech. and Foundation Engr., San Juan,*

REFERENCES

- Banks, D.C. and R.W. Fleming 1974. Study of slopes along the Missouri River Valley, preprint of paper given at session of the Geotechnical Environment of Valleys, ASCE Water Resources Conf., Los Angeles, U.S. Army Corps of Engineering, Waterways Exp. Sta., Vicksburg, Miss., 26 p.
- Barata, R.E. 1969. Landslides in the tropical region of Rio de Janeiro, Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. and Foundation Engr., Mexico City, Vol. II, p. 507-516.
- Belcher, D.J. 1948. Determination of soil conditions from aerial photographs, Photogrammetric Engr., Vol. 14, p. 482-488.
- Brawner, C.O., D.L. Pentz and J.C. Sharp 1971. Stability studies of a footwall slope in layered coal deposit, p. 329-364 in "Stability of Rock Slopes", E.J. Cording, ed. Proc. 13th Symposium on Rock Mechanics, ASCE, New York, 912 p.
- Bromhead, C.E.N. 1936. Geology of reservoir-dam sites, 2nd Congress Large Dams, Washington, D.C., Question VI, p. 113-118.
- Costa Nunes, A.J. da 1971. - Geomorphological and climatic factors in highway slope stability, Rev. Latinoamericana de Geotecnia, Vol. 1, No. 3, p. 191-223.
- Coulson, J.H. 1972. Shear strength of flat surfaces in rock, p. 77-105 in "Stability of Rock Slopes", Proc. 13th Symposium on Rock Mechanics, Urbana, Ill., E.J. Cording ed., ASCE, New York, 912 p.
- Deere, D.U. and F.D. Patton 1971. Stability of slopes in residual soils, Proc. 4th Pan Amer. Conf. Soil Mech. and Foundation Engr., San Juan, Puerto Rico, Vol. I, p. 87-170.
- DeFries, K. 1971. Unpublished discussion on the use of infrared photography in slope stability studies in residual soils, 4th Pan Amer. Conf. Soil Mech. and Foundation Engr., San Juan, Puerto Rico.
- Franklin, J.A. and P.E. Denton 1973. The monitoring of rock slopes, Quart. Jour. Engr. Geology, Geol. Soc. of London, Vol. 6, No. 3&4, p. 259-283.
- Freeze, R.A. and P.A. Witherspoon 1966. Theoretical analysis of regional groundwater flow: 1. Analytical and numerical solution to the mathematical model. Water Resources Research, Vol. 2, No. 4, p. 641-656.
- Freeze, R.A. and P.A. Witherspoon 1967. Theoretical analysis of regional groundwater flow: 2. Effect of water table configuration and subsurface permeability variations. Water Resources Research, Vol. 3, No. 2., p. 623-634.
- Ferguson, H.F. 1967. Valley stress release in the Allegheny Plateau, Engr. Geology, Vol. 4, No. 1, p. 63-71.
- Ferguson, H.F. 1974. Geologic observations and geotechnical effects of valley stress relief in the Allegheny Plateau, preprint of paper given at ASCE Conf. in Los Angeles, Jan. 1974, 31 p.
- Heim, A. 1932. Bergsturz und Menschenleben (Bierteljahresschrift), Vol. 77, No. 20, Naturforschenden Gesellschaft, Zurich 77.

## References, cont'd.

- Hendron, A.J., Jr., E.J. Cording and A.K. Ayer 1971. Analytical and graphical methods for the analysis of slopes in rock masses, NCG Tech. Report No. 36, U.S. Army Engineer Waterways Exp. Sta., Vicksburg, Miss., 148 p. plus appendix.
- Hollingworth, S.E., J.H. Taylor and G.A. Kellaway 1945. Large-scale superficial structures in the North Hampton Ironstone Field, Quart. Jour., Geol. Soc. London, Vol. c (100), p. 1-44.
- Hubbart, M.K. 1940. The theory of groundwater motion. Jour. Geology, Vol. 48, Nov. - Dec., p. 785-944.
- Janji, M.A. 1970. Shear strength of soil-rock interfaces, M.S. Thesis, Dept. of Geology, University of Illinois, Urbana, Ill., 69 p.
- Janji, M.A. 1972. Resistencia as cisalhamento de contactos solo-rocha, Ph.D. Thesis, Instituto de Geociencias, Universidade de Sao Paulo.
- Jenny, T.C. 1967. Stability of the Vajont valley slope, Discussion on the paper by L. Muller (1964) The rock slide in the Vajont valley, Rock Mech. and Engr. Geology, Vol. V, No. 1, p. 10-16.
- LaGatta, D.P. 1970. Residual strength of clay and clay shales by rotation shear tests, Soil Mech. Series No. 86, U.S. Army Engineer Waterways Exp. Sta., Contract Report S-70-5, 220 p.
- Lande, P. 1965. Une methode d'analyse a trois dimensions de la stabilite d'une rive rocheuse, Annales Des Ponts Et Chaussees, N° 1 De Janvier-Fevrier, p. 37-60.
- Matheson, D.S. and S. Thompson 1973. Geologic implications of valley rebound, Can. Jour. Earth Sciences, Vol. 10, p. 961-978.
- Matheson, D.S. 1972. Geotechnical implications of valley rebound, Ph.D. Thesis, University of Alberta, Edmonton, 424p.
- Menley, W.A. 1962. Personal communication.
- Menley, W.A. 1974. Geotechnical significance of groundwater flow in the vicinity of valleys, paper given at session on the Geotechnical Environment of Valleys, ASCE Water Resources Conf., Los Angeles; Saskatchewan Research Council, Saskatoon, Sask.
- Reyboom, P. 1966. Current trends in hydrogeology. Earth-Science Reviews, Vol. 2, Elsevier Publ. Co., Amsterdam, p. 345-364.
- Rollard, J.D. 1962. Photoanalysis and interpretation in engineering geology investigations: A review, in "Reviews in Engineering Geology", T. Fluhr and R.F. Legget, eds., Geol. Soc. America, Vol. I, 286 p.
- Sorgenstern, N. 1968. Ultimate behavior of rock structures, Chap. 10 in "Rock Mechanics in Engineering Practice", Stagg and Zienkiewicz, eds., John Wiley & Sons, London, 439 p.
- Sorgenstern, N. and D.S. Matheson 1974. Geotechnical implication of valley rebound, paper given at session on the Geotechnical Environment of Valleys. ASCE Water Resources Conf., Los Angeles: Univ.

## References cont.

- Wittke, W. 1964. Ein rechnerischer Weg zur Ermittlung der Standsicherheit von Boschungen in Fels mit durchgehenden, ebenen Absonderungsfachen, Principles in the Field of Geomechanics, Rock Mechanics, and Engineering Geology, Supplementum I, 14th Symposium of the Austrian Regional Group (i.f.) of the Int. Soc. for Rock Mechanics, Salzburg, 27 und 28 September 1963, p. 101-129.
- Wittke, W. 1965. Verfahren zur Berechnung der Standsicherheit belasteter und unbelasteter Felsboschungen, Rock Mechanics and Engineering Geology Supplementum II, 15th Symposium of the Austrian Regional Group (i.f.) of the Int. Soc. for Rock Mechanics, Salzburg, 25 und 25 September 1964, p. 52-79.
- Wittke, W. 1965. Verfahren zur Standischerheitsberechnung starrer, auf ebenen Flachen gelagerter Korper und die Anwendung der Ergebnisse aur die Standischerheitsberechnub von Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Fridericiana in Karlsruhe, Heft 20.
- Wittke, W. 1966. Berechnungsmoglichkeiten det Standsicherheit von Boschungen in Fels, Deutsche Gesellschaft fur Erd - und Grundbau, e.V.
- Zaruba, Q. 1956. Bulged valleys and their importance for foundations of dams, Trans. 6th Congress on Large Dams, New York, Vol. 4, p. 509-515.
- Zischinsky, U. 1966. On the deformation of high slopas, Proc. 1st Int. Congress, Int. Soc. for Rock Mechanics, Lisbon, Vol. II, p. 179-185.

*Jeckgia de Tineles*



## LOAD ON TUNNEL SUPPORTS

## INFLUENCE OF ROCK CONDITION ON ROCK LOAD

**Rock load and earth pressure**

Tunnel supports in rock tunnels are said to be acted upon by a rock load, whereas the tunnel supports in earth tunnels are acted upon by earth pressure. The term *rock load* indicates the height of the mass of rock which tends to drop out of the roof. If no support is supplied this mass of rock drops into the tunnel by increments whereby the roof assumes in the course of time the character of an irregular vault. Yet this vault may remain stable for a long time as demonstrated by the roof of natural caves. Fig 14 shows such a vault. It was formed during a few decades by the dropping of rocks out of the roof of a tunnel after the roof support had rotted away. On the other hand, the term *earth pressure* indicates the pressure exerted by a cohesionless or plastic material onto the tunnel support. If no support is installed, this material invades the tunnel either rapidly or slowly and the process continues until the tunnel has disappeared. The rock load depends on accidental details such as the spacing and the orientation of the joints, which may change from point to point, whereas the earth pressure depends on the average properties of the material surrounding the tunnel.

**Earth tunnel conditions in rock tunnels**

Wherever the rock is chemically intact and no more than moderately jointed, the roof of the tunnel is either self-supporting or else it requires no more than a tunnel support capable of sustaining moderate rock load. The sides of the tunnel are commonly stable. Exceptions to this rule will be mentioned. On the other hand, wherever the rock is completely crushed or decomposed, typical earth tunneling conditions will be encountered. This is not surprising, because "earth" is merely the final result of rock disintegration and chemical rock decomposition. Hence if a tunnel crosses a ridge or spur containing fault zones and zones of chemical alteration, it may consist of rock tunnel sections separated from each other by sections in which the methods of earth tunneling must be used.

Statistically by far the major part of the footage of existing rock tunnels has been driven under rock tunneling conditions. However, in some regions of geological disturbances the local occurrence of earth tunnel conditions is probable and in others it is certain. In some important tunnels, such as the Mono Craters Tunnel, a large part of the tunnel had to be constructed under earth tunneling conditions. Tunnel hazards and excess cost of construction are commonly associated with those tunnel sections in which earth tunneling conditions prevail. Hence the earth pressure on the earth tunnel sections requires at least as much attention as the rock load on typical rock tunnel sections.

**Principal types of loading conditions**

In perfectly or almost perfectly intact rock no support is required unless popping is encountered. In stratified or moderately jointed but otherwise intact rock the tunnel support serves its purpose if it is able to sustain a moderate rock load. In crushed rock the loading conditions are similar to those to be encountered when mining through sand; and in zones of rock decomposition they are similar to those in tunnels through clay. Tunneling through clay may be very easy or very difficult, depending on the

character and degree of compaction of the clay. An equally wide range of conditions is encountered when mining through decomposed rock. The behavior of the worst types of decomposed rock are indicated by the terms squeezing and swelling rock.

The transition from solid rock to earth-like rock may be abrupt or gradual. Rock intermediate between moderately jointed and crushed rock is commonly called *blocky* and *seamy* rock. No specific terms are used for rocks intermediate between intact and completely decomposed ones. The words *discolored* for the incipient and *crumbly* for the more advanced stages would be appropriate.

In the following articles only the most common types of loading conditions will be considered, starting with those in intact rock and ending with those in squeezing and swelling rock. The description of the loading conditions will be preceded by a discussion of the state of stress in rock prior to tunneling, because this state has a decisive influence on the reactions of the rocks on the tunneling operations.

### STATE OF STRESS IN ROCK PRIOR TO TUNNELING

The load on tunnel supports depends more or less on the state of stress in the rock prior to tunnel construction. In this connection distinction must be made between vertical loads and horizontal pressures. The vertical load on a horizontal section through a mass of rock is equal to the weight of the rock located above this section. The horizontal unit pressure at the elevation of such a section may range between wide limits. In accordance with practice prevailing among tunnel men vertical loads will be expressed by the thickness  $H$  in feet of rock. The vertical load in pounds per sq. ft. is equal to  $H$  times the unit weight,  $w$ , in pounds per cu. ft. of the rock, or  $Hw$ . The unit weight of the rock can be determined by a sample test. It ranges between 165 and 180 lbs. per cubic foot. On the other hand the horizontal pressures  $p_h$  will be expressed in pounds per sq. ft.

The ratio between the horizontal pressure,  $p_h$ , and vertical load  $Hw$  in a mass of rock depends primarily on the geological history of the rock. In an undisturbed mass of rock, the horizontal unit pressure at any given point is likely to be considerably smaller than the vertical load at the same point. In a folded mass of rock, the horizontal pressure depends on whether the horizontal forces which produced the folding have already disappeared or whether they are still active. If they have disappeared, the horizontal pressures may be as low as in an undisturbed mass of rock. On the other hand, if the horizontal forces are still active, the horizontal pressure at any depth can be close to the compressive strength of the rock. Since we have no reliable means for determining the state of stress in the interior of a mass of rock, the existence of heavy horizontal pressure can only be inferred from its visible manifestations, such as popping rock at a moderate depth below the surface.

### TUNNELS THROUGH INTACT ROCK

#### Stresses at tunnel walls

By theory it has been shown that the effect of excavating a tunnel through intact rock on the state of stress in the rock rapidly decreases with increasing distance from the tunnel walls. At the walls the normal stress at right angles to the wall (radial stress) is zero and the normal stress acting in a circumferential direction (circumferential stress) is roughly equal to twice the stress which acted at the same point prior to tunneling. With increasing distance from the tunnel walls the radial stress increases, the circumferential stress decreases and at a distance equal to about the diameter of the tunnel, the state of stress in the rock is practically unaltered.

At the walls the state of stress in the rock is similar to that in an unconfined rock specimen subject to axial compression in a testing machine. The rock does not fail in the tunnel until the circumferential stress becomes equal to the unconfined compressive strength of the rock. In rocks which are not acted upon by horizontal forces, such as those which lifted up the mountain chains, the circumferential stress does not exceed about twice the overburden pressure. On account of this condition and the great strength of intact rocks, failure by crushing would not occur in porous sandstone at a depth of less than about 5000 ft. The critical depth increases with the increasing strength of rock and reaches more than 35,000 ft. for granite and other igneous rocks.

#### Popping in tunnels through intact rock

The term *popping rock* refers to rock formations from which thin slabs of rock are suddenly detached after the rock has been exposed in a quarry or a tunnel. Popping normally occurs only in hard rocks in an intact state. In tunnels the slabs are popped off either from the sides or from the roof of the tunnel. Popping has been encountered only in hard and brittle rocks. It has invariably been found that the detached slabs do not fit the surface from which they popped. This fact indicates that the rock to which the slab was attached is in a state of intense elastic deformation.

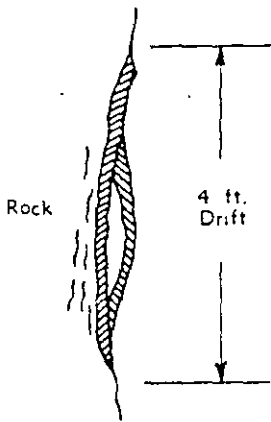


Fig. 15—Popping rock

Fig. 15 illustrates popping as observed in a drift during the construction of the Simplon Tunnel in Switzerland. The shaded areas indicate slabs on the verge of popping off, whereas the black lines represent the assumed position of the cracks which precede the detachment of succeeding slabs.

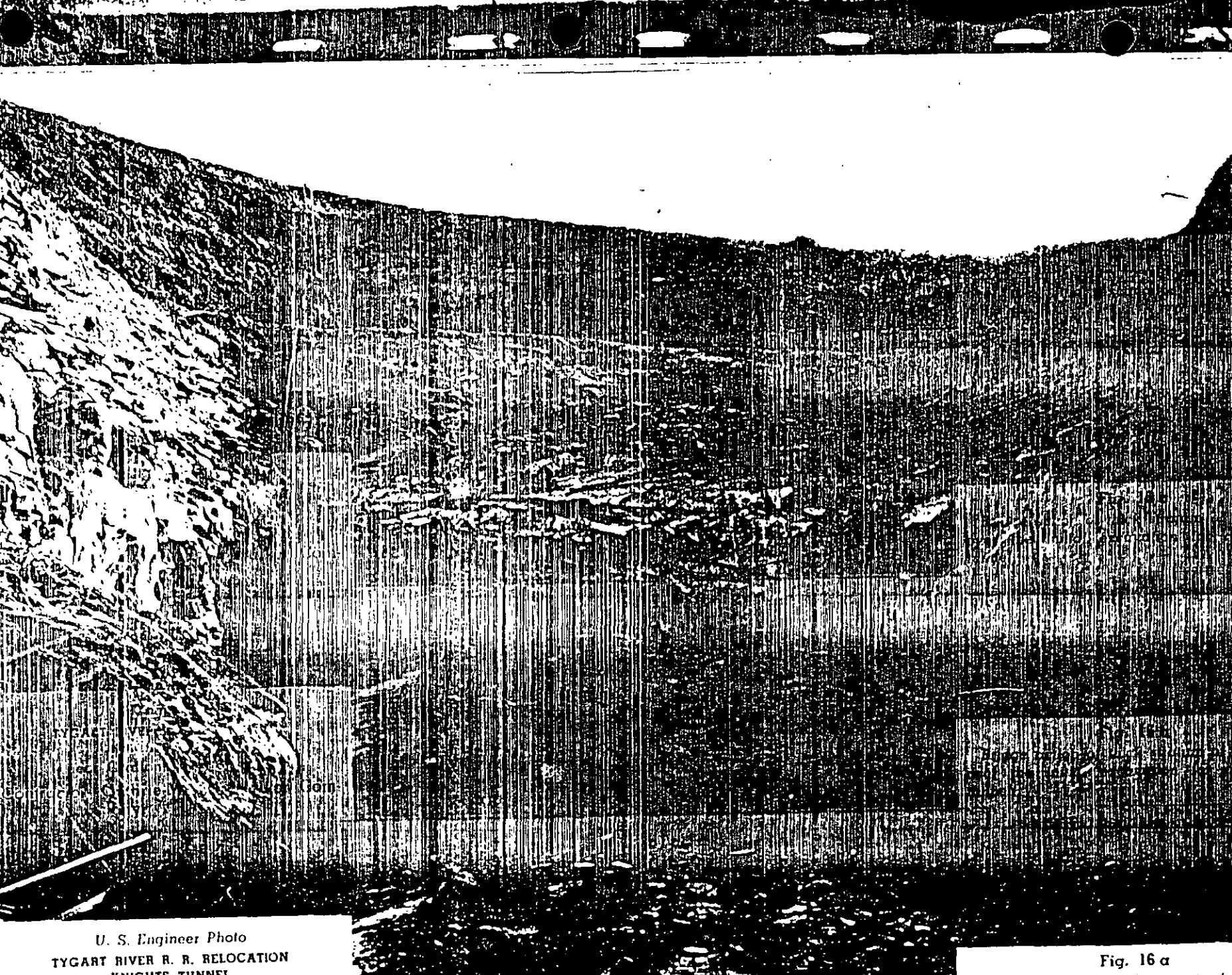
In some regions the elastic deformations disclosed by popping appear to be due to the fact that the horizontal pressure which led to the formation of geologically young mountain chains is still active. However, in other regions it may be due to still unknown causes.

Whatever the underlying physical causes may be, tunnels in popping rock require both temporary and permanent lining, to protect the workmen from flying rock fragments.

#### Protection against popping rock

Fig. 15 shows that the popping is preceded by an inward bending of the slabs. If a sufficient counter force is applied at right angles to the slabs to prevent bending, the slabs would remain in place and fail, at a higher load, by shear or by crushing. The pressure required to prevent the inward bending is very small. Therefore, any tunnel lining which is capable of sustaining an external load of about 400 lbs. per sq. ft. should suffice to prevent slab fragments from being thrown into the tunnel. Since the popping occurs most frequently at the sides of the tunnel, the footings of the ribs should be secured against horizontal displacement.

Commonly the process of popping involves only a breakage of the rock in the immediate vicinity of the tunnel walls. But if it initiates a progressive general breakage of the rock surrounding the tunnel, the tunnel support should be strong enough to carry the load of blocky and seamy rock (see below). In any event the lining should be tightly wedged against the walls of the tunnel, or the space between the lining and the rock should be back packed.



U. S. Engineer Photo  
TYGART RIVER R. R. RELOCATION  
TUNNEL

Fig. 16 a

## TUNNELS IN UNWEATHERED STRATIFIED ROCKS AND IN SCHISTS

### Sources of weakness

Almost every stratified rock breaks readily along bedding planes. Therefore the bedding planes constitute a source of mechanical weakness. In schists the cleavage planes have a similar effect. In addition to these innate mechanical defects, every stratified rock and every schist contains at least two sets of joints oriented at approximately right angles to the planes mentioned before. These will be referred to as *transverse joints*.

### Bridge action in rocks with horizontal layers

If the spacing of the transverse joints is greater than the width of the tunnel, the

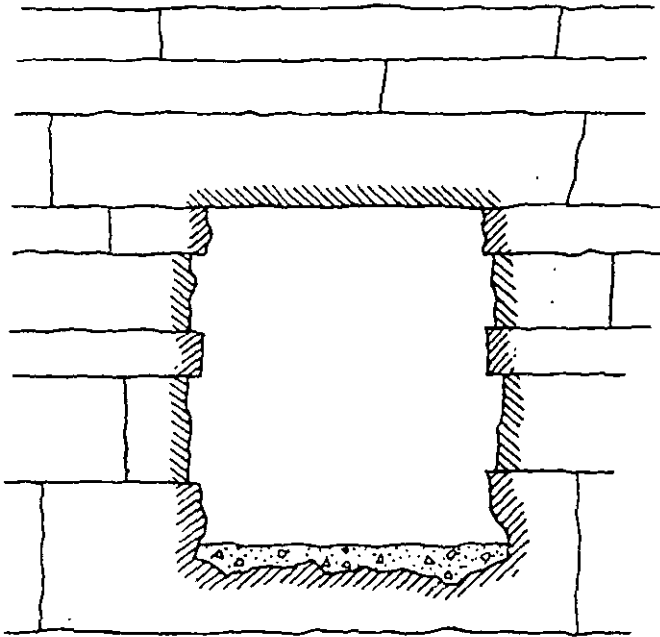


Fig. 16 b Bridge action in rocks with widely spaced transverse joints.

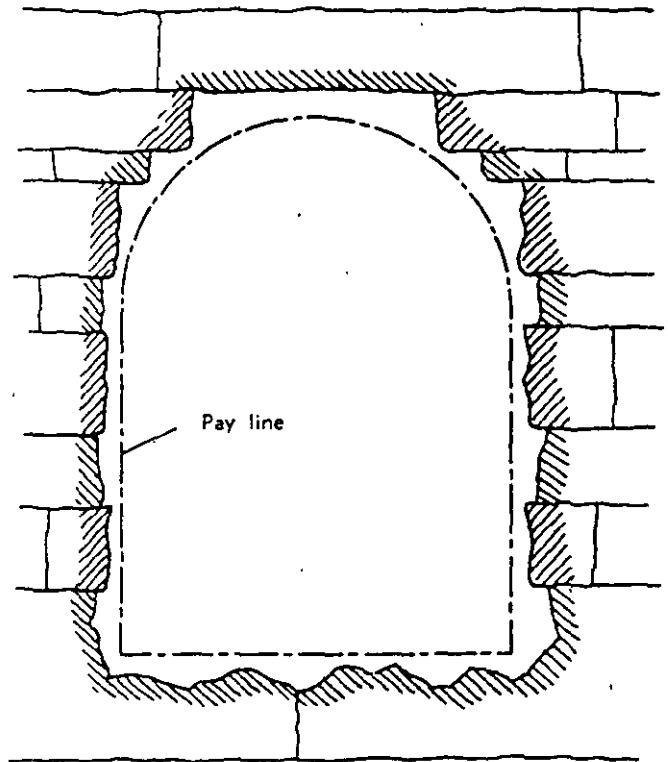
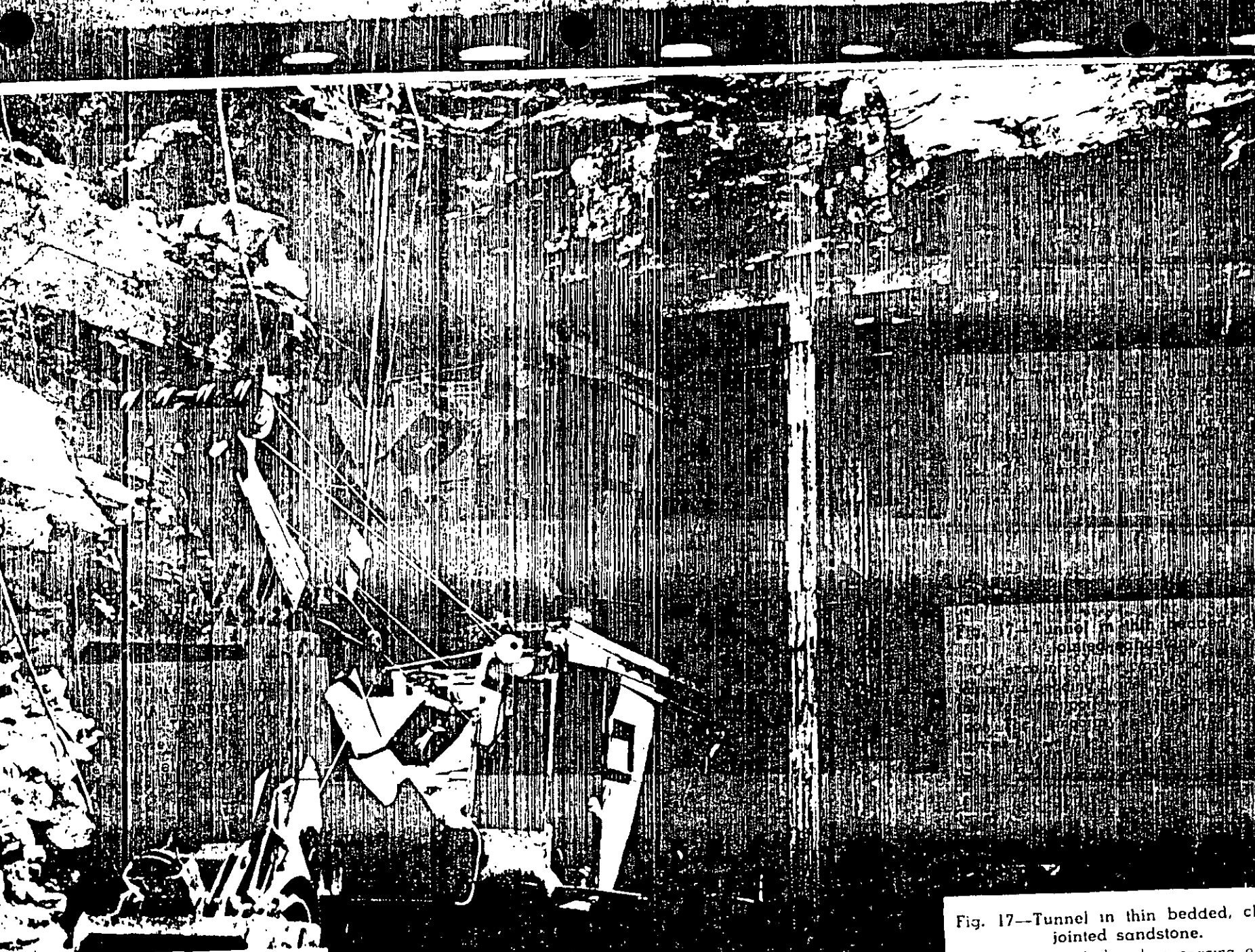


Fig. 16 c Bridge action in rocks with closely spaced transverse joints.

rock layers bridge the tunnel like solid slabs as shown in Fig. 16 a and they are subject to bending under their own weight. If the bending stresses are smaller than the tensile strength of the rock, the roof is stable without any support, as shown in Figs. 16 b and c. Fig. 16 c also illustrates the benefits derived from an arch-shaped roof. The sides of the arch constitute corbels which reduce very considerably the free span of the roof slabs.

If the bending stresses in the rock layers above the tunnel exceed the strength of the rock, or if layers are weakened by transverse joints, they require support as shown in Fig. 17.

The corbel arch principle has been used in early days for reducing the free span of bridges as shown in Fig. 18. Heavy wooden beams, each one longer than the one below it, cantilever out from the abutments thereby reducing the free span of the bridge to a nominal figure.



Pennsylvania Turnpike Commission

Fig. 17—Tunnel in thin bedded, jointed sandstone.

On account of the close spacing of joints and bedding planes of this "short" ... was required to h

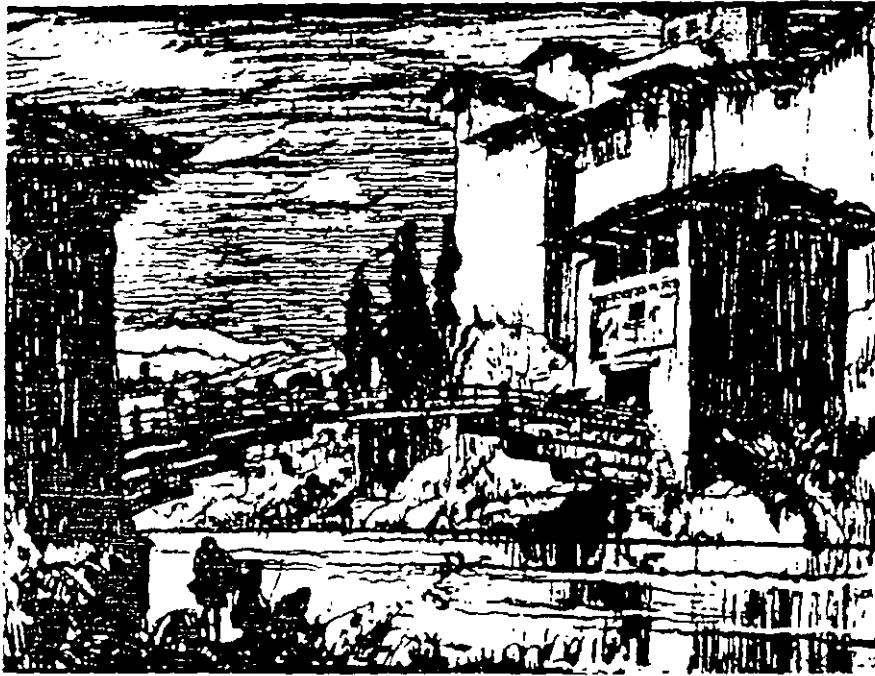


Fig. 18

After Frank Brangwyn, A. R. A.

Heavy cantilever beams used to reduce the free span of a wooden bridge. They are similar to the corbels at the haunches in the tunnel shown in Fig. 16 c.

#### Overbreak and rock load in horizontally stratified rock

The overbreak depends on several factors. Foremost among them are the following:

Spacing between the joints.

Shattering effect of blasting on the rock located beyond the payline.

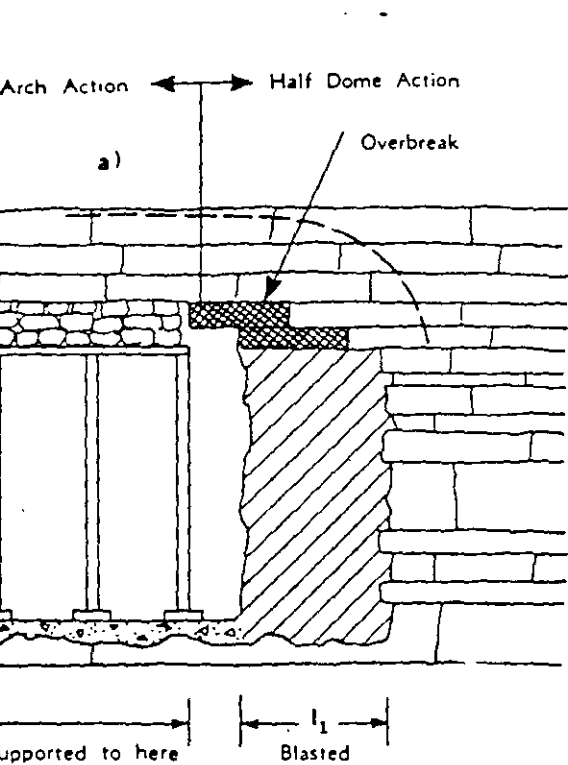
Distance between the working face and the roof support, and

Length of time which elapses between the removal of the natural support of the roof and the installation of the artificial support.

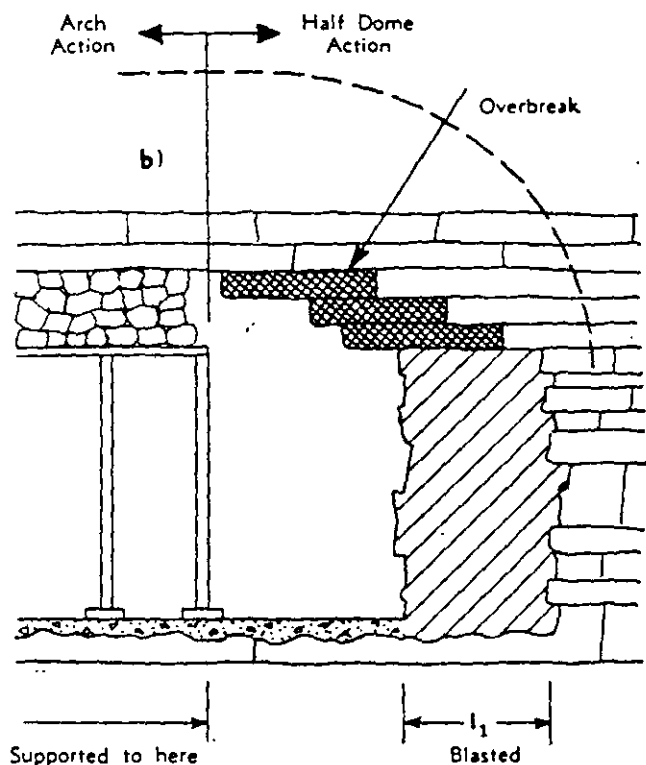
Figs. 19 a and b illustrate the influence of the distance between the working face and the supported roof on the overbreak in closely jointed, horizontally stratified rock. The smaller this distance, the smaller is the quantity of rock which is likely to drop out of the roof when the round is fired.

If Figs. 19 a and b are considered in conjunction with the transverse section of the tunnel illustrated in Fig. 16 c, it will be seen that the rock over the face constitutes a half dome. Within the limits of the joint spacing, the roof is supported by the rock ahead of the face and on the sides. Succeeding rounds remove the forward support from the half dome so that the rock above the roof is carried by bridge action or arch action.

If no roof support is constructed, a certain quantity of rock will drop from the roof whereupon the roof assumes the character of that of a natural cave. If the rock is

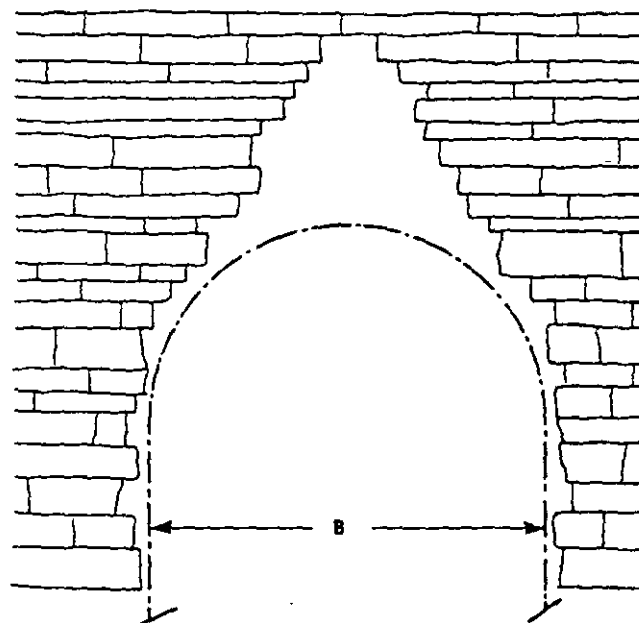


a) Overbreak if unsupported section is very short.



b) Overbreak if unsupported section is long.

composed of fairly thick strata with few joints, the roof will be flat as shown in Fig. 14. On the other hand if the strata are thin and weakened by many joints a peaked roof will be formed as indicated in Fig. 19 c. Yet the breakage will rarely if ever continue after the vertical distance between the top of a semi-circular payline and the top of the overbreak becomes equal to  $0.5B$  as indicated in Fig. 19 c. This condition determines the maximum value which the load on the roof support can assume.



c) Ultimate overbreak if no support is installed.

$0.5 B$   
(Probable maximum  
overbreak if  
unsupported)

Fig. 19  
Overbreak in  
horizontally  
stratified  
rock.

If the tunnel support is constructed and wedged soon after blasting, the friction forces on the sides of the rock fragments occupying the space between roof support and vault transfer part of the weight of this rock onto the rock located beyond the sides of the vault. Hence even the ultimate load, measured in feet of rock, on an



adequately constructed and backpacked roof support in closely jointed, horizontally stratified rock is likely to be much smaller than the value  $0.5 B$ . On the other hand, if large empty spaces are left between the roof support and the roof, blocks will drop out of the roof, one by one, whereby the load on the roof support may increase to its maximum of  $0.5 B$ .

In some rocks the spacing of the joints changes considerably from place to place. In such rocks the load on a well-wedged tunnel support may vary between zero and a maximum somewhat smaller than  $0.5 B$ .

#### Overbreak and rock load in tunnels through vertical strata

In folded masses of rock the dip of the strata may range anywhere between  $0^\circ$  and  $90^\circ$ , and the strike may intersect the center line of the tunnel at any angle between  $0^\circ$  and  $90^\circ$ . In the following discussions it is assumed that the center line of the tunnel is parallel to the strike and that the strata are vertical as shown in Fig. 20 a. In rock with such a structure, the individual strata bridge the space between the heading

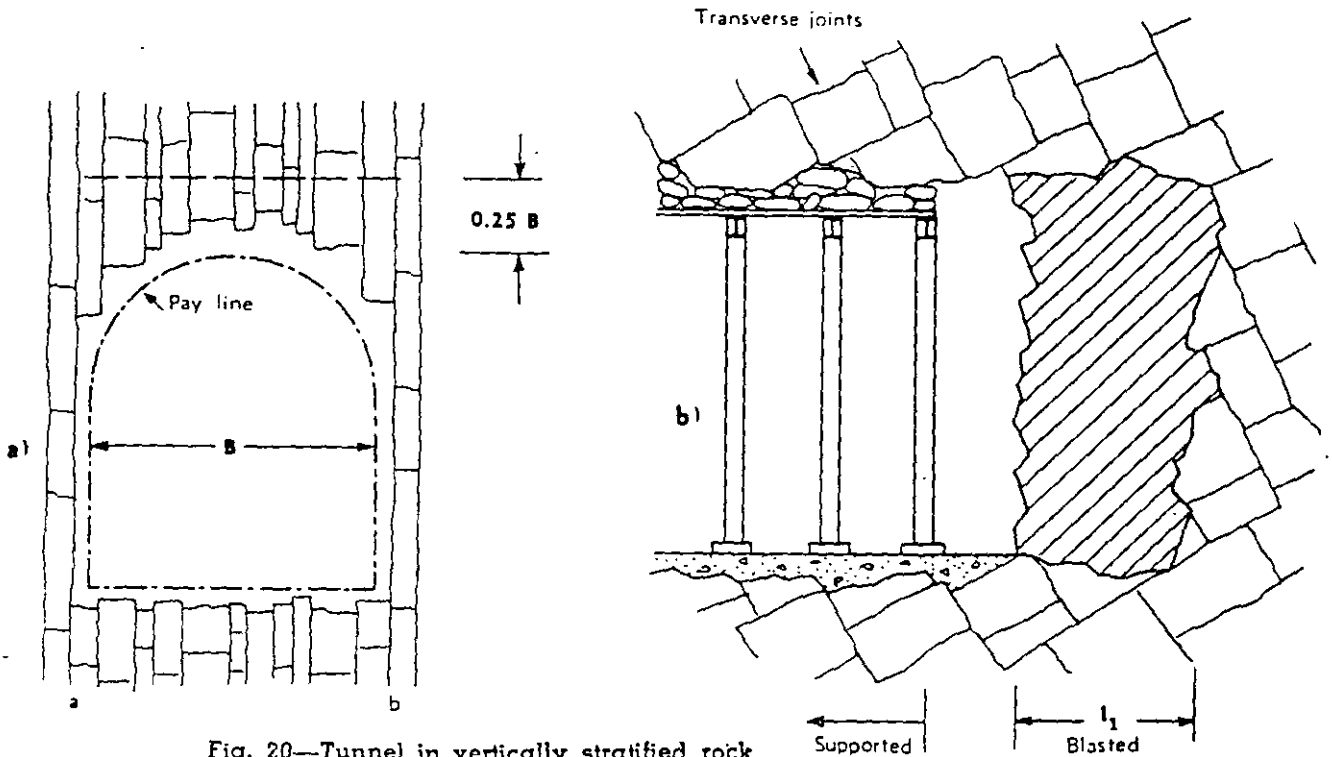


Fig. 20—Tunnel in vertically stratified rock

and the supported part of the tunnel, Fig. 20 b. Hence, if the joints are closely spaced, the amount of overbreak depends to a large extent on the distance between the working face and the supported roof.

The mass of rock located above the roof is held merely by the friction along the two bedding planes passing through  $a$  and  $b$  in Fig. 20 a. The roof has to carry the entire difference between this weight and the total friction forces. If these planes were perfectly even, the load on the roof support could be very important. However, in nature these surfaces are always more or less uneven. Hence the load on the roof rarely exceeds the weight of the rock which has been shattered and loosened by blasting.

There is no evidence that the upper boundary of the loosened rock is located at an elevation of more than about  $0.25 B$  above the crown of the roof support. If no large empty spaces are left between the rock and the roof support, no subsequent loosening-up of the rock located above the roof can take place. On this assumption it seems safe to assume that the load on the crown of the roof support will not exceed  $0.25 B$  ft. of rock.

#### Overbreak and rock load in tunnels through inclined strata

Fig. 21 is a section through a tunnel located in the inclined part of a fold whose axis is parallel to the center line of the tunnel. On account of the stratification the overbreak tends to produce a peaked roof as shown in Figs. 21 and 22. In Fig. 22,

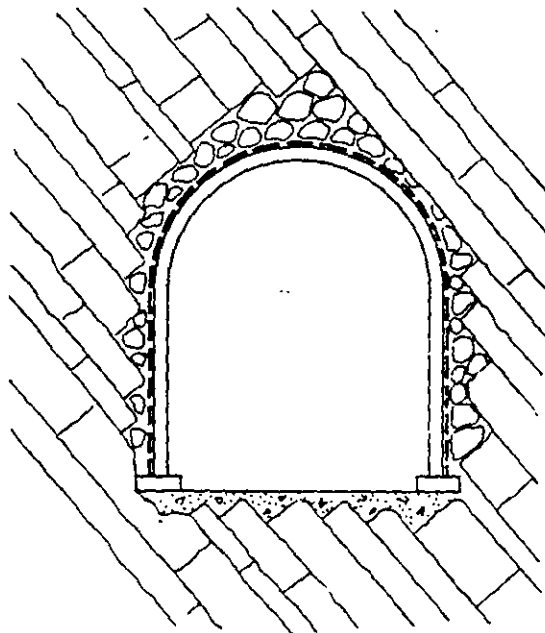


Fig. 21—Tunnel in rock whose strata are steeply inclined

illustrating the overbreak in a tunnel through gneiss, the right-hand side of the roof coincides with a cleavage plane or plane of foliation and the left-hand side coincides with joints.

If the bedding or cleavage planes rise at a steep angle to the horizontal, a wedge-shaped body of rock,  $a e d$  in Fig. 23, tends to slide into the tunnel and subjects the post at  $a c$  to bending. The lateral force,  $P$  per unit of length of the tunnel, which acts on the post can be estimated as indicated in Fig. 23. The estimate is based on the assumption that the rock indicated by the shaded area to the right of  $c e$  in Fig. 23 a has dropped out of the roof and that there is no adhesion between rock and rock along  $d e$ . On these assumptions the wedge-shaped body of rock  $a d e$  is acted upon by its weight,  $W$ , and the reaction  $Q$  on the surface of sliding  $a d$ . In order to prevent a downward movement of the wedge, the vertical post  $a c$  must be able to resist a horizontal force  $P$ . The reaction  $Q$  acts at an angle  $\phi$  to the normal on the surface of sliding  $a d$ . The angle  $\phi$  is the angle of friction between the wedge and its base. The weight  $W$  is known. The intensity of the forces  $Q$  and  $P$  can be determined by means of the polygon of forces shown in Fig. 23 b.



Board of Water Supply, New York City  
DELAWARE AQUEDUCT  
WEST BRANCH KENSICO TUNNEL  
Heading South from Shaft 16, near  
White Plains, New York

Key to Symbols  
parallel to axis  
right joints  
dip 60° to the left

Fig. 22—Overbreak in gneiss with inclined cleavage planes. Face in Fordham Gneiss, Foliation strikes parallel to axis of tunnel and dips 45° to the right. Joints strike parallel to the tunnel and dip 60° to the left. The intersection of the foliation planes and joints results in overbreakage and a peaked roof.

The angle of friction  $\phi$  depends not only on the nature of the surfaces of contact at a d but also on the hydrostatic pressure in the water which percolates into the space between the two surfaces. Experience with slides in open cuts in stratified rocks indicates that the value of  $\phi$  for stratified rocks with clay or shale partings may be as low as  $15^\circ$ . If no such partings are present,  $25^\circ$  seems to be a safe value.

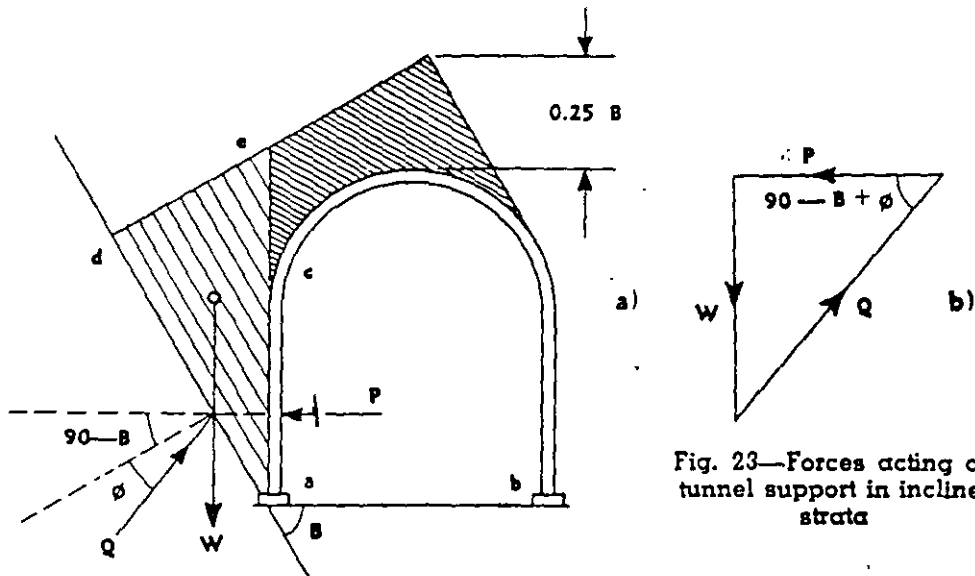


Fig. 23—Forces acting on tunnel support in inclined strata

The highest value for the unit pressure on the roof depends on the slope of the strata. For steep strata it will hardly exceed  $0.25 B$ , whereas for gently inclined strata it may approach the value  $0.5 B$ .

### TUNNELS THROUGH MODERATELY JOINTED, MASSIVE ROCKS

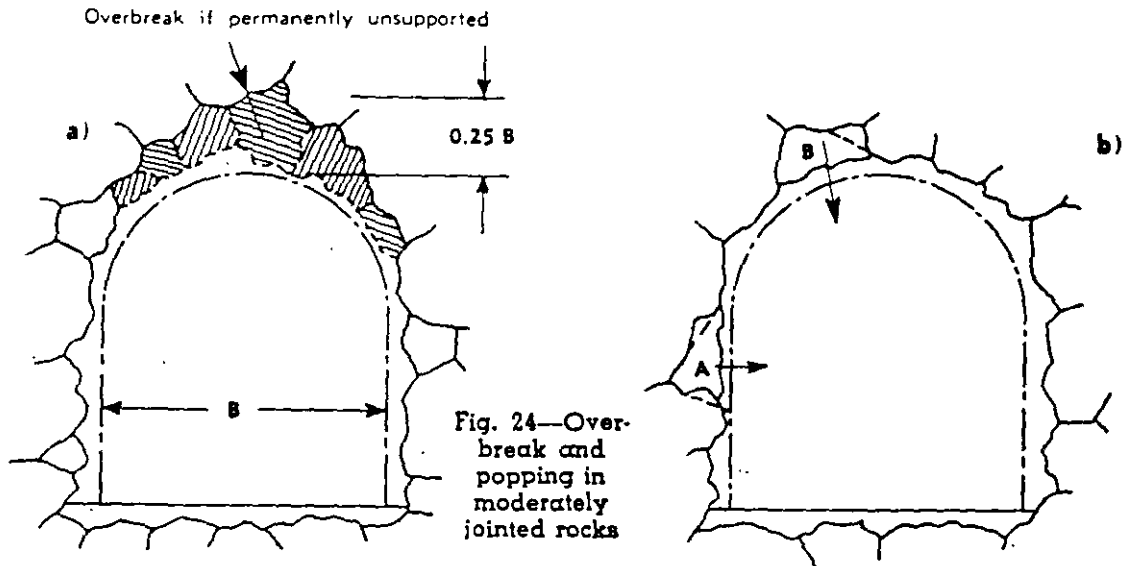
#### Overbreak and rock load

One set of joints in massive rocks is commonly parallel to the ground surface. Overbreak and rock load conditions in such rocks are similar to those in stratified rocks. If the joints are oriented at random, absence of a roof support would ultimately lead to the formation of a vault-shaped roof as shown in Fig. 24 a. Whatever the orientation of the joints, the blocks located between joints below the zone of rock weathering are so intimately interlocked that they have very little freedom of movement. This is demonstrated by the fact that the vertical sides of tunnels through such rocks rarely require any lateral support. The roof is the only place in the tunnel where blocks are likely to become detached.

Owing to gradual adjustments in the state of stress in the rock adjoining the tunnel the interlocks between blocks may fail long after an unsupported tunnel is finished, but it is hardly conceivable that such failures would occur if the rock is tightly wedged against a tunnel support. Hence the greatest value which the rock load on such a support can assume will be considerably smaller than the weight of the body of rock located between the tunnel support and the upper boundary of the potential overbreak indicated in Fig. 24 a which is  $0.25 B$ . Hence the actual load on the crown may vary between zero and  $0.25 B$  depending on the orientation and spacing of the joints. There is no reason for assuming that the load will increase with time, provided there are no large empty spaces between support and rock.

## Popping

If the rock is in a state of intense elastic deformation, due to tectonic stresses or other causes, the connections or interlocks between blocks such as A and B in Fig. 24 b and their neighbors, may suddenly snap, whereupon the block is violently thrown into the tunnel. If such an incident occurs, it is necessary to provide the tunnel with the support prescribed for popping, intact rock (see article on intact rock).



## TUNNELS IN CRUSHED ROCK

### General character of crushed rock

If a competent rock, such as quartzite or quartzitic sandstone, is subject to intense deformation, for instance by shear in a fault zone, it fractures to such an extent that it loses the capacity to form an unsupported vault bridging a cave or a tunnel. It may even be reduced to powder as if it had passed through a crushing machine.

As a tunnel approaches a zone of intense crushing, it passes through rock which is more and more intensely jointed and finally it enters a zone in which the rock resembles cohesionless sand. Yet, experience shows that even in sand and in completely crushed but chemically intact rock, the rock load on the roof support does not exceed a small fraction of the weight of the rock located above the roof and if the depth of the overburden is greater than about 1.5 times the combined width and height of the tunnel, the rock load is practically independent of depth. The cause of this phenomenon is commonly known as *arch action*.

### Arch action in crushed rock

The term *arch action* indicates the capacity of the rock located above the roof of a tunnel to transfer the major part of the total weight of the overburden onto the rock located on both sides of the tunnel. The body of rock which transfers the load will briefly be referred to as the *ground arch*.

In order to investigate the cause of arch action and the laws which determine the rock load on the roof support, numerous model tests have been made with perfectly

cohesionless sand. A detailed description of these tests will be presented in a companion volume on "Earth Tunneling with Steel Support." The test results led to the following conclusions regarding the prerequisites for arch action and the factors which determine the load on the roof support in tunnels through crushed rock and cohesionless sand located above the water table.

(a) The arch action is the inevitable consequence of the local stress relaxation produced by mining operations. The mechanics of the arch action are illustrated by Fig. 25. In this figure the ground arch is represented by the shaded area  $a c d b$ . The ground arch has a width  $B_1$ . While the tunnel is being excavated and the support installed, the mass of crushed rock or cohesionless sand constituting the ground arch

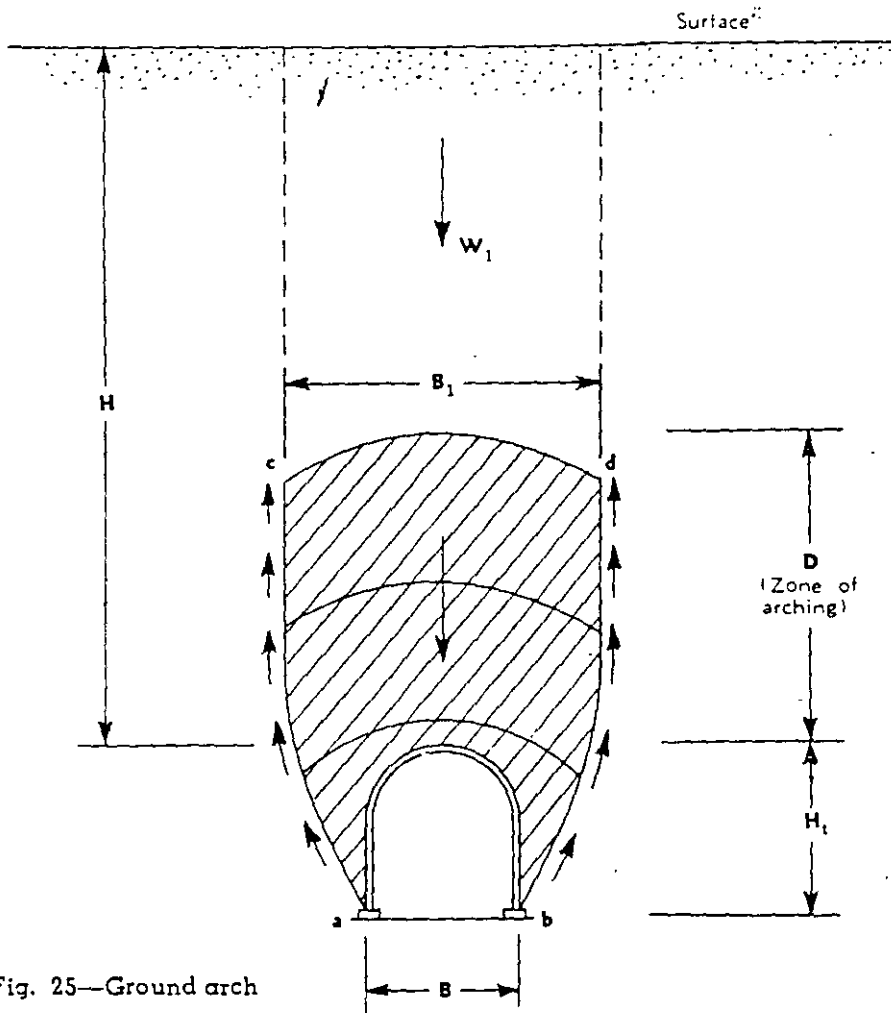


Fig. 25—Ground arch

tends to move into the tunnel. This movement is resisted by the friction along the lateral boundaries  $a c$  and  $b d$  of this mass. The friction forces transfer the major part of the weight of the overburden, with height  $H$  onto the material located on both sides of the tunnel and the roof support carries only the balance, equivalent to a height  $H_t$ .

(b) The thickness  $D$  of the ground arch is roughly equal to  $1.5 B_1$ . Above the ground arch the pressure conditions in the rock remain practically unaffected by the tunnel operations.

(c) A very small downward movement of the crown of the tunnel suffices to reduce the rock load on the support of the intrados of the arch to a value  $H_p$ , min, which is very much smaller than the thickness  $D$  of the ground arch. If the crown of the ground arch is allowed to subside still more, the rock load on the roof support increases and approaches a value  $H_p$ , max, which, however, is also much smaller than  $D$ .

(d) After the roof support is installed and tightly backpacked, the rock load increases at a decreasing rate by about fifteen percent from  $H_p$  to  $H_p$ , ult.

$$H_{p, \text{ult}} = 1.15 H_p \quad (1)$$

(e) As the depth of the overburden on a tunnel with a given cross-section increases from zero, the roof load increases as indicated by curve  $C$  in Fig. 26. With increasing depth  $H$  the rock load approaches a value  $H_p$ , which is independent of depth.

(f) The value  $H_p$  in Fig. 26 increases approximately in direct proportion to the width  $B_1$  of the ground arch, Fig. 25, everything else being equal. This relation can be expressed by the equation

$$H_p = C \times B_1 \quad (2)$$

wherein  $C$  is a constant. The value of  $C$  depends on the degree of compactness of the crushed rock or sand and on the distance  $d$  through which the crown of the ground arch subsided while the tunnel was mined and the roof support was being installed. Numerical values for  $C$  will be presented under the following subheading.

Rock load on roof support in tunnels through completely crushed rock or sand above the water table

Fig. 27 is a cross-section through a tunnel through chemically intact rock, crushed to sand, located at great depth below the surface. The lower boundaries of the mass of rock which tends to move into the tunnel (body  $a b d c$  in Fig. 25) rise from the outer edges of the bottom of the tunnel at a slope of about 2 (vertical) on 1 (horizontal). Hence the width  $B_1$  of the ground arch, Fig. 25, is roughly equal to

$$B_1 = B + H_1 \quad (3)$$

wherein  $B_1$  is the width and  $H_1$  the height of the tunnel.

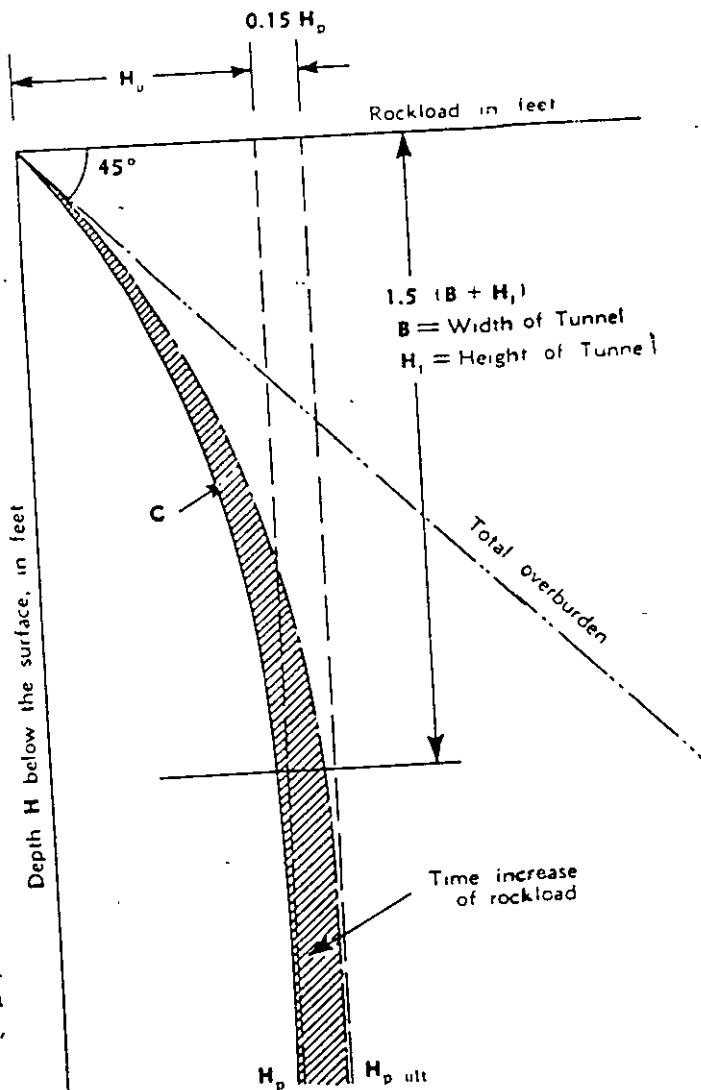


Fig. 26—Load-depth relationship on tunnel in sand

The rock load  $H_p$  is represented in Fig. 27 by the rectangle  $e f f_1 e_1$ . The balance of the weight of the overburden is carried by the ground arch. The weight of the middle part  $c d d_1 c_1$  is transferred by the ribs of the tunnel support to the floor of the tunnel. The weight of the outer part acts as a surcharge on the top of the wedge-shaped bodies which tend to slide into the tunnel and increase the horizontal pressure exerted by these bodies.

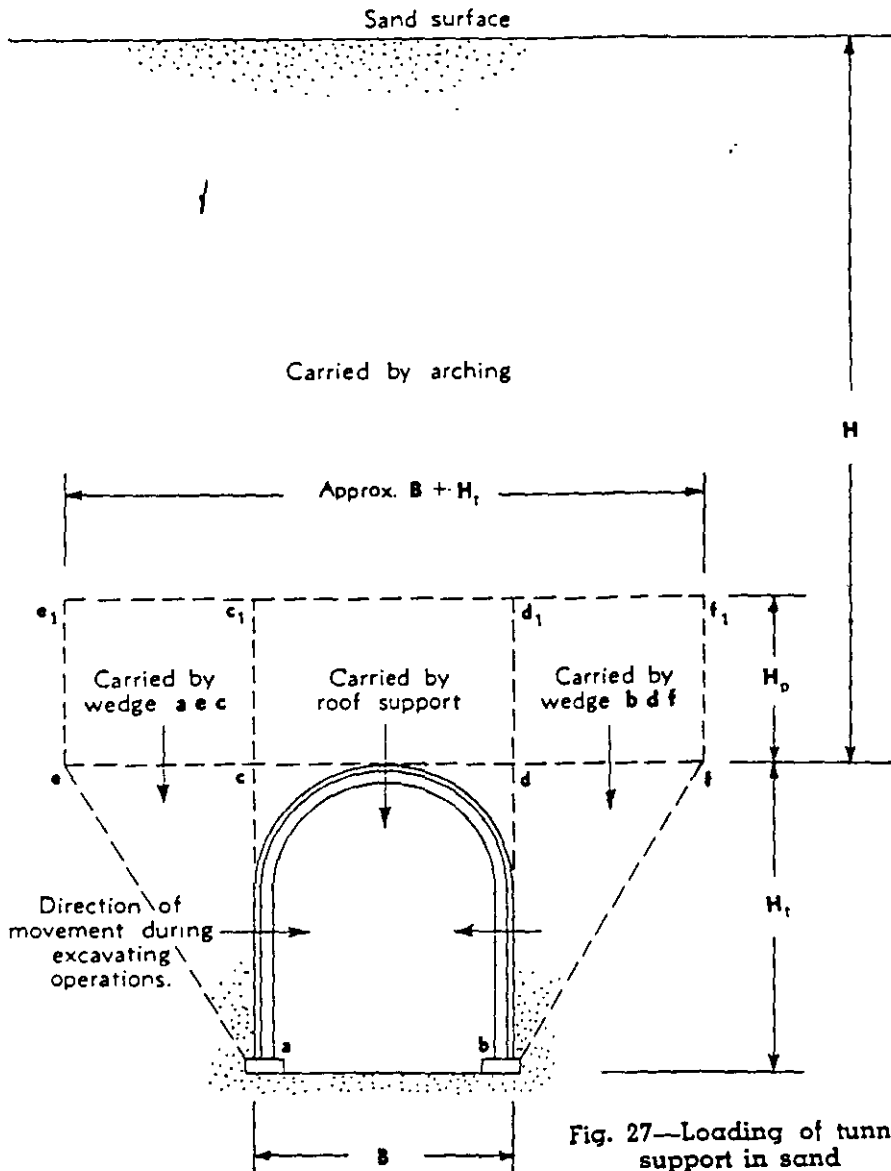


Fig. 27—Loading of tunnel support in sand

The rock load  $H_p$  is determined by eq. (2). According to the text accompanying this equation, the value of the constant  $C$  depends on the degree of compactness of the materials in which the tunnel is located and on the distance  $d$  through which the crown of the ground arch yielded before the support was installed. The distance  $d$  is not known and it can hardly be determined by practicable means. At a given width  $B$  of the tunnel it depends to a large extent on the skill of the miners and on the care with which the tunnel support is backpacked. The following numerical values are exclusively based on the results of the model tests with dry sand. Nevertheless it is



believed that they furnish fairly accurate information concerning the influence of the degree of compactness of the crushed rock and of the amount of yield associated with the mining operations on the intensity of the rock load.

$$\text{Dense sand } H_{p \text{ min}} = 0.27 (B + H_t) \quad \text{for yield of } 0.01 (B + H_t) \quad (4)$$

$$H_{p \text{ max}} = 0.60 (B + H_t) \quad \text{for yield of } 0.15 (B + H_t) \text{ or more} \quad (5)$$

$$\text{Loose sand } H_{p \text{ min}} = 0.47 (B + H_t) \quad \text{for yield of } 0.02 (B + H_t) \quad (6)$$

$$H_{p \text{ max}} = 0.60 (B + H_t) \quad \text{for yield of } 0.15 (B + H_t) \text{ or more} \quad (5)$$

The sand pressure on the sides of the tunnel support can be estimated by means of the earth pressure theory. In this way, it was found that the average unit pressure  $p_h$  on these sides is roughly equal to

$$p_h = 0.30 w (0.5H_t + H_p) \quad (7)$$

in which  $w$  is the weight per cu. ft. of the sand.

After the tunnel support is installed and backpacked, both the rock load and the side pressure gradually increase by about 15 percent, regardless of the initial value of  $H_p$ .

Experience shows that the roof load in tunnels through crushed rock and sand above the water table is commonly much closer to the minimum than to the maximum values determined by the preceding equations. This fact indicates that the slight movement of the rock towards the tunnel, induced by the mining operations, fully satisfies the deformation condition for arching. Since a yield of the rock beyond the minimum required to produce arch action causes an increase of the load on the roof, the tunnel support should be as quickly and tightly backpacked as conditions permit.

#### Effect of seepage on arch action in sand and crushed rock

If a tunnel through sand or crushed rock is located below the water table the tunnel acts like a sub-surface drain and the water percolates through the voids or interstices of the surrounding material towards the tunnel. The effect of the percolating water on the arch action was investigated by means of model tests similar to those referred to under the preceding subheading. The sand located above the model of the tunnel roof was flooded. The tunnel roof was perforated and the water which percolated through the roof was continuously replaced. By measuring the pressure on the tunnel roof corresponding to different amounts of subsidence of the crown of the ground arch located above the roof it was found that the flow of water does not interfere with the arching action. But the load exerted by the percolating water roughly doubles the height  $H_p$  of the layer of sand whose weight exerts load on the roof.

#### Effect of seepage on bearing capacity of rib footings

If a tunnel through sand is located below the water table, the water percolates towards the tunnel as shown in Fig. 28 a. Part of the seepage percolates through the sand in an upward direction and enters the tunnel through the floor. In order to investigate the influence of such a flow on the stability of the floor and its capacity to sustain the load transferred through the posts onto the footings the experiment illustrated by Fig. 28 b was made. A layer of sand with thickness  $H$  was placed on a sieve located above the bottom of cylindrical vessel. Water entered the vessel from below at  $a$ , percolated through the sand in an upward direction and left the vessel at  $b$ . The

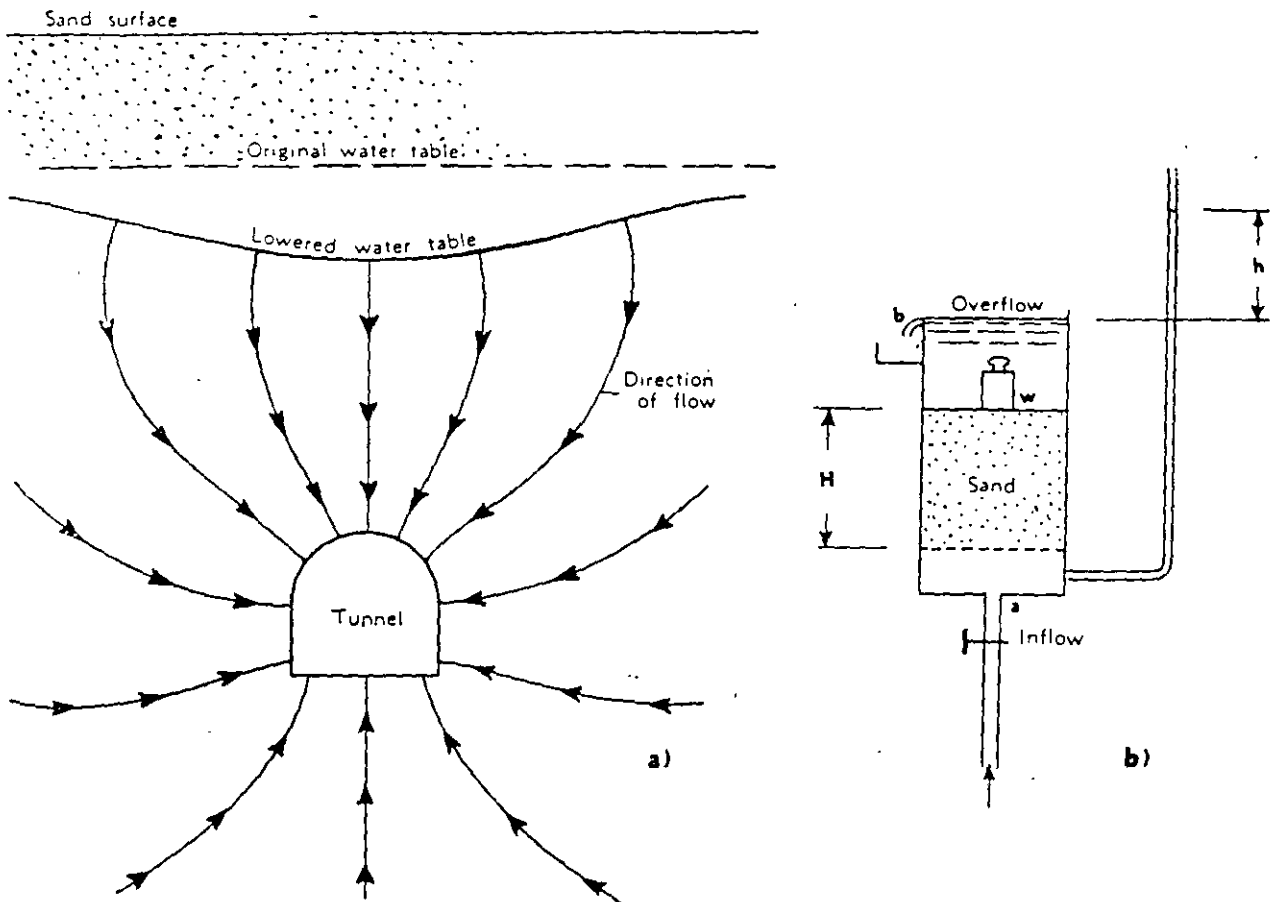


Fig. 28—Effect of seepage on tunnel floor in rock crushed to sand

a). Diagram showing flow of water from waterbearing sand into tunnel, with permeable lagging. The seepage towards the floor reduces bearing capacity of sand.

b). Apparatus for demonstrating effect of rising current of seepage on bearing capacity of sand. As the head of water  $h$  approaches the depth of sand  $H$ , the weight  $w$  settles perceptibly indicating a loss of bearing value. When  $h$  becomes approximately equal to  $H$ , the weight sinks through the sand to the bottom of the sand layer.

loss of head  $h$  associated with the flow of water through the sand was measured by means of a piezometric tube. The ratio  $i = h/H$  is known as hydraulic gradient.

While the hydraulic gradient increased from zero towards unity, the structure of the sand remained practically unchanged. However, it was observed that the settlement of the weight  $w$  which rested on the sand increased perceptibly, indicating a decrease of the bearing capacity of the sand. As soon as the hydraulic gradient became approximately equal to unity, the sand started to boil and the weight disappeared in the sand as if the sand had turned into a liquid. The exact value of the hydraulic gradient at which this event takes place is equal to the ratio between the submerged unit weight of the sand and the unit weight of the water<sup>1</sup>.

The hydraulic gradient at which the water enters a tunnel through the floor is commonly somewhat smaller than unity. Nevertheless, it is important enough to reduce

1. Karl Terzaghi, *Erdbaumechanik*, Vienna, 1925.

the bearing capacity of the sand at the floor to a small fraction of the bearing capacity of the same sand in a drained state. Hence in tunnels through cohesionless crushed rock the support of the footings of the ribs is rather difficult. Furthermore the working face in a tunnel through such material requires tight breasting. Only a small part of the face can be exposed at a time. Hence, mining must be carried out in small pockets. In other words, rock tunneling methods must be supplanted by the methods which are used when tunneling through waterbearing sand. Fortunately, crushed rock with such character is rather rare.

## TUNNELS IN BLOCKY AND SEAMY ROCK

### Character of rock

The term *blocky and seamy* rock indicates a rock in which the blocks located between joints are neither interconnected nor intimately interlocked. This condition is encountered in both closely jointed and badly broken rock. The joints may be narrow or wide, empty or filled with the products of rock weathering. Such a rock has essentially the character of a dense sand with very large grains and little or no cohesion. If the joints are oriented at random, the roof load is likely to be associated with a horizontal pressure on the sides of the tunnel support.

### Relation between rock load, cross-section and depth of tunnel

On account of the absence of cross connections and intimate interlocking between adjoining blocks, the intensity of the load on the roof of the tunnel is determined by laws similar to those disclosed by the arching experiments with sand. According to these laws (see Eqs. 4 to 6), the load  $H_p$  on the roof support in tunnels at a considerable depth is independent of depth and increases in direct proportion to the sum of width  $B$  and height  $H_t$  of the tunnel. Hence if  $H_{p,10}$  is the load on the roof of a tunnel with a width and height of 10 ft., the corresponding load on the roof of a tunnel with any width  $B$  feet and any height  $H_t$  feet through the same rock is:

$$H_p = H_{p,10} \times \frac{B + H_t}{20} \quad (8)$$

Empirical values for  $H_{p,10}$  will be given below.

### Dome action

The arch action described in the preceding article takes place when the rock located above the roof is supported only on two sides. In the immediate vicinity of the working face the rock is supported on three sides, by the rock adjoining the two sides of the tunnel and by the rock adjoining the working face. Hence in this part of the tunnel the weight of the overburden is carried not by an arch but by a half dome. A half dome can carry a heavier load than an arch with the same span. Therefore in the immediate vicinity of the working face the load on the tunnel support will be somewhat lower than at greater distances from the face.

The transition from half-dome to arch is indicated in Fig. 29 a. This figure represents a vertical section through the center line of a tunnel. The length  $l_1$  is the length of tunnel blasted out per round. Immediately above the working face the overburden is carried by a half-dome, whereas at a greater distance it is carried by an arch.

### Time effects and the bridge-action period

Experience shows that a mass of blocky or seamy rock does not commonly react at once to the change of stress produced by excavating a tunnel. The blast creates an

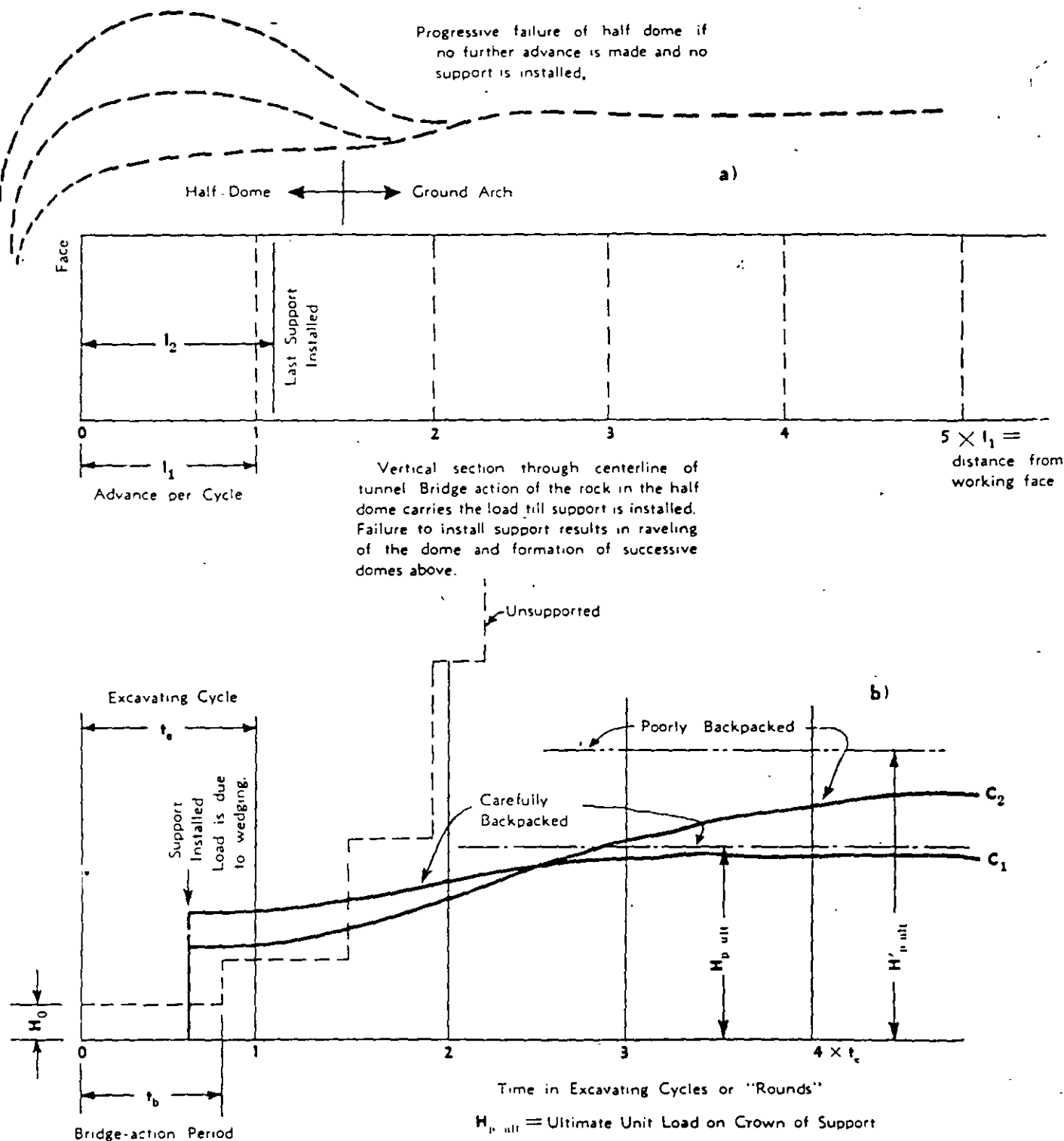


Fig. 29—Relation between time, overbreak and rock load in blocky and seamy rock.

Abscissas represent time in excavating cycles. Ordinates of dash lines indicate height  $H$  of overbreak in a given tunnel profile if mining is discontinued and no support is installed. The rock drops out of the roof in increasing installments and finally the heading caves in. Ordinates of full lines represent rock load  $H_{b \text{ ult}}$  in feet in given profile if mining is continued and supports are installed as mining proceeds.

unsupported section of roof located between the new face and the last rib of the tunnel support. As soon as the natural roof support of this section is removed by blasting, some blocks drop out of the roof, leaving a small gap in the half-dome. If the newly exposed roof section is left without support, some more blocks drop out after a while, thus widening the gap and compromising the stability of the half-dome still more. Finally the entire mass of rock constituting the half-dome drops into the tunnel and a new half-dome is formed above the space previously occupied by its predecessor. The new half-dome also starts to disintegrate and the process continues until the tunnel section adjoining the working face is filled with rock debris.

The rate at which the progressive deterioration or raveling of the half-dome takes place depends on the shape and size of the blocks between joints, on the width of the joints, on the matrix which occupies the joints and, last but not least, on the distance  $l_0$  between the new working face and the last support. The delays in the process of deterioration can be due to a viscous resistance of the joint-filling against rapid slippage along joints or to the progressive failure of interlocks between blocks or to both. Before the rock falls assume the character of a general breakdown of the half-dome, the blocky rock bridges the gap between the working face and the last support. Hence the time which elapses between firing the shots and the breakdown of the equilibrium of the half-dome will be designated as *bridge-action period*  $t_b$  of the rock. The value of  $t_b$  determines both the inevitable overbreak and the method of mining through the rock. The method of mining must be so chosen that the support is installed before the bridge-action period expires.

#### Practical importance of bridge-action period

Fig. 29 b illustrates the practical importance of the bridge-action period. In this figure the abscissas represent the time and the ordinates the vertical distances  $H$  between the crown of the pay line and the top of the overbreak. Time zero corresponds to the time when the shots were fired and  $H_0$  is the height of the overbreak immediately after the shots were fired. If excavation is discontinued at that stage and the roof between the new working face and the end of the supported section of the tunnel is left unsupported indefinitely the rock will drop out of the roof in installments of increasing magnitude, as indicated by the stepped-up dash line. Between two successive rock falls indicated by steps, the roof descends imperceptibly, but it descends. The bridge action period  $t_b$  is equal to the time between firing the shot and the time when the first installment of rock drops out of the roof without provocation.

#### Effect of back-packing on rock load

Even if an adequate tunnel support is constructed, back packed and wedged in the freshly excavated section before the bridge-action period expires, the rock load on the roof support will increase for two reasons. First of all, as the working face advances beyond a given point, the half-dome action is superseded at that point by arch action. Second, backpacking and wedging of the support does not stop the movements of adjustment in the rock above the roof. Before the roof support was installed and wedged, all the joints in the rock above the roof opened up to some extent. This process is associated with a slight downward movement of the roof. The initial load on the roof support is equal to the force required to stop the downward movement of the lower boundary of the entire mass of blocks. However, the blocks themselves continue to change their position. The joints in the rock immediately above the roof become slightly narrower, whereas those at higher elevations open up. During this process the load on the roof support increases and it does not become constant until the movements have ceased.

The total increase of the load on the roof, and the time which elapses until the load becomes practically constant, depends to a large extent on the thoroughness with which the tunnel support is back-packed and wedged. If this is done with care, the ultimate load  $H_{p,ult}$  may develop within a week after the support was constructed. This is indicated by curve  $C_1$  in Fig. 29 b. The ordinates of this curve represent the load on the roof.

On the other hand, if the tunnel support was carelessly back-packed and inadequately wedged, the initial load on the support is likely to be smaller than that on the well-wedged support. However, the load will increase for many weeks, as indicated by curve  $C_2$  in Fig. 29 b, and the ultimate load  $H_{p,ult}$  will be higher than  $H_{p,ult}$  because the yield of the rock towards the tunnel is associated with the progressive disintegration of the structure of the rock located within the ground arch.

#### Effect of span on bridge-action period

The bridge-action period for a given material increases rapidly with decreasing distance between supports. Thus for instance a very fine, moist and dense sand can bridge a space one foot wide for several hours. Yet the same sand would almost instantaneously drop through a gap between supports with a width of five feet. The shortest distance  $l_{c,min}$  to which the span between the last set of roof supports and the face can be reduced is somewhat greater than the length  $l_1$  of the tunnel section which is taken out by one round. This distance averages six-tenths of the width of the tunnel or drift. It varies considerably with the nature of the rock and seldom exceeds 15 ft. However, in moderately jointed rock it is commonly advantageous to erect the roof support at some distance  $l_2$  from the working face. Hence if rock conditions deteriorate to such a degree that the bridge-action period  $t_b$  threatens to become shorter than the duration  $t_c$  of one excavation cycle, the support should be carried closer to the working face, or, if necessary, even tight to the face involving  $l_2 = 0$ .

The influence of the bridge-action period on the sequence of operations is illustrated by Fig. 30. This figure shows the duration of the individual cycle. If the bridge-action period is only slightly longer than the time  $t_c$  for ventilating, important

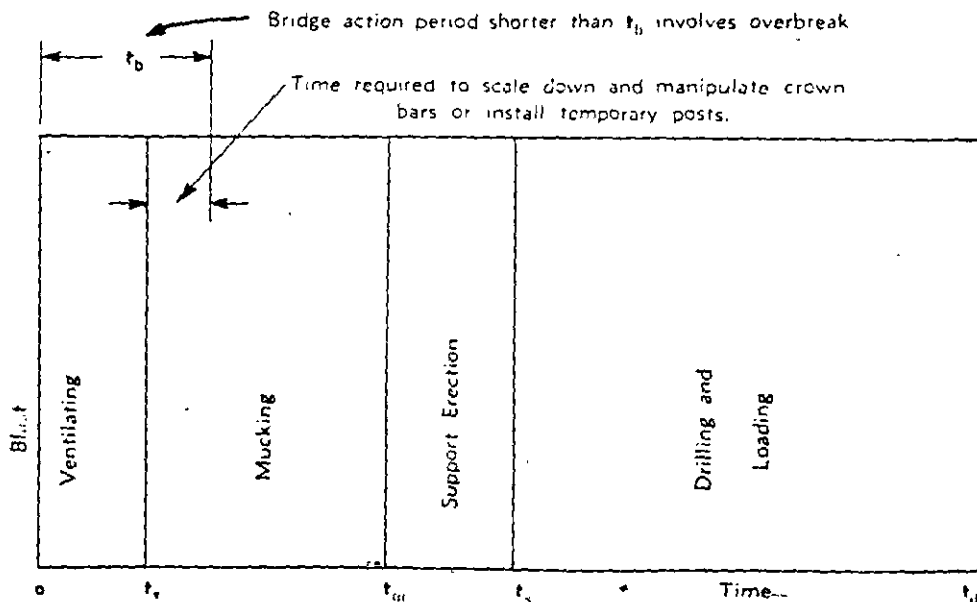


Fig.30—Diagram representing operating cycle for one round

overbreak is inevitable. If it is between  $t_1$  and  $t_2$ , representing the time to the end of the support erection operation, excessive overbreak can be avoided with the assistance of crown bars or by driving a top heading so that support can be installed before mucking is complete, or both. Finally if it is as long or longer than  $t_2$ , no special precautions are required.

The bridge-action period for cohesionless sand or of badly broken rock without cementing material is almost zero. Hence if a tunnel passes abruptly from fairly sound rock into such materials, excessive overbreak at the point of transition is almost inevitable. The following incidents illustrate this statement. The tunnel shown in Fig. 11 approached a wide seam filled with sand or completely crushed rock, and water. As soon as the rock partition between the tunnel and the seam was removed by blasting, water and sand flowed into the tunnel as shown in the illustration. In a tunnel near Philippeville in Algeria a zone of blocky and seamy quartzitic schist was encountered. The bridge-action period of this material was so short that about 60 cubic yards dropped out of the roof, leaving a dome with a height of about 30 feet above the pay line.

### Roof load

No definite boundary can be established between moderately jointed and blocky and seamy rock. As a consequence the roof load may have any value between the upper limiting value for moderately jointed rock, which is  $0.25B$ , and the upper limiting value for very blocky and shattered rock, which is many times higher. The transition from one extreme to the other is gradual in some places, abrupt in others. For the sake of convenience, two degrees of blockiness will be distinguished. The first will be referred to as moderately blocky and the second one as very blocky and shattered rock.

Our knowledge of the intensity of rock loads on tunnel supports is derived chiefly from the results of tests which were carried out in various railroad tunnels in the eastern Alps. In these tests wooden blocks with known strength were inserted between the individual members of timber sets and the load  $H_p$  on the timbering was estimated from the visible manifestations of the progressive failure of the blocks. On the basis of the results of such observations the following conclusions have been reached regarding the values of  $H_{p10}$  for the rock loads on tunnel supports in moderately and very blocky rock. In wet tunnels through moderately blocky rock, the initial value of  $H_{p10}$  may be zero, and it increases to not more than about 7 ft. of rock. In wet tunnels through very blocky and shattered rock, the initial value of  $H_{p10}$  (load after one or two days) may be as high as 12 ft., and it may increase to a final value of as much as 21 ft. By introducing these values of  $H_{p10}$  into Eq. 8, we obtain for the roof load the values contained in Table 1.

TABLE 1  
Rock Loads (in feet) in Blocky and Seamy Rock

	Initial value	Ultimate value	
Moderately blocky rock	$H_p = \text{zero}$	$H_{p \text{ ult}} = 0.25 B$ to $0.35 (B + H_i)$	(9)
Very blocky and shattered rock	$H_p = \text{zero}$ to $0.60 (B + H_i)$	$H_{p \text{ ult}} = 0.35 (B + H_i)$ to $1.10 (B + H_i)$	(10)

In dry tunnels the values of  $H_p$  can be very much lower than in wet tunnels. However, during spring thaws and during long wet spells, every tunnel which is not

located beneath a city with paved streets is likely to be wet. Therefore, it is advisable to disregard dry conditions.

In connection with roof load estimates, blocky and seamy rock may be considered as a crushed rock with very large grain and low porosity. Therefore, it is interesting to compare the preceding equations with those obtained on the basis of the result of the laboratory tests with sand, equations 4 to 6. Both sets of equations are assembled in Table 2.

TABLE 2

Comparison Between Rock Load (in feet) in Sand and in Blocky and Seamy Rock

Material		Above water table		Below water table <sup>1</sup>	
		$H_{p \text{ min}}$	$H_{p \text{ max}}$	$H_{p \text{ min}}$	$H_{p \text{ max}}$
Dense sand <sup>2</sup>	Initial	0.27 (B ÷ H <sub>t</sub> )	0.60 (B ÷ H <sub>t</sub> )	0.54 (B ÷ H <sub>t</sub> )	1.20 (B ÷ H <sub>t</sub> )
	Ultimate	0.31 (B ÷ H <sub>t</sub> )	0.69 (B ÷ H <sub>t</sub> )	0.62 (B ÷ H <sub>t</sub> )	1.38 (B ÷ H <sub>t</sub> )
Loose sand <sup>2</sup>	Initial	0.47 (B ÷ H <sub>t</sub> )	0.60 (B ÷ H <sub>t</sub> )	0.94 (B ÷ H <sub>t</sub> )	1.20 (B ÷ H <sub>t</sub> )
	Ultimate	0.54 (B ÷ H <sub>t</sub> )	0.69 (B ÷ H <sub>t</sub> )	1.08 (B ÷ H <sub>t</sub> )	1.38 (B ÷ H <sub>t</sub> )
Moderately blocky <sup>3</sup>		$H_{p \text{ in}} = 0$	increasing up to $H_{p \text{ ult}} = 0.35 (B \div H_t)$		
Very blocky and shattered		$H_{p \text{ in}} = .60 (B \div H_t)$ increasing up to $H_{p \text{ ult}} = 1.10 (B \div H_t)$			

1. Values are roughly equal to twice those for dry sand.

2. Values computed on basis of laboratory tests.

3. Values computed on the basis of the results of observations in railroad tunnels.

The values for rock tunnels given in Table 2 were obtained from observations in tunnels below the water table. Therefore they should be compared with those for cohesionless sand below the water table. The table shows that the ultimate rock load in feet of rock in moderately blocky and seamy rock is considerably lower than the ultimate minimum value for dense sand whereas the corresponding value for very blocky and shattered rock is roughly equal to the ultimate minimum value for loose sand. These data demonstrate that the inevitable yield of the rock towards the tunnel, prior to wedging and backpacking, is important enough to develop the arch action to the fullest extent. Any yield in excess of this amount, due to careless mining or inadequate backpacking would probably increase the ultimate rock load. According to the table, the initial rock load on the roof support in blocky and seamy rock is very much smaller than in sand, everything else being equal, but the ultimate rock load is of the same order of magnitude.

#### Roof pressure in tunnels above the water table

If the joints in a blocky and seamy rock do not contain clay, the pressure of the rock on the tunnel support may be as high as one-half of the pressure exerted by the same rock on the same tunnel at a considerable depth below the water table. On the other hand, if the joints are partially or entirely filled with clay, a nominal support may be sufficient to hold up the roof during the dry season because in a dried-out state the clay acts as a cementing material. However, during long wet spells the clay ceases to act as an effective binder whereupon the pressure on the tunnel support becomes as heavy as if the joints were lubricated.

Owing to this cause, several large tunnels, (including the Stapleton Tunnel in England and The Altenbeker Tunnel in Germany) which were mined and-timbered during the dry season, caved in soon after the autumn rains started. Hence if it is not certain



that the rock located above the tunnel will remain practically dry throughout the year, it is advisable to design the tunnel support on the basis of the values obtained by means of Eqs. 9 and 10, regardless of the appearance of the rock during mining operations.

## EARTH PRESSURE PHENOMENA IN DECOMPOSED ROCK AND IN CLAY

### Relationship between decomposed rock and clay

Chemical alteration changes many rocks including all igneous rocks and most shales and schists into clay. Some rocks may be converted entirely into clay whereas in others the transformation is limited to some of the mineral constituents. Alteration may take place throughout the entire mass or only along fissures. In any event the properties of the altered rock are entirely different from those of the original rock and are commonly similar to or even identical with, those of clay.

Since large bodies of chemically altered rock are not uncommon, some tunnels are located partly or entirely in such rock. A knowledge of tunneling conditions in altered rock is therefore of greatest importance to the tunnel engineer.

The processes of excavating and of installing a tunnel support induce arching in decomposed rock as they do in blocky and seamy or in crushed rock. In other words, the ultimate rock load is commonly much smaller than the weight of the overburden. However, the development of the ground arch in decomposed rock is associated with and followed by phenomena which are wholly absent in tunnels through shattered or crushed, but chemically intact, rock. The bridge-action period in decomposed rock is very much longer than in crushed rocks. Therefore breasting is rarely necessary in decomposed rock. On the other hand, the rock load on the tunnel support is likely to increase, in the course of weeks or even months, to a value which is many times higher than the initial one. Very similar phenomena are encountered when tunneling through sedimentary clay. As a matter of fact, tunneling conditions in decomposed rock are so similar to those in clay that the methods for tunneling through clay can be used without any modification on tunnel jobs in decomposed rock.

The striking resemblance between tunneling conditions in decomposed rock and in clay is due to the low permeability, the high compressibility and other peculiar properties of clayey materials in general. In order to be able to grasp the practical implications of the clay content of decomposed rock and to take full advantage of clay tunneling experience when tunneling through altered rock, the engineer must be familiar with the significant properties of clay in general. The following paragraphs contain a summary of our present knowledge of clays and of clay behavior on tunnel jobs.

### Difference between sand and clay

Both sand and clay constitute aggregates of mineral particles which can be separated from each other by agitating the aggregate with water. The difference between the two materials resides chiefly in the size and shape of the particles.

The term sand is commonly applied to aggregates of more or less equi-dimensional grains greater than 0.05 mm. or about 1/500-inch, whereas clay owes its peculiar properties to what are known as clay minerals with a grain-size of less than 0.002 mm. or about 1/12500-inch.

Clay minerals are subdivided into three groups, the Kaolin, Illite and Montmorillonite group. Most of the clay constituents have the appearance of minute mica flakes, but their physical properties are very different. Two sands with equal grain-size are very

similar to each other, whereas two clay fractions with equal grain-size may have very little in common. The worst troublemakers among the clay minerals are the members of the Montmorillonite group, because the presence of a high percentage of these minerals in a clay is commonly associated with an excessive swelling tendency.

In a finely subdivided state the micaceous constituents of many rocks, such as chlorite-, sericite- and mica-schists and various shales, possess all the properties of real clays. Hence if a rock containing a high percentage of such minerals is completely crushed, for instance along the walls of a fault, it acquires even in a chemically unaltered state the physical properties of a clay soil.

In connection with tunneling, the most important physical properties of clay are the swelling associated with the removal of a pressure, the relation between pressure and shearing resistance, and the rate at which the clay reacts to a change in the stress conditions.

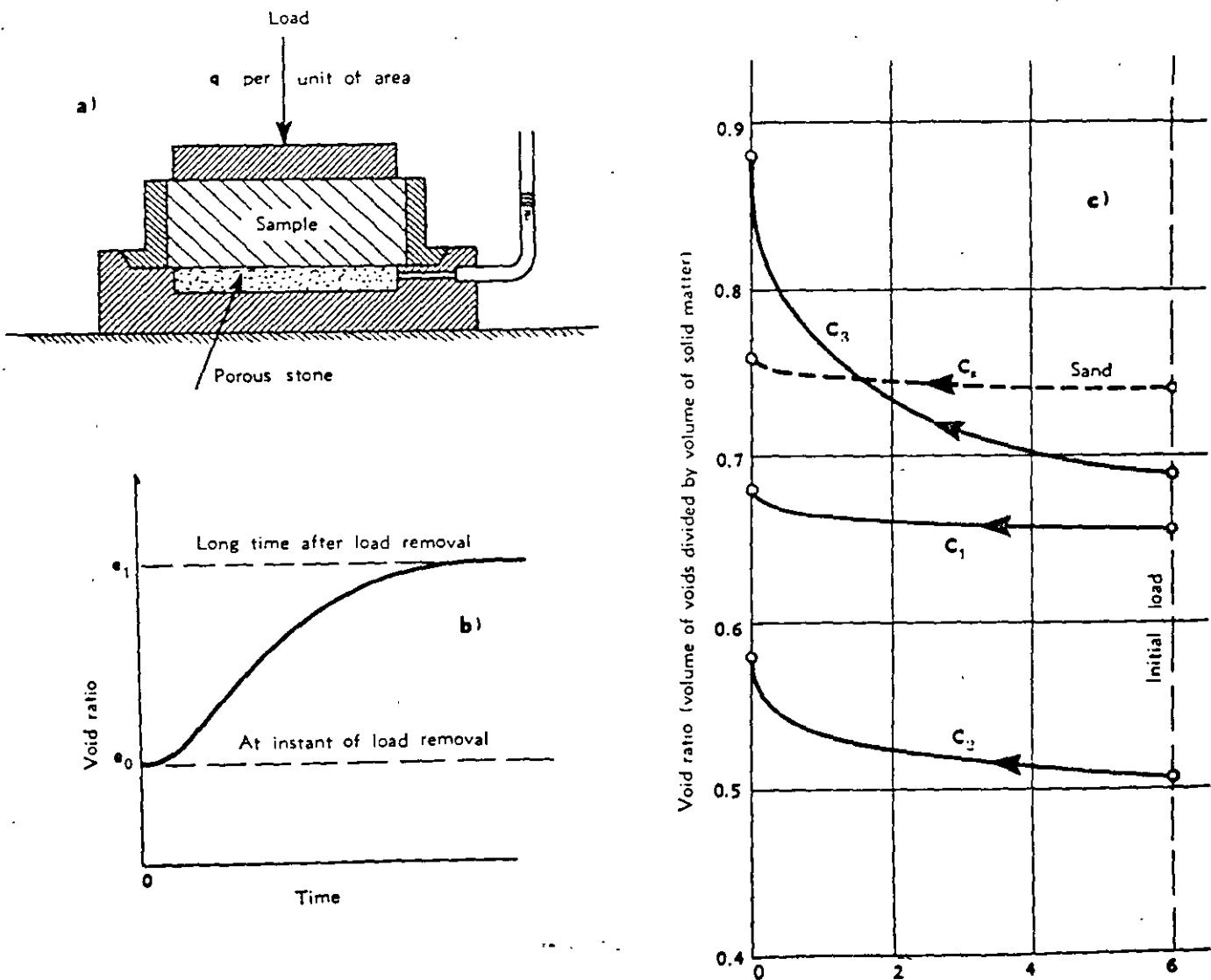


Fig. 31—Volume, time, pre-load relationship of clays

## Swelling due to load removal

The effect of a load reduction or removal on the water content of a clay can be investigated by means of the consolidation apparatus shown in Fig. 31 a. It consists of a low, cylindrical vessel and a loading device. The bottom of the vessel is covered with a porous stone. The voids of the stone are filled with water which communicates with the water contained in a short, open piece of pipe. In order to get information on the swelling properties of a clay at a given depth below the surface, an undisturbed sample of the clay is secured at that depth. It is trimmed, introduced into the container of the consolidation apparatus and charged with a unit load  $q$  equal to the overburden pressure per unit of area. After its water content has become constant, the load is removed by increments. After each load removal the clay swells at a decreasing rate as shown in Fig. 31 b. In this figure the abscissas represent time and the ordinates the corresponding void ratio. The void ratio is equal to the volume of the water divided by the volume of the solid matter. Since the increase of the volume of the clay is exclusively due to the increase of its water content, the increase of the ordinates in Fig. 31 b also represents the increase of the volume of the clay due to swelling. The time which elapses until the clay practically ceases to swell depends on the permeability of the clay, everything else being equal. The reason for this relationship will be explained below.

After the swelling due to the removal of a load increment has ceased, the void ratio is determined, and the next load increment is removed. By plotting these void ratios against the unit load under which the clay expanded, a curve similar to the swelling curves  $C_1$  to  $C_3$ , Fig. 31 c is obtained. Curve  $C_1$  represents a greenish, calcareous clay from the Atlantic coast of the United States. Curve  $C_2$  shows the results of tests on a clay sample from a subway tunnel in Chicago, and  $C_3$  those of tests on an energetically swelling clay encountered in the construction of a subway tunnel in the suburbs of Paris, France. For comparison the swelling curve  $C_4$  for an ordinary sand has been added.

For any given material, sand or clay, the increase of the void ratio due to the removal of a load increases with the intensity of the load under which the clay had previously been consolidated. Part of the excessive swelling of the clay represented by curve  $C_2$  was due to the fact that this clay has been consolidated under the influence of a pressure far in excess of the present overburden pressure and part of it to a high Montmorillonite content.

When excavating a tunnel through clay, the clay adjoining the tunnel walls passes through the same process as that represented by the curves  $C_1$  to  $C_3$  in Fig. 31 c. The water required to produce the swelling is drawn out of the clay located at a greater distance from the tunnel. It is associated with a softening-up of the clay at the tunnel walls.

It has often been claimed that the softening and swelling of stiff clays in tunnels is due to the contact of the clay with the moist atmosphere in the tunnel. The following observations show that this opinion is unjustified.

In the tunnel through the clay represented by curve  $C_3$  in Fig. 31 c it was found that the average water content of the clay adjoining the walls of the tunnel increased within about two weeks from an average of 56 per cent to more than 100 per cent of dry weight. The increase of the water content was associated with a heavy swelling pressure sufficient to crush the timbering. It was claimed that the water came out of the air in the tunnel. In order to find whether this explanation was correct, a sample of clay was taken at the heading, placed in a dish and exposed to the atmosphere in

the tunnel. In a few days the sample was dry. Hence it was obvious that the water which entered the clay adjoining the walls did not come out of the air but out of the clay located beyond the zone of swelling. As a matter of fact, subsequent horizontal borings and water content determinations showed that the water content of the clay at a distance of more than about 15 ft. from the tunnel was well below the average water content of the clay prior to construction.

### Relation between pressure and shearing resistance

The relation between pressure and shearing resistance for particle aggregates such as sand or clay is commonly investigated by means of the shear box apparatus shown in Fig. 32 a. The sample is introduced into a square box. Its top surface is covered with a plate and loaded. The bottom of the box is covered with a porous stone. The voids of the stone communicate with a short, open pipe.

The lower part of the box is stationary, whereas the upper one can be pulled in a horizontal direction. Pulling the top part ultimately produces a shear failure in the sample along the plane located between the lower and upper part of the frame.

Fig. 32 b represents the results of shear tests on a sample of sand. The abscissas represent the unit load on the sample and the ordinates, the shearing force per unit of area of the shear plane at the instant of failure. At any given unit load  $q$  the corresponding unit shearing resistance  $s$  is equal to  $q \tan \phi$ . The angle  $\phi$  is known as angle of internal friction. The value of  $\phi$  for sand is practically independent of whether or not the test load was preceded by a higher one. It is also practically independent of the rate at which the shearing force is applied. For a given sand the value  $\phi$  increases considerably with increasing density. It ranges for sands in a loose state

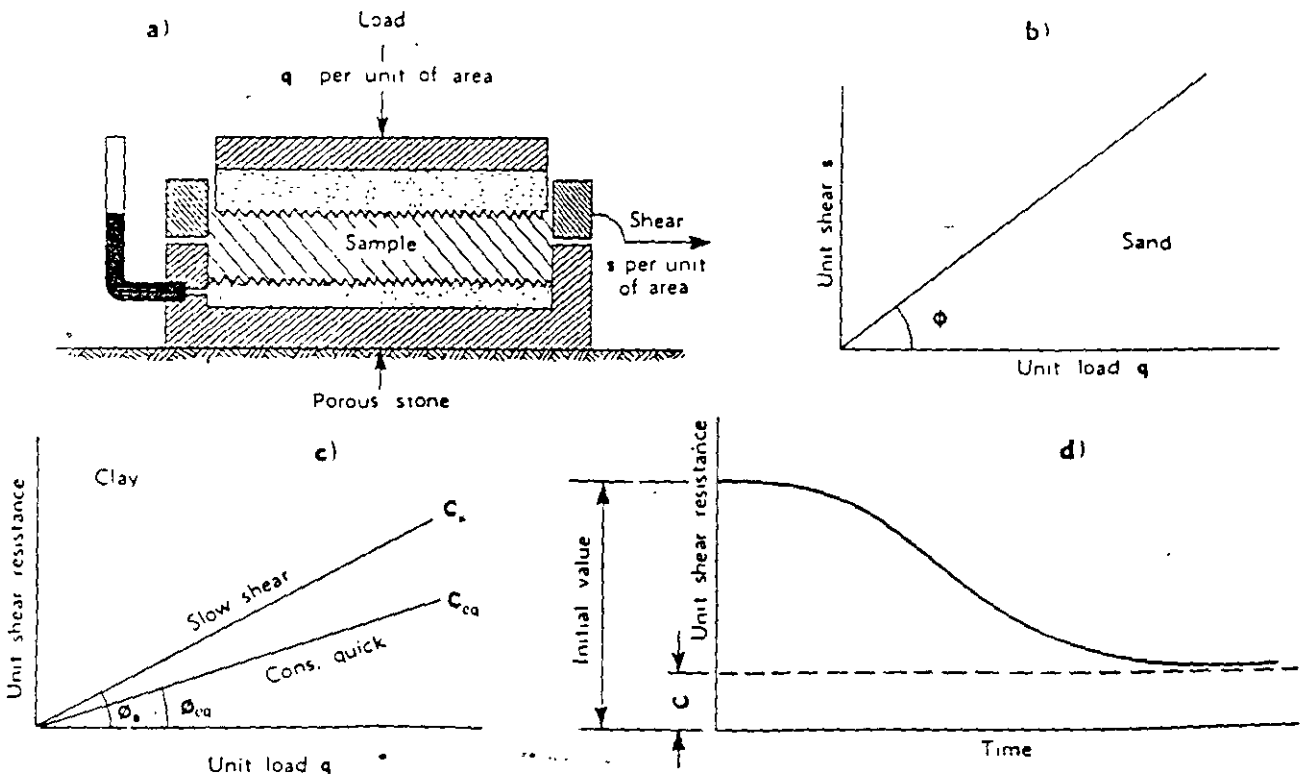


Fig. 32—Shear resistance of clay and sand

between  $30^\circ$  and  $34^\circ$  and in a dense state between  $35^\circ$  and  $46^\circ$ . Quite exceptionally values as low as  $28^\circ$  have been obtained for loose sand and values of more than  $46^\circ$  for dense ones.

Fig. 32 c represents the results of shear tests on a clay which was introduced into the shear box in a very soft and completely saturated state. In contrast to sand, clay is very compressible and an increase of the load is associated with a considerable decrease of the water content. The specimen is loaded and the shear test is made after all the excess water has drained out of the clay through the voids of the porous stone on the bottom of the shear box, Fig. 32 a. On account of the low permeability of the clay the process of drainage requires from several hours to several days.

While the shearing force is applied the water content of the clay further decreases very considerably. In order to provide for this supplementary drainage the shearing force must be increased very slowly. Such a test is called a *slow shear test*. The results of a series of slow shear tests are represented by the straight line  $C_s$  in Fig. 32 c. It rises from the origin at an angle  $\phi_s$  to the horizontal. The angle  $\phi_s$  ranges between  $28^\circ$  and  $30^\circ$ , exceptionally as low as  $20^\circ$ .

If the shearing force is so rapidly applied that the water content of the clay remains practically unchanged, the line  $C_{cq}$  is obtained. Since the rapid application of the shearing force is preceded by a complete consolidation of the clay under the vertical load, tests of this type are known as *consolidated-quick shear tests*. The slope angle  $\phi_{cq}$  of the consolidated-quick shear line  $C_{cq}$  is always very much smaller than the "slow" value  $\phi_s$  for the same clay. It ranges between  $14^\circ$  and  $20^\circ$  and is exceptionally as low as  $12^\circ$ .

### Cohesion of clays

The tests illustrated by Fig. 32 c were made on a clay which was very soft to start with. The cohesion of clay in such a state is negligible. Therefore the load-shear lines pass through the origin. The relation between load and shearing resistance represented by these lines differs from the corresponding relation for sand, Fig. 32 b, only inasmuch as the slope angle of the load-shear lines is smaller and the resistance against shear develops very gradually.

In contrast to soft clay on which the shear tests were made, clay specimens cut out of natural clay strata commonly possess many of the properties of solid, somewhat brittle materials. The strength of such clays is measured by the greatest unit load which unconfined cylindrical specimens of the clay can sustain. This unit load will be referred to as *unconfined compressive strength*,  $q_u$ . The following are representative values:

	Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Very Stiff	Hard
$q_u$ (Tons per sq. ft.)	0.25	0.25-0.5	0.5-1.0	1.0-2.0	2.0-4.0	4.0

The shearing resistance of the clay in an unconfined state is commonly known as *cohesion*,  $c$ . It is roughly equal to one-half of the unconfined compressive strength  $q_u$ .

By kneading and mixing a stiff clay with a sufficient quantity of water it can be transformed into a soft clay similar to the one to which the diagram Fig. 32 c refers. Thus the cohesion of the clay becomes negligible. However, by squeezing the water out of the clay again, the major part of its original cohesion can be recovered.

### Squeeze and rate of softening

The process of excavating a tunnel in clay is associated with a decrease of the pressure in the clay adjoining the heading. The greatest drop in pressure takes place in the direction towards the heading. Therefore the clay slowly advances towards the heading from top, sides and bottom. If mining is discontinued the working face slowly advances into the tunnel unless it is bulkheaded. This process is known as squeeze.

The decrease of the pressure in the clay is associated with at least a small increase of the water content and a decrease of the shearing resistance. Both processes combined produce the impression that the clay becomes softer.

Since any change of the water content of a clay proceeds very slowly, even a sudden removal of the pressure on a clay produces no more than a slow decrease of the shearing resistance of the clay as shown in Fig. 32 d. In this figure the abscissas represent the time and the ordinates the unit shearing resistance at different times after the load on the clay was suddenly removed. For a few hours or even a few days the shearing resistance seems to remain almost unchanged. Then it decreases quite rapidly, continues to decrease at a lessening rate and finally approaches a constant value  $c$  which represents the ultimate cohesion.

### Mechanics of time effects in clay

In the preceding paragraphs it was demonstrated on the basis of test results that the effects of a change of pressure on the water content and the shearing resistance of clay takes place very slowly. An investigation of the causes of the observed phenomena has shown that the time lags are chiefly due to the high compressibility of the clays combined with their low permeability. The quantity of water which drains out of a porous body with given dimensions after the application of a given load depends only on the compressibility of the material. On the other hand the time it takes until most of the water is squeezed out depends on the permeability. The lower the permeability the

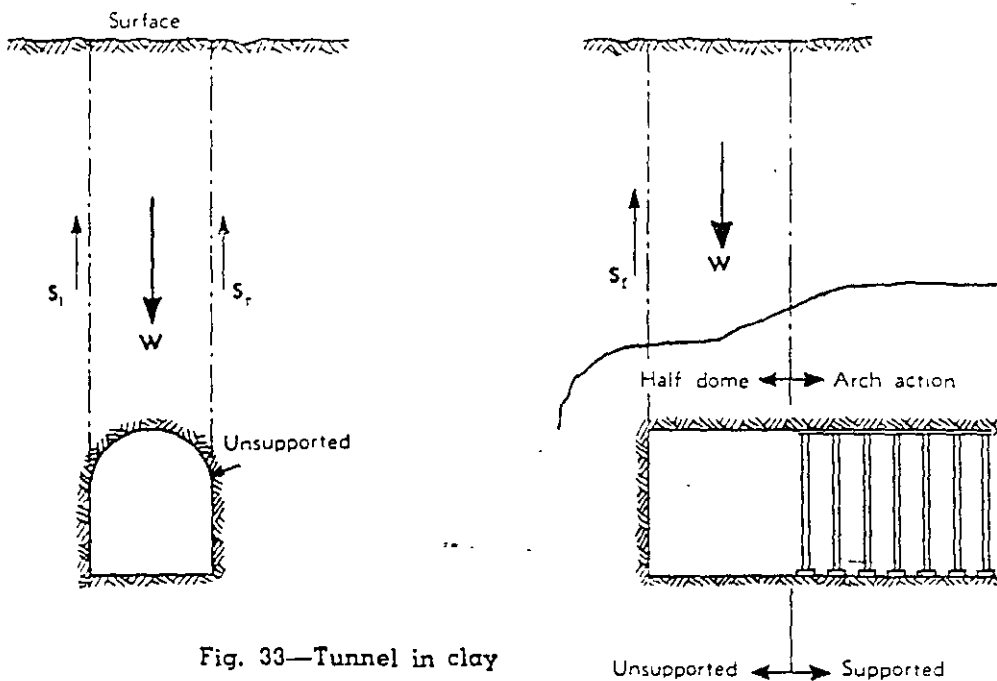


Fig. 33—Tunnel in clay

more time is required for this process. The same statement applies to the rate of increase of the water content due to the reduction of a load.

### Dome action and rate of squeeze in clay tunnels

Fig. 33 is a vertical section through the unsupported part of a tunnel through clay. The fact that the roof does not need any support indicates that the entire weight  $W$  of the clay is transferred by half-dome action onto the clay located at some distance from the heading. The weight transfer requires that the sum of the shearing forces  $S_1$  plus  $S_r$  plus  $S_f$  on vertical sections through the sides and face of the heading be equal to the weight  $W$ .

On account of the physical properties of clay described above, the rapid change in stress in the clay due to the excavation of the heading is followed by slow movements associated with a gradual increase of the water content of the clay adjoining the tunnel walls. All these movements take place in the directions of least resistance, all of which are directed towards the heading. They simply indicate that the clay has not yet adjusted itself to the change in stress produced by the tunnel excavation.

The rate at which the roof and the walls of the heading advance into the tunnel will be referred to as rate of squeeze. At a given depth in a given clay the rate of squeeze increases rapidly with increasing dimensions of the unsupported part of the tunnel. Hence by reducing these dimensions one can reduce the rate of squeeze in any clay to an amount compatible with construction requirements.

In very soft, soupy material, such as river silt, the squeeze can be sufficiently reduced only by reducing the unsupported part of the tunnel to small pockets. However, even in what is commonly considered as soft clay, the length of the unsupported section of tunnels with a width and height of eight feet can be increased to eight or ten feet without producing a noticeable squeeze. The rate of squeeze in such headings can only be determined by repeatedly measuring the distance between reference points attached to the working face, the walls, the roof and the floor.

### Ground cylinder

After the heading has advanced to a certain distance beyond a given station in the tunnel the half-dome action which diverts the major part of the overburden load away from the roof is superseded by arch action. At the same time the clay squeezes towards the side and the bottom of the tunnel. The squeeze is associated with a deformation involving a lengthening of every block of clay in radial and a shortening in circumferential directions. This deformation brings both the internal friction and the cohesion into play, because neither one of these resistances are active until movement towards the tunnel occurs. Once the strength of the clay is mobilized beneath the tunnel on account of a sufficient amount of squeeze into the tunnel the clay beneath the tunnel constitutes an inverted ground arch. In a similar manner the clay which squeezes into the tunnel from the sides acquires the properties of a side arch. The roof arch, the side arches and the bottom arch merge into what may be called a ground cylinder which carries the major part of the pressure in the clay located beyond the ground cylinder.

### Load increase and load-increase period

As soon as a tunnel support is placed and wedged, the squeeze is practically stopped, although the clay has not yet adjusted itself to the changes produced by the

tunnel excavation. As a consequence the clay pressure on the support increases. This load increase due to stopping the squeeze can be demonstrated by the following laboratory experiment.

A sample of clay is introduced into the consolidation apparatus shown in Fig. 31 a and consolidated under a load  $q_0$  which reduces its water content to  $w_0$ . Then the load is suddenly removed, whereupon its thickness increases due to swelling and the top plate goes up until the top plate is restrained, at which time upward pressure starts to develop. In Fig. 34 a the abscissas represent the time and the ordinates the upward pressure of the clay. At time zero the load on the clay was reduced from  $q_0$  to almost zero and then it was kept at this value. In Fig 34 b the abscissas also represent the time and the ordinates the water content.

At time  $t_1$  the water content of the clay is  $w_1$ . If at that time the further rise of the top cover of the clay sample is prevented, the water content of the clay ceases to increase, but in exchange the pressure on the cover plate increases and approaches a value  $q_1$  intermediate between zero and  $q_0$  as indicated in Fig. 34 a. Similar phenomena can be observed when making a shear test. If the shearing force is kept constant, the displacement by sliding continues at a constant rate. If this movement is stopped, the shearing stresses on the surface of sliding decrease and approach a constant value considerably lower than the initial one.

On account of such time effects, the load on tunnel supports always increases very considerably though at a decreasing rate. Experience indicates that the load-increase period ranges between several weeks and many months.

#### Load-increase in clays with high swelling capacity

It was mentioned before that the swelling of a clay due to removal of a load depends not only on the nature of the clay but also on the intensity of the pressure under which the clay was consolidated.

If a natural clay stratum was consolidated by the weight of thick soil strata which were subsequently removed by erosion, the horizontal pressure in the clay is likely to remain forever considerably higher than the pressure exerted by the remaining strata. Such clays are known as *pre-loaded clays*. On account of their high density, their permeability is commonly very low. Hence if a pre-loaded clay has a high swelling capacity, the rate of squeeze is very low and the increase of the clay pressure on tunnel supports increases very slowly. However, at moderate depth below the surface, the ultimate value of the clay pressure on the tunnel support can ultimately exceed the present overburden pressure.

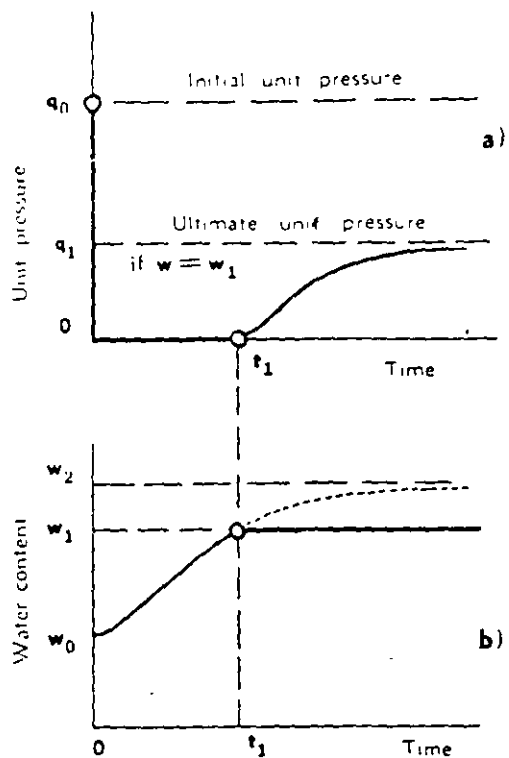


Fig. 34—Swelling, pressure, time effects of clay



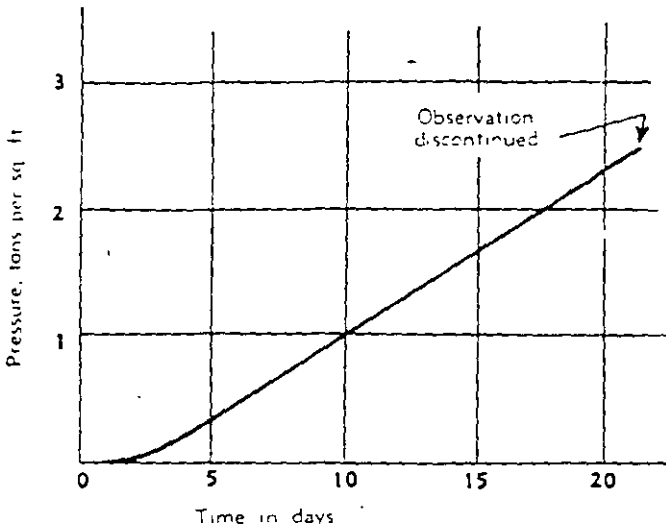


Fig. 35—Time, pressure curve of a clay in France

the lining timbers are crushed and require replacement. During this period the water content of the clay adjoining the tunnel increases from its initial value of about 35 per cent. to about 70 per cent of the dryweight. It was estimated that the pressure required to crush the timbering is about 25 tons per sq. ft., which is more than three times the overburden pressure. This observation indicates that the horizontal pressure in the clay is very much greater than the corresponding overburden pressure.

In order to get an accurate conception of the rate of increase of the pressure, an experimental gallery with a length of about 300 ft was constructed in untouched clay. It was lined with square, hardwood timbers, placed side by side and carefully jointed together. At one point a horizontal hole with a diameter of 12 in. was drilled through the timber lining and the adjoining clay. A pressure cell was installed in the hole, at a distance of about 5 ft. from the wall, which registered the pressure exerted by the clay upon the cell. Fig. 35 represents the results of the readings during the first twenty days. During the following three months the pressure increased to about 15 tons per sq. ft. At that time, the readings had to be discontinued on account of labor troubles, but the rate of pressure increase was still constant. (Data obtained in May, 1939, by courtesy of Mr K Langer, Consultant to the Laboratoires du Batiment et des Travaux Publics, Paris, who designed and installed the cell and made the readings).

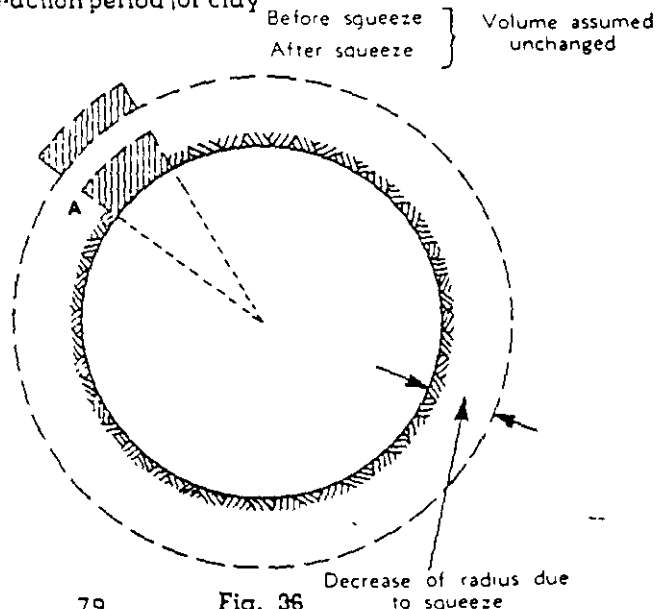
#### Slaking at tunnel walls and the bridge-action period for clay

Many stiff clays contain an intricate network of closely spaced hair cracks. If an unconfined cylindrical specimen of such a clay is loaded, it disintegrates into small angular fragments as soon as its length has been slightly reduced by the pressure. The disintegration is due to the opening up of joints between fragments.

In tunnels the squeeze produces similar deformations and, as a consequence, a similar disintegration. The deformation is illustrated by Fig. 36, which represents a cross-section of a circular

The preceding conclusions are illustrated by the results of the following observations. In Provins, east of Paris, France, a stiff, swelling clay is mined for commercial purposes. The stratum of clay has a thickness of about 115 ft. It is covered by about 65 ft. of water-bearing sand and silt. The galleries have a square cross section of 6 by 6 ft. and they are located at an average depth of 110 ft. below the surface. At that depth the overburden pressure is roughly 7 tons per sq. ft. The roof, sides, and bottom of the tunnel are braced with 10-in round hardwood timbers without any gaps between them. Immediately after mining the clay stands without support.

After about a week the swelling starts. After about three months



tunnel The squeeze reduces the length of the periphery of the circular section. Hence the length of every block of clay, such as A, measured parallel to the walls, decreases whereas its width measured at right angles to the wall increases. As soon as the percentage shortening exceeds a certain very small value, disintegration begins. This process is commonly known as slaking. It is often erroneously ascribed to weathering due to the exposure of the clay to the air. It is usually nothing but one of several manifestations of squeeze.

As soon as the clay above the roof starts to slake it loses what little strength it had to begin with, whereupon masses of clay start to drop out of the roof. The time which elapses until the roof disintegration starts represents the bridge-action period for the clay. It ranges between several hours and several days. The roof support must be installed before the bridge-action period expires.

In connection with soft clays the term bridge-action period has no meaning, because soft clays do not disintegrate. They merely squeeze.

## TUNNELS IN SQUEEZING OR SWELLING ROCK

### Properties of squeezing rock

Squeezing rock is merely rock which contains a considerable amount of clay. The clay may have been present originally, as in some shales, or it may be an alteration product. The rock may be mechanically intact, jointed, or crushed. The clay fraction of the rock may be dominated by the inoffensive members of the Kaolinite group or it may have the vicious properties of the Montmorillonites. Therefore the properties of squeezing rock may vary within as wide a range as those of clay.

Crushing combined with chemical alteration may produce a material comparable to soft river silt whereas the pressure phenomena in some decomposed igneous rocks and schists are similar to those encountered in stiff, swelling clay. If a squeezing rock is so soft that it does not require blasting, the same methods must be used which are commonly employed when tunneling through clay with a similar consistency. These methods will be described in detail in a companion volume dealing with "Earth Tunneling with Steel Supports." When tunneling through decomposed rocks the construction difficulties commonly increase with increasing swelling capacity of the rock.

### Tunnels in squeezing rock with moderate swelling capacity

The few pressure observations which have been made in tunnels through rocks of this type indicate that the relation between the roof load  $H_p$  and the cross section of such tunnels is similar to the relation expressed by Eq. 8, repeated here,

$$H_p = H_{p10} \frac{B + H_t}{20}$$

which was established for blocky and seamy rock.

The value  $H_{p10}$  increases at least for several weeks after excavation and it also seems to increase to some extent with increasing depth of the tunnel below the surface. The highest pressures which were observed at depth of several hundred feet indicate that the corresponding value of  $H_{p10}$  increased from an initial value of about 23 ft. to a final one of about 42 ft. At depths of more than a thousand ft. the initial value of  $H_p$  can be as high as 30 ft. It increases within the first months up to about 70 ft. of rock.

At any depth the rock tends to squeeze into the tunnel from all sides. Experience indicates that the ratio between the unit pressure on the sides and the roof is roughly equal to one-third and the ratio between the pressure on the floor support and the roof support is about one-half.

## Slaking phenomena and the bridge-action period

In a decomposed state many igneous rocks and almost every schist and shale contain a dense network of hair cracks. In such rocks the squeeze is inevitably associated with a gradual disintegration of the rock at the tunnel walls. In the preceding article this process has been referred to as "slaking." The cause of slaking is illustrated by Fig. 36. Every rock which slakes has a definite bridge-action period, because slaking leads sooner or later to masses of slaked rocks dropping out of unsupported sections of the roof. At given dimensions of these sections the bridge-action period depends chiefly on the rate of squeeze and the spacing of hair cracks. In a given rock the bridge-action period can be increased by reducing the length of the unsupported roof section.

Slaking is commonly associated with an increase of the moisture content of the rock at the tunnel walls. The moisture may accelerate the process of slaking. However, both the slaking and the increase of the water content are not the cause but the consequence of the squeeze. Some of the water may be due to condensation on account of the low temperature at greater distances from the tunnel. Therefore by spraying the exposed rock surfaces with bituminous material, gunite, or shotcrete, the process of slaking may in some instances be retarded, but there is no evidence that this method ever stopped a squeeze.

The following observations illustrate the visible effect of disintegration due to squeeze in wet tunnels. In a railroad tunnel, located in slaty rock, the rock appeared dry and almost intact after blasting. However, within 24 hours after blasting the walls became very moist; hair cracks became visible between the laminae of which the rock consisted, and within the next few days the rock assumed the character of a soft, plastic material which exerted heavy pressure on the tunnel support. Finally it became so soft that it squeezed through the joints in the lagging.

## Time effects in tunnels through swelling rock

The term *swelling rock* refers to rocks the squeeze of which is chiefly due to swelling. Swelling rocks are always at least moderately dense, having the consistency of stiff or hard, pre-loaded clays.

A graphic description of the behavior of such rock in a tunnel was published by T. S. Lovering.<sup>1</sup> It refers to a section of the Moffat Tunnel in which decomposed granite of the swelling type was encountered. "In this section the ground swelled continuously and irresistibly. In the water tunnel, a bore parallel to the railroad tunnel, 12x18-inch timbers of Oregon fir were broken like matchsticks. . . "On the eastern side of the fault zone the walls are equally deceptive, very few gouge seams are present, and the rock seems to be bleached but sound granite. It is quite surprising to observe material of this appearance slowly closing up the tunnel without developing any cracks or shear planes. In fact, the behavior of the ground so impresses hard rock miners as being uncanny that they will seldom work in this part of the tunnel for more than a few days before quitting."

The bridge-action period of swelling rocks depends on the same factors as that for ordinary squeezing rock. In swelling rock with a long bridge-action period, such as the decomposed granite described by Lovering, the initial load on the tunnel support is almost exclusively due to wedging. However the load increase period may amount to many months and during this period the pressure may become heavy enough to crush even a very heavy tunnel support.

The failure of the tunnel support is associated with an almost instantaneous relaxation of the pressure. This is impressively demonstrated by the aspect of the tunnel after failure. Although the strength of the split, crushed or twisted timbers is much smaller than the strength of the same timbers in an intact state, these timbers are commonly strong enough to sustain for at least several days the pressure after failure.

<sup>1</sup> T. S. Lovering, *Geology of the Moffat Tunnel, Colorado*, Trans. Am. Inst. Min. & Met. Eng., Vol. 76 (1928) pp. 337 to 345.

If a new tunnel support is constructed the pressure again increases, but the swelling associated with the failure of its predecessor permanently reduces the ultimate intensity of the pressure.

The squeeze of a swelling rock into a tunnel is always associated with an increase of the water content and a loss of strength of the rock adjoining the tunnel. Therefore, it is a common occurrence that the footings of the ribs which were originally capable of sustaining the pressure, gradually penetrate the material on which they rest. At the same time the bottom heaves and displaces the track and the conduits in the tunnel. Therefore, it is advisable to provide the tunnel support in swelling rock with circular ribs. The circular form imparts to steel ribs the greatest strength per pound of steel employed and makes them equally resistant to pressure from all directions.

### **Rock pressure in swelling rock**

The pressure on the support in tunnels through swelling rock depends primarily on the swelling capacity of the rock which is analogous to the swelling capacity of clays (see Fig. 31 c). Therefore no general rules comparable to the rule expressed by Eq. 8 for the influence of the width and height of the tunnel on the rock load can be established. As a matter of fact it is not even known whether the pressure varies with the width of the tunnel. Therefore information on the pressure exerted by swelling rock can be obtained only from observations in tunnels and data of this kind are still very scarce.

In shallow tunnels the ultimate pressure on the tunnel lining may be considerably higher than the overburden pressure. This opinion is based on extrapolation from experience in clay tunnels such as those referred to in the preceding article.

In deep tunnels through swelling rock, pressures of 10 tons per sq. ft. are not uncommon. Exceptionally, pressures as high as 20 tons per sq. ft. have been encountered. A pressure of 20 tons per sq. ft. is equivalent to the weight of a layer of rock with a thickness of not more than about 270 ft. This fact demonstrates that the process of swelling does not interfere with the development of a ground cylinder which carries the major part of the overburden pressure.

### **Provisions for expansion in swelling rock**

The mechanics of the process of swelling illustrated by Fig. 34 indicate that the expansion of swelling material produces a permanent reduction of the ultimate value of the swelling pressure on a tunnel support. Experience in tunneling through swelling rock confirms this conclusion. Hence when the first railroad tunnels through swelling rock were built, in the middle of the last century in England, it was decided to reduce the pressure on the permanent lining by providing a clearance of six inches between the rock and the outer face of the masonry. This measure proved to be successful and it has often been used.

Quite recently, in the construction of a double-track subway tunnel through the swelling clay represented by curve  $C_3$  in Fig. 31 c in Paris (France) the same clearance was provided.

### **Yielding tunnel supports in swelling rock**

In mining through swelling clay or rock it has been customary to construct a heavy set to start with, and if it is crushed, to replace it by a new and stronger one. This procedure permits the rock to squeeze into the tunnel through a distance of at least six inches prior to the construction of the permanent lining. As a consequence, it

produces a very substantial reduction of the ultimate load on the tunnel support. However, it is doubtful whether this is economical and does not furnish any definite information concerning the pressure which will act on the permanent lining.

In order to avoid the complications and inconveniences associated with cleaning up the tunnel after each failure of a lining, the following procedure would deserve a trial. Instead of constructing a tunnel support which either remains intact or fails completely, the support should be provided with ribs which are strong enough to stand up under the pressure while the rock squeezes into the spaces between the ribs. It is obvious that the pressure per unit of area on the outer flanges of the ribs cannot exceed the bearing capacity  $q_0$  of the swelling rock. Any pressure in excess of  $q_0$  causes the rock to flow around the outer flange of the rib as indicated in Fig. 37. The resistance  $q_0$  against penetration of the rib into the decomposed rock can be determined by means of a simple test in the tunnel.

The space between the ribs is bridged by a lagging which can fail under the rock pressure without injury to the ribs. If it fails, the material which squeezes into the space between the ribs is excavated and the lagging is replaced. It is much cheaper to replace the lagging several times than to replace an entire crushed support once. After the pressure in the rock surrounding the tunnel has been sufficiently relieved to establish ground cylinder action, the space between the ribs is excavated and the concrete for the permanent lining is poured. The ribs are left in place and serve as reinforcement.

Another possibility would be to insert into the ribs compressible spacers which permit the diameter of the ribs to decrease very considerably without injury to the ribs.

In order to get quantitative information on the time-pressure characteristics of the rock and on the pressure-relieving effect of the squeeze, sturdy pressure measuring devices should be inserted into some of the ribs, by means of which the radial pressure on the ribs can be determined periodically.

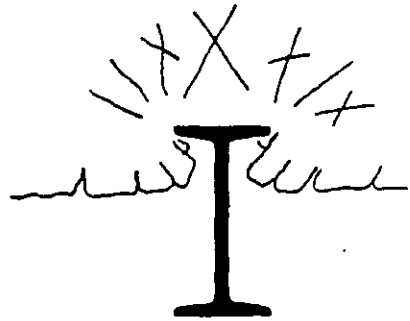
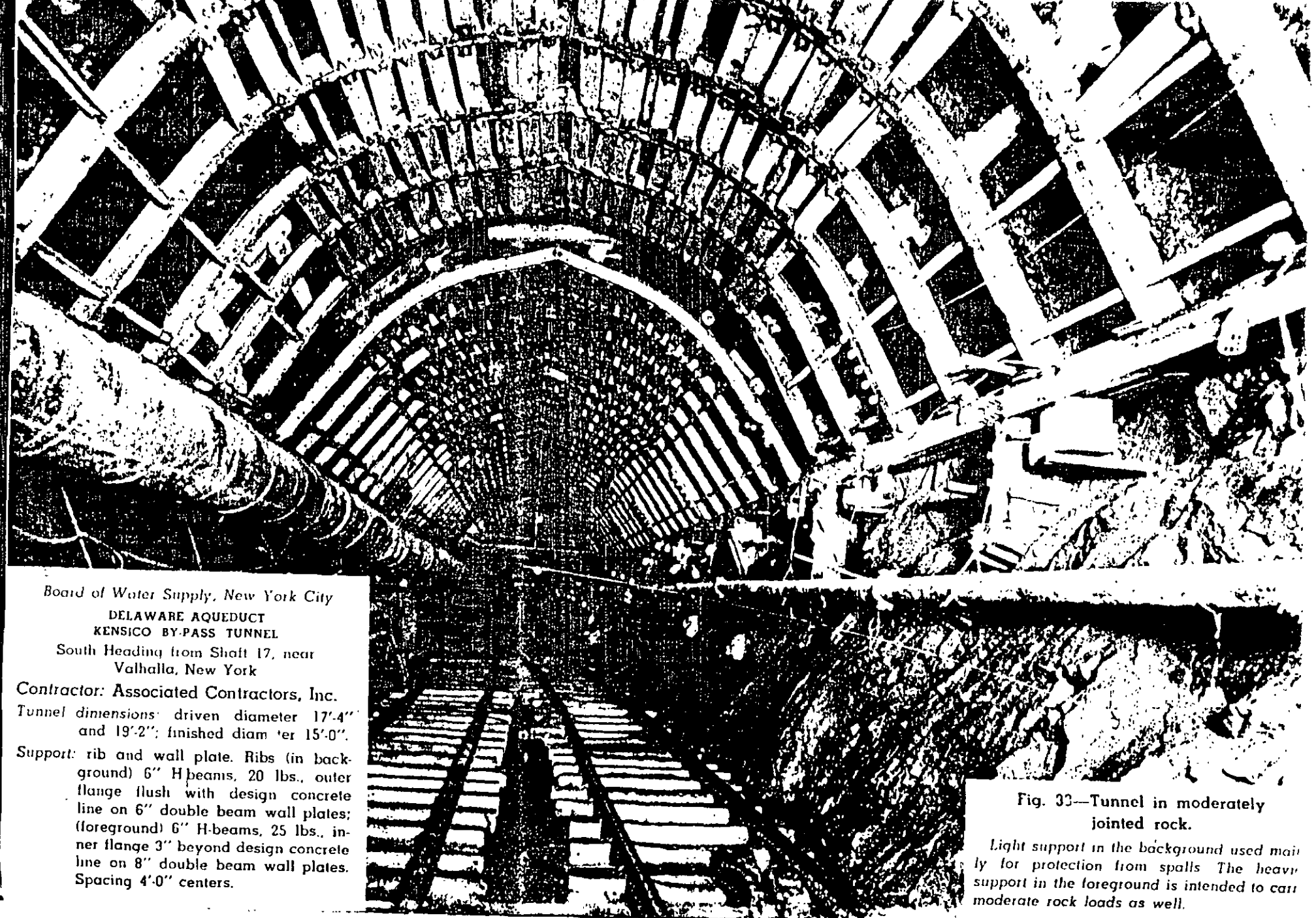


Fig. 37—Flow of swelling rock around tunnel rib

#### Criteria for swelling rock

Throughout the preceding text great emphasis has been placed on the beneficial effects of careful back-packing and wedging. In moderately jointed or blocky and seamy rock, careful back-packing considerably reduces the load increase period and the ultimate pressure on the tunnel support. Even in squeezing rock with a low swelling capacity the presence of empty spaces between support and rock is likely to do more harm than good. Providing an opportunity for the rock to squeeze into the tunnel should only be used as a last resort, if the tendency of the rock to swell is very conspicuous. Hence, before a rock is classified as a swelling rock, its swelling properties should be carefully investigated. If the volume of samples of the freshly exposed rock or of samples from a freshly recovered core does not increase by at least 2-per cent during immersion in water, the rock cannot be classified as swelling rock and the tunnel support should be tightly wedged.



Board of Water Supply, New York City

DELAWARE AQUEDUCT  
KENSICO BY-PASS TUNNEL

South Heading from Shaft 17, near  
Valhalla, New York

Contractor: Associated Contractors, Inc.

Tunnel dimensions: driven diameter 17'-4"  
and 19'-2"; finished diameter 15'-0".

Support: rib and wall plate. Ribs (in back-  
ground) 6" H-beams, 20 lbs., outer  
flange flush with design concrete  
line on 6" double beam wall plates;  
(foreground) 6" H-beams, 25 lbs., in-  
ner flange 3" beyond design concrete  
line on 8" double beam wall plates.  
Spacing 4'-0" centers.

Fig. 33—Tunnel in moderately  
jointed rock.

Light support in the background used mainly for protection from spalls. The heavy support in the foreground is intended to carry moderate rock loads as well.

Some years ago the author investigated samples of what was considered by the tunnel force to be swelling rock. The tests showed that the volume of the rock was entirely unaffected by immersion. As a matter of fact, it was found afterwards that it was easy to hold the pressure with a tightly wedged tunnel support.

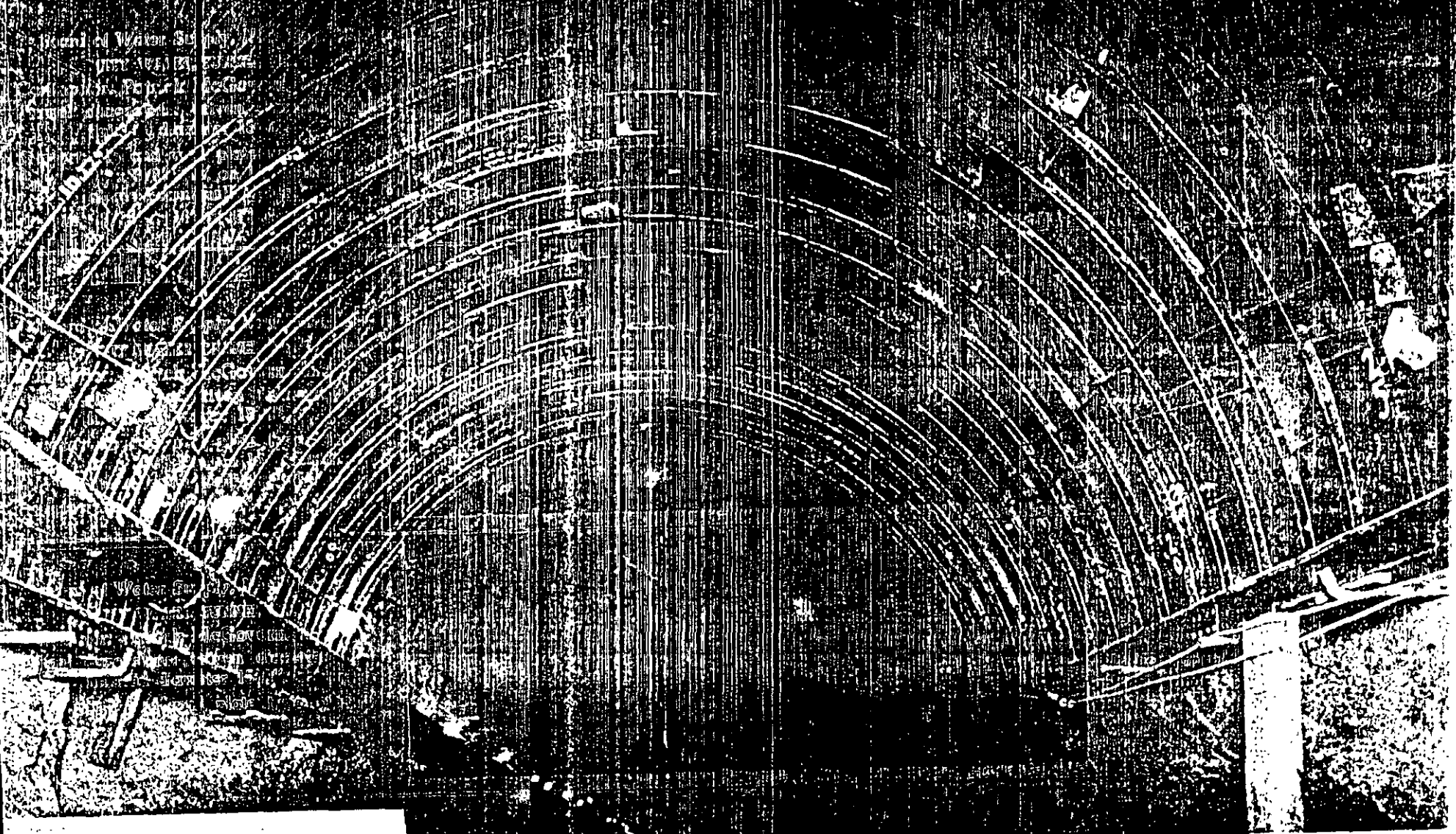
Specimens of decomposed gneiss which caused considerable trouble during the construction of the St. Gotthard Tunnel in Switzerland expanded after immersion by about 2.9 per cent in the direction of the cleavage.<sup>1</sup> The volume of a specimen of shale was even found to increase during immersion by 12 per cent,<sup>2</sup> whereas tests by the author on specimens of several shales from other localities, including Pennsylvania, disclosed no measurable volume change. These observations indicate that the differences between the swelling properties of different shales can even be more important than those between the swelling properties of different clays, illustrated by Fig. 31 c. Mere visual inspection of a shale does not furnish any information on this vital property of the material.

Occasionally important heaves and excessive pressure have been experienced when tunneling through rock formations containing layers of anhydrite. Thus for instance in a railroad tunnel in the Alps through almost horizontal strata composed of shale, gypsum and anhydrite, the tunnel floor rose during the first few years at a rate of about ten inches per year. In other tunnels through similar formations the timbering has been repeatedly crushed.

Both the heave and the pressure in such rock formations are due to the transformation of anhydrite into gypsum, which is associated with a very important increase in volume. Anhydrite is not stable in the presence of water. Hence it occurs only between practically impervious layers which keep the water away. These layers can be very thin, but they must be tight. During excavation of the tunnels the layers of anhydrite and their seals were injured and cracked; water percolated into the fissures out of adjoining water bearing strata, whereupon the anhydrite along the fissures was transformed to gypsum. The local swelling pressure caused further cracking and increased the surface of contact between water and anhydrite and this process went on until chemical alteration was complete. Hence in mining through anhydrite-bearing formations, utmost care is required to prevent injury to the layers of anhydrite and their seals.

1. F. M. Stappf. Jahrbuch der preussischen geologischen Landesanstalt, 1888.

2. Daniel E. Moran, Letter to the Editor, Eng. News-Record, Vol 95, December 10, 1925.



Board of Water Supply, New York City

CITY WATER TUNNEL NO. 2

Contractor: Patrick McGovern, Inc.

Tunnel dimensions: driven diameter 17'-9";  
finished diameter 15'-0".

Support: rib and wall plate type, ribs 3" x  
3" x 3/8" Tee, on 16" centers on 8"  
single beam wall plates.

Lagging: 3/16" x 16" x 36" liner plates.

Fig. 39—Tunnel support in moderately  
blocky rock.

Large slab of rock has loosened and  
fallen on the support at the upper right where it  
is visible between the liner plates. Some lin-  
er plates omitted for concreting to rock. Posts  
under wall plates not yet complete.



## FORECAST OF PRESSURE AND WORKING CONDITIONS IN ROCK TUNNELS

### INTRODUCTION

This chapter contains a resume of all the information which has been presented in the preceding chapters. It is intended to inform the tunnel builder on the steps required to get a conception of the pressure and working conditions which have to be anticipated in the construction of a proposed tunnel at a given site.

The review of the factors to be considered in support design is followed by a discussion of the relation of the general geology of the site and the relative importance of the inevitable uncertainties associated with the forecasts and by a description of available methods of reducing tunnel hazards to the minimum compatible with the geology of the site. The chapter will be concluded by a list of sources of useful information concerning general and regional geology.

### GEOLOGICAL SURVEY

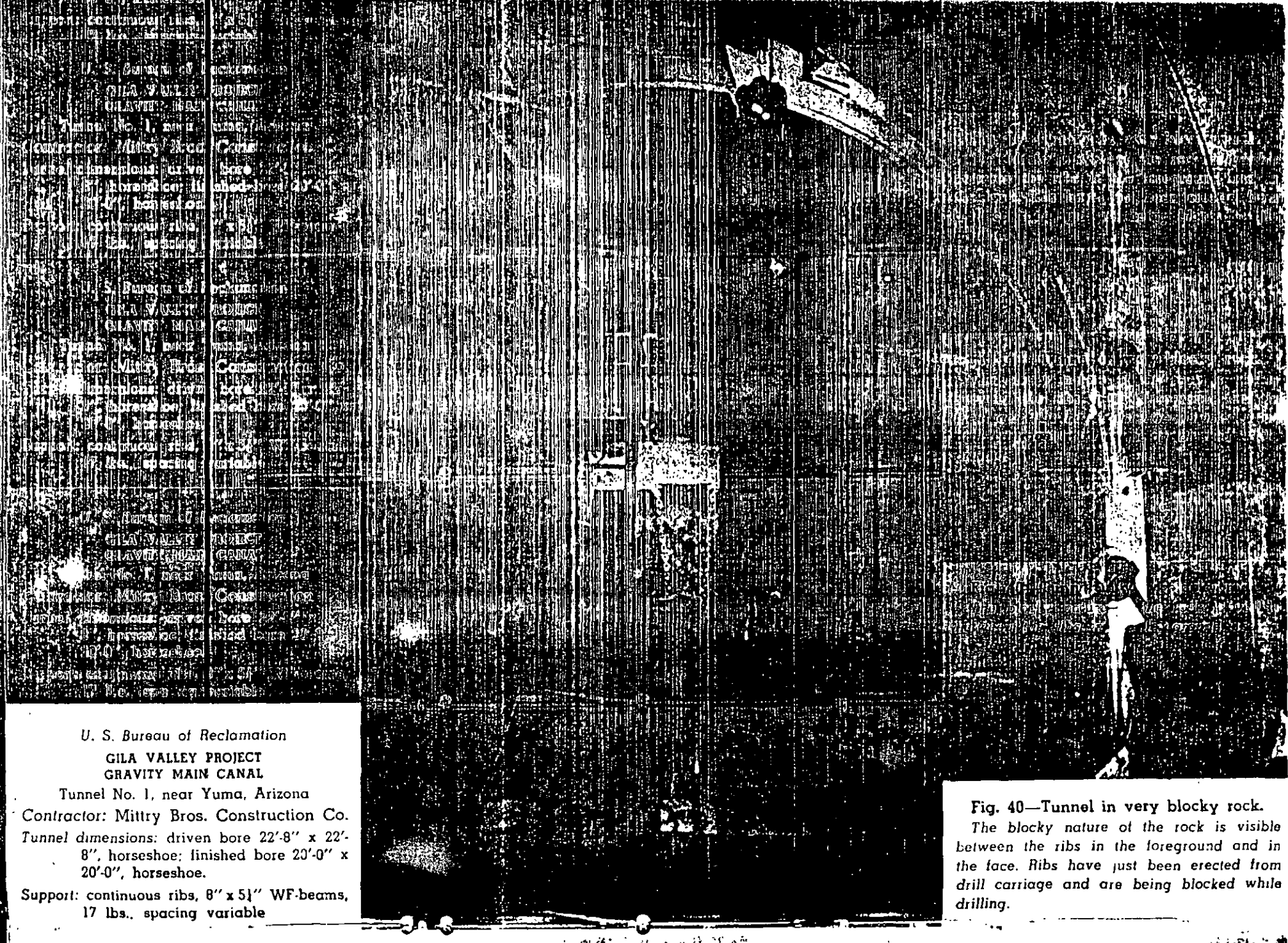
The first and foremost requirement for making a forecast of the working conditions in a proposed rock tunnel is a geological section through the center line of the tunnel, showing the approximate position of the boundaries between the different types of rocks and of all those faults or fault zones which were discovered during the survey. Since a geological survey cannot be expected to furnish conclusive information regarding many features which are vital to the tunnel builder, the conclusions should be expressed in terms of most favorable and most unfavorable possibilities.

From an engineering point of view, a knowledge of the type and intensity of the rock defects may be much more important than that of the types of rock which will be encountered. Therefore during the survey rock defects should receive special consideration. The geological report should contain a detailed description of the observed rock defects in geological terms. It should also contain a tentative classification of the defective rocks in the tunnel man's terms, such as blocky and seamy, squeezing or swelling rock. A reliable diagnosis of swelling rock can be obtained only by means of tests on samples in their natural state, before they were allowed to lose any moisture by evaporation. Since swelling conditions have a decisive influence on the speed and cost of tunneling, every shale and any other rock which may be capable of swelling should be carefully investigated and the measured volume increase should be recorded.

### TERMS DESCRIBING ROCK CONDITION

On the basis of the geological report and the geological profiles a tunnel profile is prepared showing the rock conditions which are likely to prevail in the different parts of the tunnel.

In Chapter 4, the following terms have been used to describe the condition of rocks: Intact, stratified, moderately jointed, blocky and seamy, crushed, squeezing, and swelling.



U. S. Bureau of Reclamation  
 GILA VALLEY PROJECT  
 GRAVITY MAIN CANAL

Tunnel No. 1, near Yuma, Arizona

Contractor: Mittry Bros. Construction Co.

Tunnel dimensions: driven bore 22'-8" x 22'-8", horseshoe; finished bore 20'-0" x 20'-0", horseshoe.

Support: continuous ribs, 8" x 5 1/2" WF-beams, 17 lbs., spacing variable

Fig. 40—Tunnel in very blocky rock.

The blocky nature of the rock is visible between the ribs in the foreground and in the face. Ribs have just been erected from drill carriage and are being blocked while drilling.

*Intact rock* contains neither joints nor hair cracks. Hence if it breaks it breaks across sound rock. On account of the injury to the rock due to blasting, spalls may drop off the roof several hours or days after blasting. This is known as *spalling* condition. Hard, intact rocks may also be encountered in the *popping* condition involving the spontaneous and violent detachment of rock slabs from sides or roof.

*Stratified rock* consists of individual strata with little or no resistance against separation along the boundaries between strata. The strata may or may not be weakened by transverse joints. In such rock, the *spalling* condition is quite common.

*Moderately jointed rock* contains joints and hair cracks, but the blocks between joints are locally grown together or so intimately interlocked that vertical walls do not require lateral support. In rocks of this type both the *spalling* and the *popping* condition may be encountered.

*Blocky and seamy rock* consists of chemically intact or almost intact rock fragments which are entirely separated from each other and imperfectly interlocked. In such rock vertical walls may require support.

*Crushed but chemically intact rock* has the character of a crusher run. If most or all of the fragments are as small as fine sand grains and no recementation has taken place, crushed rock below the water table exhibits the properties of a water-bearing sand.

*Squeezing rock* slowly advances into the tunnel without perceptible volume increase. Prerequisite for squeeze is a high percentage of microscopic and sub-microscopic particles of micaceous minerals or of clay minerals with a low swelling capacity.

*Swelling rock* advances into the tunnel chiefly on account of expansion. The capacity to swell seems to be limited to those rocks which contain clay minerals such as montmorillonite, with a high swelling capacity.

In practice there are no sharp boundaries between these rock categories and the properties of the rocks indicated by each one of these terms can vary between wide limits.

## ESTIMATE OF ROCK LOAD

Even a very conscientious and expertly conducted geological survey of the site of a proposed tunnel cannot accomplish more than a very crude estimate of the length of the tunnel sections in which each of the principal types of rock conditions will be encountered. Further differentiation cannot be expected. Hence, even if methods for accurately computing the rock load under given rock conditions were available, they would have very little practical value on account of the inevitable uncertainties associated with predicting the rock conditions. Approximate values for the rock loads to be anticipated under the principal rock conditions are all that tunnel practice requires. The geological factors which determine the rock load were discussed in Chapter 4. Table 3 contains a summary of the conclusions. Since there are no well defined boundaries between the different conditions, the rock load corresponding to each rock condition is represented in the table not by a single value but by a range.

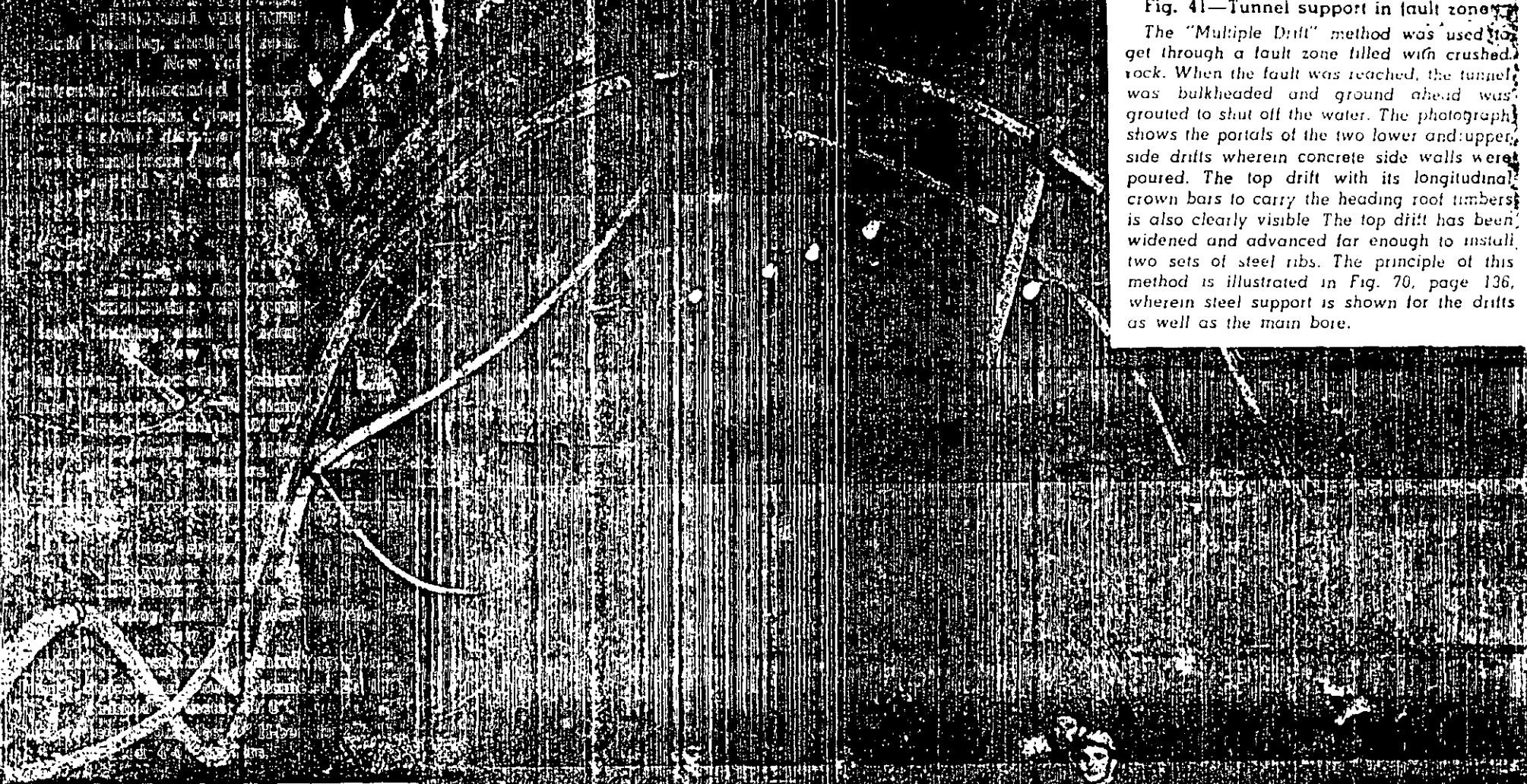


Fig. 41—Tunnel support in fault zone.  
The "Multiple Drift" method was used to get through a fault zone filled with crushed rock. When the fault was reached, the tunnel was bulkheaded and ground ahead was grouted to shut off the water. The photograph shows the portals of the two lower and upper side drifts wherein concrete side walls were poured. The top drift with its longitudinal crown bars to carry the heading roof timbers is also clearly visible. The top drift has been widened and advanced far enough to install two sets of steel ribs. The principle of this method is illustrated in Fig. 70, page 136, wherein steel support is shown for the drifts as well as the main bore.

Board of Water Supply, New York City  
DELAWARE AQUEDUCT,  
KENSICO-HILL VIEW TUNNEL  
South Heading, shaft 19, near Valhalla,  
New York  
Contractor: Associated Contractors, Inc.  
Tunnel dimensions: driven diameter 23' 10";  
finished diameter 19' 6".  
Support: continuous ribs; 6" H-beams, 27½ lb.,  
spaced 4'-0" centers.

TABLE 3

Rock load  $H_p$ , in feet of rock on roof of support in tunnel  
with width  $B$  (ft) and height  $H_r$  (ft) at depth of more than  $1.5 (B + H_r)$ .<sup>1</sup>

Rock Condition	Rock Load $H_p$ , in feet	Remarks
1. Hard and intact	zero	Light lining, required only if spalling or popping occurs.
2. Hard stratified or schistose <sup>2</sup>	0 to 0.5 B	Light support. See Fig. 38.
3. Massive, moderately jointed	0 to 0.25 B	Load may change erratically from point to point.
4. Moderately blocky and seamy	0.25 B to 0.35 (B + $H_r$ )	No side pressure. See Fig. 39.
5. Very blocky and seamy	(0.35 to 1.10) (B + $H_r$ )	Little or no side pressure. See Fig. 40.
6. Completely crushed but chemically intact	1.10 (B + $H_r$ )	Considerable side pressure. Softening effect of seepage towards bottom of tunnel requires either continuous support for lower ends of ribs (Fig. 41) or circular ribs (Fig. 42).
7. Squeezing rock, moderate depth	(1.10 to 2.10) (B + $H_r$ )	Heavy side pressure, invert struts required. Circular ribs are recommended.
8. Squeezing rock, great depth	(2.10 to 4.50) (B + $H_r$ )	
9. Swelling rock	Up to 250 ft. irrespective of value of (B + $H_r$ )	Circular ribs required. In extreme cases use yielding support.

1. The roof of the tunnel is assumed to be located below the water table. If it is located permanently above the water table, the values given for types 4 to 6 can be reduced by fifty per cent.

2. Some of the most common rock formations contain layers of shale. In an unweathered state, real shales are no worse than other stratified rocks. However, the term shale is often applied to firmly compacted clay sediments which have not yet acquired the properties of rock. Such so-called shale may behave in the tunnel like squeezing or even swelling rock.

If a rock formation consists of a sequence of horizontal layers of sandstone or limestone and of immature shale, the excavation of the tunnel is commonly associated with a gradual compression of the rock on both sides of the tunnel, involving a downward movement of the roof. Furthermore, the relatively low resistance against slippage at the boundaries between the so-called shale and rock is likely to reduce very considerably the capacity of the rock located above the roof to bridge. Hence, in such rock formations, the roof pressure may be as heavy as in a very blocky and seamy rock.

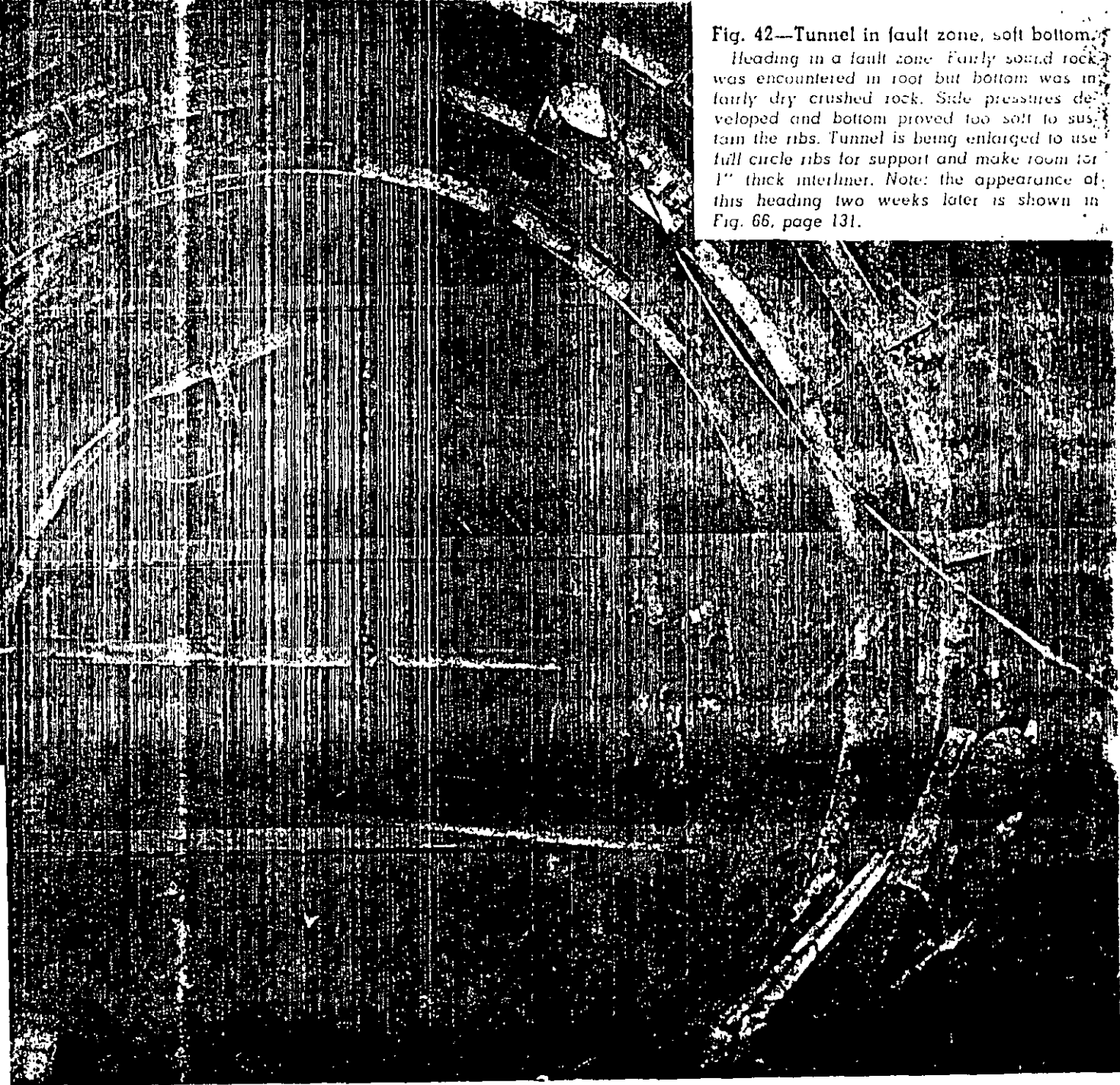
### NUMERICAL EXAMPLE OF ROCK LOAD COMPUTATION

To illustrate the effect of the rock condition on the rock load an estimate will be made of the load on the roof support in a tunnel with a width  $B = 15$  ft. and  $H_r = 15$  ft. at the moderate average depth of 300 ft. in granite with a unit weight  $w = 165$  lbs. per cubic foot. If the region has had a complex geological history the condition of the granite may vary within wide limits over short distances. The roof load corresponding



Fig. 42.—Tunnel in fault zone, soft bottom.

Heading in a fault zone. Fairly sound rock was encountered in roof but bottom was in fairly dry crushed rock. Side pressures developed and bottom proved too soft to sustain the ribs. Tunnel is being enlarged to use full circle ribs for support and make room for 1" thick interliner. Note: the appearance of this heading two weeks later is shown in Fig. 66, page 131.



Board of Water Supply, New York City  
DELAWARE AQUEDUCT  
WEST BRANCH-KENSICO TUNNEL  
North Heading from Shaft 16, near  
Armonke, New York  
Contractor: S. A. Healy Co.  
Tunnel dimensions: driven diameter 24'-4";  
finished diameter 15'-0".  
Support: full circle ribs, 8" x 8" WF-beams,  
67 lbs., in 6 pieces spaced 4'-0" centers.  
Lagging: 6" channels, 8.2 lbs. clamped to ribs.

Board of Water Supply, New York City  
DELAWARE AQUEDUCT  
WEST BRANCH-KENSICO TUNNEL  
North Heading from Shaft 16, near  
Armonke, New York  
Contractor: S. A. Healy Co.  
Tunnel dimensions: driven diameter 24'-4";  
finished diameter 15'-0".  
Support: full circle ribs, 8" x 8" WF-beams,  
67 lbs., in 6 pieces spaced 4'-0" centers.  
Lagging: 6" channels, 8.2 lbs. clamped to ribs.

to the various conditions which are likely to be encountered may be obtained by introducing the values  $B$ ,  $H_1$ , and  $w$  into the preceding equations. The results are as follows:

	Minimum	Maximum
Spalling state - - - - -	0	to 400 lbs. per sq. ft.
Moderately jointed		
$H_{p, \min}$ - - - - -	0	
$H_{p, \max} = .25B = .25 \times 15 \text{ ft.} = 3.75 \text{ ft.} =$		620 lbs. per sq. ft.
Moderately blocky and seamy		
$H_{p, \min} = H_{p, \max}$ for moderately jointed - - -	620	lbs. per sq. ft.
$H_{p, \max} = .35 (B \div H_1) = .35 (15 \div 15) = 10.5 \text{ ft.} =$		1730 lbs. per sq. ft.
Intensely shattered but chemically unaltered		
$H_{p, \min} = H_{p, \max}$ for moderately blocky - - -	1730	lbs. per sq. ft.
$H_{p, \max} = 1.10 (B \div H_1) = 1.10 (15 \div 15) = 33.0 \text{ ft.} =$		5440 lbs. per sq. ft.

If the granite has been chemically altered, squeezing and even swelling conditions may prevail. Loads may then, at this moderate depth, attain the following values:

	Maximum
Squeezing $H_p = 2.10 (B \div H_1) = 2.10 \times (15 \div 15) = 63 \text{ ft.} =$	10400 lbs. per sq. ft.
Swelling - - - - -	20000 to 40000 lbs. per sq. ft.

In the squeezing and swelling stretches full circle ribs should be used. Hence it is advisable to include an adequate supply of such ribs in the first procurement.

**BRIDGE-ACTION AND LOAD-INCREASE PERIOD**

The influence of the condition of the rock on the bridge-action and the load increase period is graphically represented by Fig. 43. Fig. 43 a is a vertical section through the centerline of a tunnel. In Fig. 43 b the abscissas represent the time (see legend to figure) and the ordinates of the dash lines the height of overbreak, if after the last round is fired, mining is discontinued and no support installed. The ordinates of the full lines represent the load on the top of the roof in feet of rock.

The bridge-action period  $t_b$ , has been defined as the time which elapses between firing the round and the beginning of the breakdown of the unsupported part of the roof. In intact rock and in moderately jointed rock the bridge action period is practically unlimited and the support merely serves to protect the operations from falling rock fragments.

For blocky and seamy rock or for squeezing, slaking rock it may range between several hours and several days. Nevertheless bridge-action periods of less than several hours are quite often encountered in rock tunnels. For any given rock the period depends to a large extent on the length of the unsupported roof. Therefore it can be regulated within fairly wide limits.

When preparing the diagram Fig. 43 b it was assumed that the bridge-action period of all the rocks represented in the graph is equal to four-fifths of the duration of one excavating cycle. Yet, whatever the bridge-action period may be, excessive overbreak can be avoided only by installing the roof support before the period expires. Therefore the length of the period has a decisive influence on the sequence of operations in mining the tunnel.

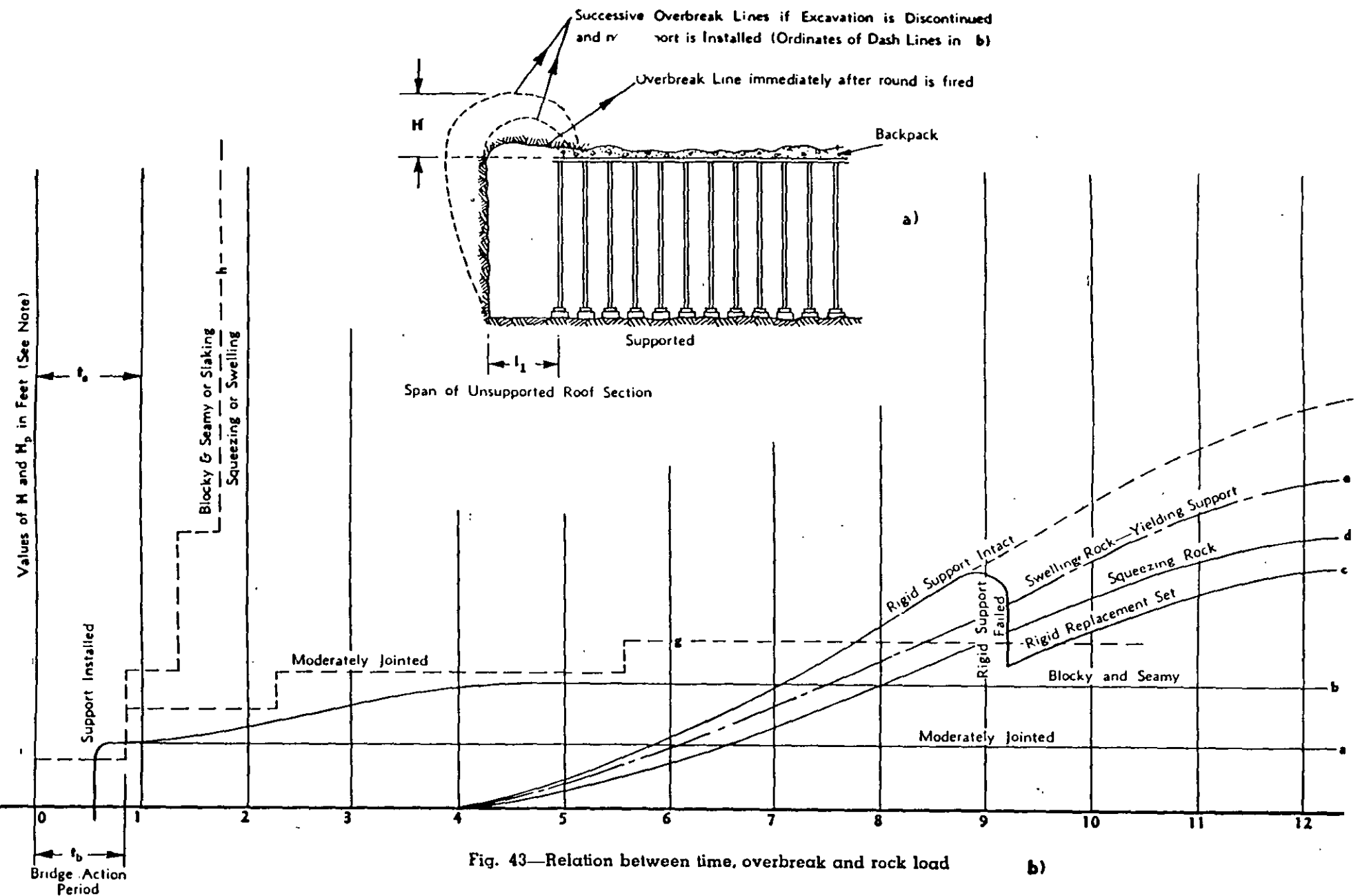


Fig. 43—Relation between time, overbreak and rock load

b)

Abscissas of dash lines  $g$  and  $h$  represent time in excavating cycles and the ordinates the height  $H$  of overbreak, if excavation is discontinued and roof next to working face remains unsupported. Abscissas of full lines  $a$  to  $f$  represent time in days and the ordinates the rock load  $H_p$  in feet of rock.  $H_p$  is likely to increase less rapidly than shown in the diagram



It is customary and economical to keep the distance between the working face and the last support as long as the condition of the rock permits. Hence if a tunnel passes abruptly and unexpectedly from a rock formation with a long bridge-action period into a formation with a short one, local but excessive overbreak is inevitable.

After the tunnel support is installed the pressure on the support may remain almost unchanged. However it may also increase to many times its initial value as shown in Fig. 43 b. The time which elapses until the pressure becomes fairly constant has been referred to as the load-increase period. It ranges between a few weeks and many months. The tunnel support must be designed on the basis of the heaviest rock load which it has to sustain during its service period.

The presence of large, empty spaces between support and rock is likely to increase the length of the load-increase period and the amount of load-increase very considerable. It also leads to a gradual deterioration of the rock surrounding the tunnel. Therefore the necessity of careful back-packing and wedging cannot be overemphasized. After the permanent lining is constructed the voids in the backpack should be grouted without delay.

In the early days of tunnel construction the tunnel builder was compelled to leave, in bad stretches a large amount of timber between the rock and the permanent lining. The decay of the timber had the same effect as inadequate backpacking. Further-

more backpacking itself did not always receive the serious attention which it deserves. As a consequence many tunnels developed with age various defects such as distortion of the tunnel cross-section associated with the formation of large cracks in the tunnel walls, subsidence of the ground surface above the tunnel or both combined. Every year several tunnels arrive in a state in which radical reconstruction becomes imperative. One of these is shown in Fig. 44.



Fig. 44—Repair of damage to permanent tunnel lining in squeezing rock.

*Deformed and broken concrete lining in this flow tunnel made extensive rebuilding necessary.*

*Old concrete was chipped out to true line where it had been squeezed into the tunnel. Liner plates were installed, covered with expanded metal, and then gunited. Space between liner plates and old concrete was grouted. Space left by decay of old wood packing outside the concrete lining was filled by grouting.*



Modern tunnel practice eliminates the necessity of subsequent tunnel reconstruction by using steel supports instead of timber and by concreting against the rock or careful backpacking. Both procedures combined establish intimate contact between the rock and the permanent lining. Once such contact is established the permanent lining will always retain its shape, because the passive resistance of the adjoining rock does not permit any distortion. An exception could be in squeezing or swelling rock which sloughs locally or is overmined and surrounding rock moves into the void. This can constitute a "soft" spot and allow the support to deflect outward as heavy loads come on other areas of the support. Serious deformation and failure may result.

Clearance between tunnel support and rock is justifiable only when mining through the worst types of swelling rock. Yet even in such rocks it should only be used as a last resort, and very carefully done because only rarely does the rock move inward uniformly.

## TUNNEL HAZARDS

### Varieties of tunnel hazards

The term *tunnel hazard* indicates unanticipated sources of expense and delay. The hazards are due to the departure of the structural details of a given mass of rock from the statistical average for similar masses. On account of this departure the cost of a proposed tunnel may be lower, but it may also be considerably higher than the average cost of similar tunnels which have been built in similar bodies of rock.

The unanticipated difficulties may reside in abnormally high rock load, abrupt transitions from long to short bridge-action periods, excessive inflow of water and the presence of harmful gasses. The importance of the financial risks associated with these hazards depend to a large extent on the general geology of the region. The following paragraphs illustrate this interdependence.

### Hazards in limestone and sandstone

Above the water table hazards are less critical than below. Below the water table sandstone is much less hazardous than limestone because in contrast to limestone it is not likely to contain underground channels or reservoirs. In limestone, heavy, concentrated flows of water or of a mixture of sand and water may be encountered. In zones consisting of crushed sandstones or limestone, earth tunneling methods must be used, but if such zones are present at all they are commonly very narrow. Wherever the rock is not crushed, the rock load nowhere exceeds moderate values. The occurrence of harmful gases such as  $\text{CO}_2$  or  $\text{H}_2\text{S}$  is uncommon except in regions of post-volcanic activities.

### Hazards in formations containing shale

Tunneling conditions in rock formations containing shale depend chiefly on the character of the shale. This character may range anywhere between that of a sound rock and of a stiff, swelling clay. However, within any one shale formation, the tunneling conditions are likely to be fairly uniform. The rock load is either consistently low or consistently high. The quantity of water which enters the tunnel from shale is commonly low, but large flows may be encountered wherever a water-bearing formation rests on shale.

Shales are sometimes associated with layers of coal, or anhydrite. In coal bearing shale foundations, the explosive gas, methane ( $\text{CH}_4$ ), has been encountered repeatedly. If tunneling operations injure the seal of layers of anhydrite the water which percolates through the cracks in the anhydrite gradually changes the anhydrite into gypsum and heavy swelling pressure ensues. The water which flows across anhydrite strata into the tunnel contains calcium sulphate which attacks concrete. It is also likely to contain hydrogen sulfide ( $\text{H}_2\text{S}$ ) which is lethal even in moderate concentration.

### **Hazards in schists**

In unaltered schists the rock load ranges between zero and moderate. Although the inevitable overbreak and the inflow of water may be quite important, the hazards associated with unaltered schists are rather mild. However, in schists chemical alterations are very common. In decomposed schists squeezing and even swelling conditions may be encountered. These conditions are associated with very high or excessive rock load. In many railroad tunnels through altered schists heavy loads were combined with large discharge of water into the tunnel.

### **Hazards in intrusive igneous rocks**

In intrusive igneous rocks such as granite many tunnels with great length have been built without requiring any support and without interference by water. Yet, from time to time, extremely unfavorable conditions have been encountered, involving heavy flow of water in some parts of the tunnel and squeezing or swelling conditions in others. General experience with tunneling through these rocks indicates that the probability of hazards is very low, but the deviations from normal can be important enough to upset completely the original estimate of costs. Furthermore, in many instances the existence of abnormal conditions at depth cannot be predicted from surface evidence. Hence the intrusive rocks should be considered decidedly treacherous.

### **Hazards in extrusive igneous rocks**

Extrusive igneous rocks such as rhyolite are commonly associated with strata of volcanic tuff or breccias. The igneous rocks, the tuff and the breccias may be encountered in an advanced state of decomposition. The tuff and breccias may even be still in an unconsolidated state; large quantities of water may enter the tunnel from fault zones and in young volcanic rocks, the occurrence of harmful gases is not uncommon. Therefore tunnels through rocks of this category can be expected from the very start to be extremely hazardous. The experience on the Mono Craters Tunnel in California and the Tanna Tunnel near Atami in Japan can be considered representative for the difficulties which may be encountered in such rock formations.

### **Provisions for coping with tunnel hazards**

A competent and experienced geologist is able to predict which types of difficulties may be encountered in different parts of a proposed tunnel, but he cannot make in advance of construction a quantitative evaluation of the difficulties. Hence the first estimate of the material and equipment required for constructing a tunnel inevitably involves a certain amount of guesswork. These uncertainties also characterize the preliminary design of the tunnel support and should be considered when preparing the initial procurement of steel support.

The cost of emergency supports such as circular steel ribs or extra heavy rib sets is small compared to the cost of meeting an emergency with inadequate supplies. Hence if the geologist indicates that unfavorable rock conditions of a certain type may be encountered, enough supplies should be kept on the job to cope with the anticipated difficulties until supplementary material arrives at the job.

If unfavorable rock conditions are anticipated, it is also advisable to supplement the standard geological survey by various other investigations intended to furnish more specific information on the rock conditions. The principal methods are diamond borings, geophysical surveys, observations in pilot tunnels and geological observations during construction.

### Diamond core borings

On several important projects involving the construction of tunnels, diamond core borings have been made in advance of construction to verify or modify the conclusions derived from the geological survey. Such an investigation may be particularly profitable, if conditions permit a choice between different locations of a tunnel in a region in which difficult tunneling conditions are anticipated. In such regions the cost of the borings is usually very small compared to the savings which might result from selecting the most favorable location. In locating the tunnels for the Catskill and several other important aqueducts this method has been used extensively with noteworthy success. (See article on *Faulting and Thrusting in Relation to Tunnelling*, pp. 35 to 38).

### Geophysical survey

During the last few decades methods have been developed which, under favorable conditions, permit an approximate determination of the location of the boundary at depth between rocks with very different physical properties, such as granite and shale. These methods consist in observing the effect of the sub-surface discontinuity on the intensity and geometry of a natural or an artificially created field of force or on the rate of wave propagation. These methods are known as *geophysical methods*.<sup>1</sup> They constitute nowadays one of the most important methods of prospecting for oil and ores. Quite recently two of these methods, the seismic and the electrical prospecting method, have also been adapted to subsoil exploration in connection with foundation and tunnel problems. The success of these methods depends chiefly on the importance of the difference between the physical properties of the rocks located on either side of the unknown boundary.

The electrical resistivity, and the modulus of elasticity which determines the rate of wave propagation of a crushed or completely decomposed rock, are very much lower than the corresponding value for the same rock in a relatively intact state. Therefore the methods have been successfully used for determining the boundary between sound and defective rocks on tunnel jobs. Since geophysical rock exploration is very much cheaper than the boring method, it deserves at least a trial. If the attempt is successful, the number of core borings required to secure a given amount of information can be substantially reduced.

### Function of pilot tunnels

The pilot tunnel serves the purpose of a large-diameter exploratory hole. It also drains the rock ahead of the main excavation. If the inflow of water is excessive, the rock can be grouted before the main excavation reaches the water-bearing zone. Heavy squeezing or swelling pressures are detected in time to order the required tunnel supports for the main excavation and to revise the design for the permanent tunnel support. It even permits starting the main excavation at several points simultaneously in order to reduce the time of construction. Hence, if a tunnel with a large cross section is located in an intensely folded or faulted region, the construction of a pilot tunnel should not be omitted.

### Geological observations during construction

Whatever the method of attack in a tunnel may be, it is always advantageous to know the details of the character of the rock as far ahead of the working face as conditions permit. However, the extrapolation from the exposures in the tunnel to the

<sup>1</sup> See for instance C. A. Heiland, *Geophysical Exploration*, Prentice-Hall Inc., New York, 1940.

rock conditions beyond the working face requires geological knowledge and training. Therefore, it is always advisable to keep an experienced geologist permanently on the job. His original conceptions regarding the rock conditions are inevitably more or less inaccurate. However, his observations in the tunnel provide him with the means for correcting his original conceptions step for step whereby his capacity for correct extrapolation increases. The savings resulting from a few accurate forecasts of pending changes in the rock conditions are likely to be more important than the cost of retaining the services of a resident geologist during the entire period of construction.

### SOURCES OF USEFUL INFORMATION

On account of the decisive influence of geological factors on the difficulties and costs of tunnel construction, every engineer engaged in tunnel work should be familiar with at least the elements of physical geology. The following elementary textbooks are recommended:

Arthur Holmes, "Principles of Physical Geology," New York, 1945, The Ronald Press Company. This book also contains an adequate bibliography for those readers who wish to get more advanced information on various phases of the subject.

C. R. Longwell, A. Knopf and R. F. Flint, "Outlines of Physical Geology," 2nd edition, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1941.

Marland P. Billings, "Structural Geology," Prentice-Hall, New York, 1942.

R. F. Leggett, "Geology and Engineering," McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, 1939, contains a chapter on tunnels.

F. H. Lahee, "Field Geology," 4th Edition, McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, 1941.

C. F. Tolman, "Ground Water," McGraw-Hill Co., Inc., New York, 1937.

Even a moderate amount of knowledge of geology enables the tunnel engineer to take advantage of what is known about the geology of the region in which a tunnel is to be built; to decide whether or not the geological conditions at a new site require more detailed investigations and to interpret geological reports in engineering terms.

The most prolific source of preliminary information on the geology of individual parts of the United States of America are the publications of the U. S. Geological Survey. Geologic maps and brief descriptions of a few regions have been published in the Folios of the Survey. A vast amount of useful geological data has been published by the same organization in the Water Supply Papers. Papers pertaining to the geology of particular regions can be located by means of "Geologic Literature on North America," bibliographic bulletins of the U. S. Geological Survey, published every two years. Cumulative bibliographies are available for the periods 1785 to 1918 and 1919 to 1928.

# GROUND WATER INFLOWS DURING TUNNEL DRIVING

By

R. E. Goodman, D. G. Moyer  
A. Van Schalkwyk, and I. Javandel

*W. J. ...*  
*May, 1965*

## Abstract

Large ground water inflows during tunnel driving constitute one of the most severe and baffling problems confronting the engineering geologist. In this paper an approach is offered to prediction of ground water flows through the face and sides of tunnels advanced through water bearing zones. Mathematical approaches, the results of computer studies, and data from experiments with physical models have been combined to describe the discharge into a tunnel in a number of commonly encountered cases. These include tunnel driving under a lake or a swamp, sudden tapping of a vertical fault zone or otherwise pervious region, and advance of a tunnel through uncharged wet ground. Curves and formulas have been prepared describing these results.

## Order of Contents

INTRODUCTION: Geological Environments in which ground water occurs; Construction hazards associated with ground water; Records of extreme inflows during tunnel driving; Sources of ground water; Methods of handling water; Groundwater in design.

EXPECTABLE INFLOWS: Characterization of permeability of a rock mass; Tunnel driving beneath a lake or swamp; Transient flow of water through the face of a tunnel tapping a water bearing zone; Penetration of a water bearing zone under constant head; Inflows through tunnel walls with declining water table; Advance of tunnel through water bearing zone with drawdown.

## CONCLUSIONS

*"Engineering Geology"*  
*Publications of the Association of Engineering Geologists*  
*Vol. 2 No. 1 Jan. 1965*

the footwalls of the faults, large flows of water under very high pressure were often freed instantaneously, carrying large quantities of broken rock, and clay gouge into the tunnel. For example, in penetrating the Goetz fault zone, a heavy surge of water carrying 3,000 cubic yards of sand poured through the ruptured diaphragm formed of fault gouge. (Thompson, 1954)

### Construction Hazards Associated With Groundwater

Unstable rock and groundwater are regarded by tunnel men as the two greatest hazards of underground work, and the two are often associated. The presence of water is itself undesirable. Contractors are mostly concerned with large water inflows. The hazard is very greatly increased if the tunnel slopes downwards toward the face. If there is gravity drainage the major hazard of drowning the face is removed but water remains a cause of discomfort and inefficiency. The presence of even small quantities of groundwater in dense rocks is an indication of open joints, often associated with a general looseness, and hence a tendency towards instability of the rock mass. Static and dynamic water forces may lead to heavy ground and a difficult face and may cause broken or granular formations to run. Water in clay rich rocks increases the tendency to creep and consequently can create squeezing ground; wet clays squeeze at shallow depth whereas dry clays do not.

### Records of Extreme Inflows During Tunnel Driving

Groundwater inflows into tunnels show every gradation from areas of seepage which cause the rock to be merely damp without visible free water, to drips, small flows and large-concentrated flows measurable in cubic feet per second.

Table I lists the 22 largest inflows which have been recorded at tunnel headings. The list is relatively complete up to 1950 and includes some of the larger flows since that time. However, some of the more recently completed tunnel, such as the Mont Blanc tunnel are not included.

As an aid in interpreting the significance of these figures, compare with the water flow classification of the California Department of Water Resources which is as follows:

- .2 - 1.1 cfs (100-500 gpm): low water flow
- 1.1 - 3.2 cfs (500-1500 gpm): moderate water flow
- >3.2 cfs (> 1500 gpm): heavy water flow

6 - 32.. lt/a.  
32 - 95 lt/a.  
> 95 lt/a.

1 cfs =

26.5 lt/a.

TABLE 1 - continued

Boyati Tunnel Greece (1928)	10.6	Fractured and cavernous limestone. Inflow in short duration	185'
Albula Tunnel (1900)	10.6	Shattered calcereous shale or slate (Kalkachiefer)	750'
Tanna Tunnel Japan (1922)	10.0		
Malgovart Tunnel France (1938)	8.9	Faults in carboniferous schists	1000'
Tecolote Tunnel California (1953)	7.8	Jointed siltstone and sandstone and intensely fractured siltstone. 87-112° F.	2000'
Boyati Tunnel Greece (1928)	7.1	Fractured and cavernous limestone.	185'

Table 2 lists some maximum and minimum outflows (as measured at the portal) of several tunnels to act as comparative figures to the more violent heading inflows listed in Table 1.

TABLE 2 - Total Recorded Outflows from Workings  
(Adapted from "Tunnelbaugeologie", Josef Stini, 1950)

Tunnel	Length (miles)	Outflow - ft <sup>3</sup> /sec.	
		Maximum	Minimum
Weissensteintunnel	2.4 <sup>3.2</sup>	14.1 <sup>299 1/5</sup>	2.1
Gotthardtunnel - north	9.2	1.8 <sup>(1) 1/2</sup>	0.7
Gotthardtunnel - south	9.2	12.3 <sup>350 1/2</sup>	8.1
Mont Cenis Tunnel	8.4 <sup>13.4</sup>	0.25 <sup>2 1/2</sup>	0.21
Bevenstunnel	1.8 <sup>2.9</sup>	2.5 <sup>7 1/5</sup>	(average)
Albulatunnel - north	3.6 <sup>5.2</sup>	8.7 <sup>2 1/2</sup>	(average)
Albulatunnel - south	3.6 <sup>5</sup>	2.7 <sup>2 1/2</sup>	(average)
Simplon Tunnel	12.2 <sup>19.5</sup>	35.3 <sup>1 1/2</sup>	(average)
Tavertunnel	5.3 <sup>8.5</sup>	2.1 <sup>1 1/2</sup>	1.4
San Jacinto Tunnel	13.0 <sup>20.8</sup>	89.0 <sup>1 1/2</sup>	
Kurobe Tunnel	2.8 <sup>7.5</sup>	23.4 <sup>2 1/2</sup>	
Carmen Smith Tunnel		53.3 <sup>15 2/3</sup>	



excessive water pressure will not build up. Drains are commonly in the form of holes drilled through the lining into permeable zones in the rock; it is necessary, during excavation to record where these zones are located, since they often dry up.

## II. EXPECTABLE INFLOWS

### Characterization of the Permeability of a Rock Mass

Accurate forecasts of water conditions to be expected in tunnel driving are very difficult to achieve; often the best basis for prediction is local experience in the light of geological mapping and the presence of faults, folds and springs. However, in certain cases, if the permeability of the rock mass can be characterized, it is possible to perform an analysis based on idealized assumptions. Rejection of data from an analysis based on idealizations is preferable, in our minds, to having no data at all.

Characterization of the permeability of homogeneous rocks, or of hydraulically equivalent homogeneous rocks in the case of fractured ground, can sometimes be accomplished by means of pump-in pressure tests in drill holes conducted at and near tunnel grade\*. Two widely used methods of conducting pressure tests--single packer and double packer methods-- are described in the U. S. Bureau of Reclamation Geology Report No. G-97, (Jan. 1951).

Figure 1 shows a single packer set up employed in the Snowy Mountains of Australia. Assuming steady flow in accordance with Darcy's law, that the ground is saturated, and that the rock is or can be regarded as a homogeneous, isotropic, porous medium, it is possible to derive the following approximate formula for the permeability, making use of an assumed value for the radius of influence of the drill hole.

$$k = 8q / (2\pi l \Delta p) \quad (1)$$

$\Delta p$  is the gage pressure, usually measured at the collar and corrected for the water table elevation and for friction losses in the pipe between the meter and the discharge point in the bottom of the hole; and  $q$  is the pumping rate into the hole. For 1 Lugeon unit, ie, a water loss of .062 gallons/minute/foot at a pressure of 145 psi, this formula gives a value of permeability of about  $1.6 \times 10^{-5}$  cm/sec.

A number of tunnelling situations have been investigated by the authors using mathematical techniques, model studies, and computer approaches. These situations include tunnel driving beneath a lake, swamp or river in pervious ground; penetration into a pervious fault zone of finite thickness with constant upper water level; and drainage of water into a tunnel, with complete drawdown.

### Tunnel Driving Beneath a Lake or Swamp

By the method of sources and sinks, an expression can be obtained for steady flow of water through the sides of a tunnel under a constant head, (Polubarinova-Kochina, 1962).

---

\* It is extremely important to use clear water in these tests as turbidity can clog the water conduits at the injection face.

The complex potential function corresponding to a source at  $Z = Z_0$  and a sink at  $Z = Z_1$ , is given by

$$\phi = \frac{Q}{2\pi} \left[ \ln (Z - Z_0) - \ln (Z - Z_1) \right]$$

Assume a sink at the midpoint of the tunnel with discharge  $Q$  per unit length of tunnel. A source at the image of the tunnel position will provide requisite upper boundary conditions. Referring to Figure 2, the sink has coordinates  $(0, +h)$  and the source therefore is at  $(0, -h)$ . For this problem therefore,

$$\phi = \frac{Q}{2\pi} \left[ \ln(Z + ih) - \ln(Z - ih) \right] + \text{constant}$$

the velocity potential, the real part of  $\phi$ , is therefore

$$\phi = \frac{Q}{2\pi} \ln \left| \frac{Z + ih}{Z - ih} \right| + \text{constant}$$

and since

$$\left| Z \right| = \sqrt{x^2 + y^2},$$

$$\phi = \frac{Q}{2\pi} \ln \left( \frac{\sqrt{x^2 + (y + h)^2}}{\sqrt{x^2 + (y - h)^2}} \right) + \text{constant}$$

At the top of the ground where  $y = 0$  and the head is the elevation of the water surface above the datum  $E_w$ , since  $\phi = -kE_w$ , the constant has the value:

$$\text{Constant} = -kE_w$$

At the tunnel periphery  $x = r$ , and  $y = h$ , the water pressure is zero and the head relative to the datum is  $E_t$ , the elevation of the tunnel. Substituting these values

$$\phi = -k E_t = \frac{Q}{2\pi} \ln \left( \frac{\sqrt{r^2 + 4h^2}}{\sqrt{r^2}} \right) - kE_w$$

Finally, since  $r$  is small relative to  $h$  and substituting  $h + H$  for  $(E_w - E_t)$

$$Q = \frac{2\pi k (h + H)}{2.3 \log \left( \frac{2h}{r} \right)} \quad (2)$$

where  $Q$  is the discharge per unit length,  $k$  is the permeability,  $h$  is the depth of the tunnel below ground,  $H$  is the water depth above ground, and  $r$  is the tunnel radius.

For example, a tunnel 10 feet in diameter, at a depth below ground of 80 feet with 20 feet of ponded water, in a material of permeability  $10^{-3}$  ft/min, would have a discharge of

$$\frac{2\pi \times 10^{-3} (100)}{2.3 \log \left( \frac{160}{5} \right)} = .18 \text{ cubic ft/min per foot of tunnel.}$$

Formula 2 was checked by means of model studies in a tank.

Transient Flow of Water Through the Face of a Tunnel

Of interest is the case where a tunnel face suddenly breaks through into a water bearing zone, such as a fault, resulting in transient heading flows. If the permeable zone has hydraulic connection with the water table above, the initial water pressures equal the depth of the tunnel below the water table; then as water drains into the tunnel, the pressures decline reaching an eventual steady state of seepage, if water is continuously supplied to the zone, or terminating completely if the water level is drawn down.

In the case where there is a constant upper water level, for example when a tunnel pierces a conductive fault communicating with a large surface or ground water lake, the diffusion equation can be used to study the face discharge and potential distribution, i.e.

$$\frac{\partial^2 P}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial z^2} = \frac{nc \gamma_w}{k} \frac{\partial P}{\partial t}$$

where n is the porosity, c is the compressibility of the system (rock + water),  $\gamma_w$  is the unit weight of water, and k is the permeability of water (units of velocity).

As the boundary conditions presented by a tunnel face present mathematical complications, a finite difference approximation of the diffusion equation has been solved for typical cases using an IBM 7090 computer program developed by Professor P. A. Witherspoon. Figure 3 shows the specification for one problem investigated in which at a depth of 105 feet, a 10 foot square tunnel just taps a vertical water-bearing fault extending 600 feet deep with a crushed zone 100 feet wide. The fault strikes across the tunnel and continues for 2000 feet on each side. The fault was divided into cubical finite elements. The crushed zone had a permeability of  $10^{-3}$  cm/sec, a porosity of .2, and a compressibility of  $6 \times 10^{-6}$  psi<sup>-1</sup>.

The initial conditions are as follows. Before tunnel driving, the head at any point in the water bearing zone is 600 feet relative to a datum at the base of the zone. Immediately as the tunnel taps the fault, the pressure in the tunnel face falls to zero and the head at any region of the face falls to its elevation above the datum.

The variation of head with distance behind the face is shown for 3 different times for the lower corner nodes in figure 4. The slope of these curves at  $x = 0$  gives the entrance gradient  $\frac{\partial h}{\partial x}$ , and consequently, by Darcy's law, the discharge  $q_x = -k \frac{\partial h}{\partial x} A$ . By knowing A for each node and the value of k, and calculating  $\frac{\partial h}{\partial x}$  for each node at different times, the variation of discharge with time in each node can be determined. The total face discharge can be obtained by summation as illustrated in figure 5. For the parameters assumed in this hypothetical case, there is an immediate inrush of 0.2 cubic feet per second as the face is tapped; the flow diminishes with time achieving a steady state at about 1/3 of this value in 16 minutes. The lower the permeability, the longer would it take to achieve steady state. The variation of discharge

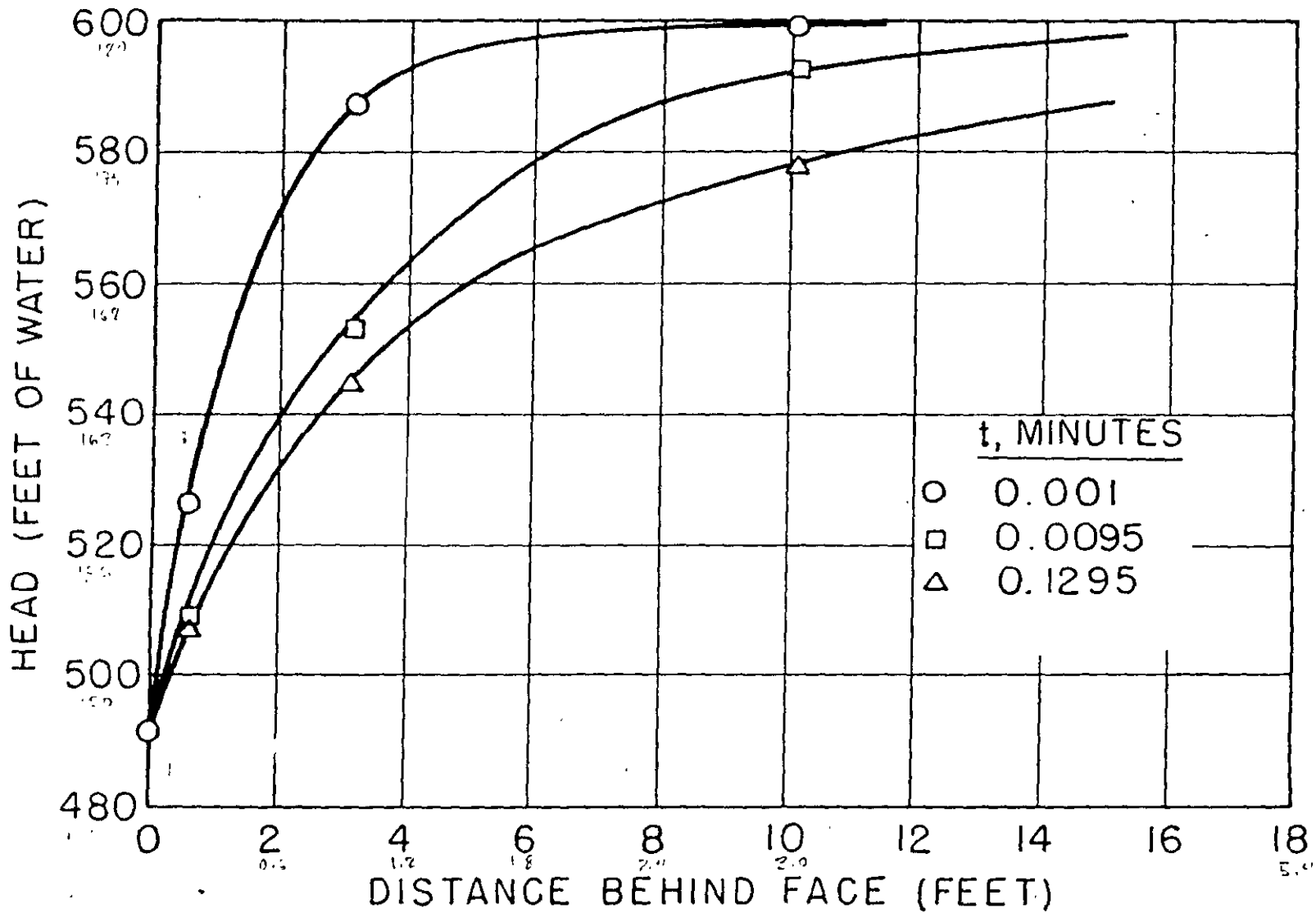


FIGURE 4

VARIATION OF HEAD WITH DISTANCE FROM FACE FOR LOWER CORNER NODES AT 3 TIMES AFTER TUNNEL TAPS A WATER BEARING ZONE

velocity in the face is depicted in figure 5b for the immediate inrush as the fault zone is tapped, and for the steady state. Note that a concentration of flow occurs at the edges and the extreme flow rate is in the lower corners.

In order to generalize the solution, a number of problems with different parameters were analyzed; as described in table 3. The results were plotted as a family of curves of dimensionless pressure,  $P_D$ , versus distance behind the face  $x$ , for different values of the product  $kt$ .

Dimensionless pressure is defined as

$$P_D = (H - H_0) / (H_1 - H_0)$$

where  $x$  = distance behind tunnel face;  $H$  = head at any time  $t$ ;  $H_1$  = terminal head at  $x = 0$  (elevation above impervious zone);  $H_0$  = the initial head in the crushed zone;  $t$  = time; and  $k$  = permeability in velocity units.

TABLE 3

Description of Problems of Transient Face Discharge  
In Tunnel Studied with Computer Program

Problem	Fault Zone Thickness (feet)	Tunnel Size* (feet)	Permeability of Fault Zone Material	Porosity of Fault Zone Material	Vertical Distance to Impermeable Layer From Surface (feet)	Depth to Top of Tunnel (feet)
1	100'	10x10 <sup>3</sup>	10 <sup>-3</sup> cm/sec	0.20	600	100
2	100	5x5	10 <sup>-5</sup> cm/sec	0.20	600	100
3	50	10x10	10 <sup>-5</sup> cm/sec	0.20	600	100
4	100	10x10	10 <sup>-3</sup> cm/sec	0.20	110	100
5	40	10x10	10 <sup>-3</sup> cm/sec	0.20	600	100

\* Tunnels have square cross section.

It was found that when plotted in this way, a simple family of curves, figure 6, described the results of problems with markedly different parameters. Using figure 6, for a given specification of tunnel depth, and fault zone permeability and properties, a family of graphs of  $h$  versus  $x$  may be plotted for different times; then the entrance gradients  $\frac{\partial h}{\partial x}$  can be determined, and the variation of flow with time forecast.

Figure 6 also specifies the lower limiting grout pressures that may be used to halt the flow at any distance inside the face and at any time.

Pressure decline readings from piezometers in the face can be compared with data from Figure 6 to extrapolate flow conditions, and to gain data about the properties of the water bearing zone.

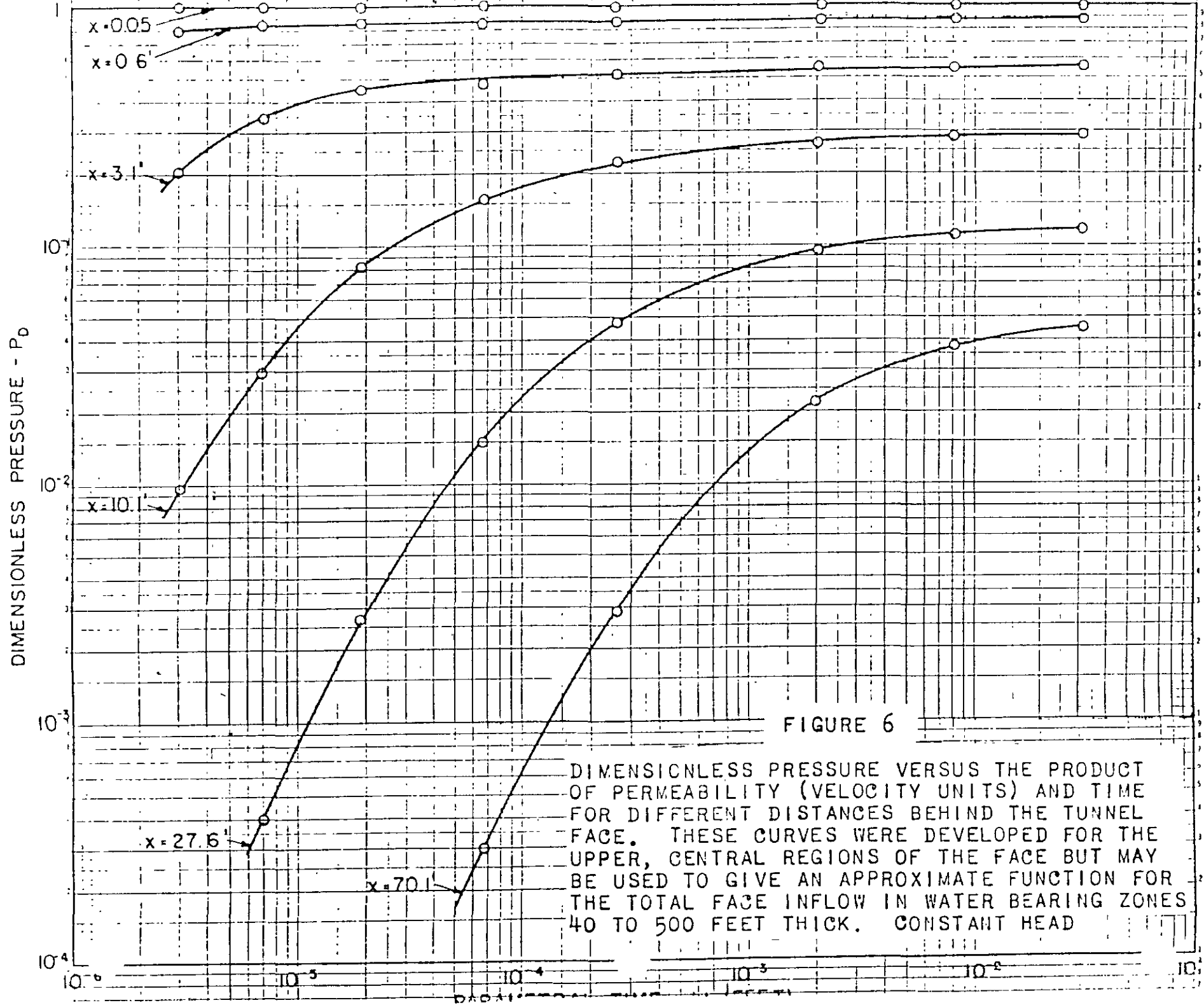


FIGURE 6

DIMENSIONLESS PRESSURE VERSUS THE PRODUCT OF PERMEABILITY (VELOCITY UNITS) AND TIME FOR DIFFERENT DISTANCES BEHIND THE TUNNEL FACE. THESE CURVES WERE DEVELOPED FOR THE UPPER, CENTRAL REGIONS OF THE FACE BUT MAY BE USED TO GIVE AN APPROXIMATE FUNCTION FOR THE TOTAL FACE INFLOW IN WATER BEARING ZONES 40 TO 500 FEET THICK. CONSTANT HEAD

Penetration of a Water Bearing Zone - Constant Head Conditions

The above discussion is limited to the case of zero penetration of the water bearing zone with all flow through the tunnel face. The case of a tunnel which penetrates a portion of the water bearing zone could not be readily solved with this computer approach so experiments with a physical model were performed (figure 7a).

The model consists of a watertight rectangular lucite box with inside dimensions 18" x 12" x 10" and a removable lid which can be screwed on to make the box completely water and air tight. Holes through the sides permit a pipe to be drawn horizontally through sand filling the box. For experiments simulating inflows through the tunnel walls, the tunnel was represented by a 24 inch long brass tube 1 - 5/8 inches in diameter and perforated over half its length. At the start of a test the perforations lay entirely outside of the tank; a tunnel was "driven" by forcing the pipe through the holes, drawing an increasing length of perforations into the sand. Experiments with face discharge were performed simply by passing through the side of the tank an open end tube of required diameter a desired distance into the sand.

Figure 8 shows the variation of steady face inflow in a tunnel driven various distances into a water bearing zone. It can be seen that the discharge through the face of a tunnel in a pervious zone under a constant head of water is markedly influenced by its distance from impervious boundaries. When just entering at one boundary, the discharge is only about 40% of its value in the central part of the zone.

Unless a tunnel were advanced more quickly than the time required to achieve steady state face discharge, transient inflows significantly larger than the steady flow would not be experienced as the tunnel is advanced through the water bearing zone.

The computer studies suggested that the face discharge in a tunnel just tapping a water bearing zone is proportional to the area of the face. On the other hand, experiments showed that the discharge through the face of a tunnel partially penetrating a pervious zone under a constant head of water is directly proportional to the tunnel diameter. In a tunnel partially penetrating a pervious zone, the rate of increase with tunnel diameter of discharge through the walls is not constant; as the tunnel is enlarged, the inflow increases at an ever slower rate, as can be seen by differentiation of equation 2 with respect to  $r$ .

If the face is plugged and the walls admit water, the steady state inflow into a tunnel completely penetrating a water bearing zone under conditions of constant head is given by equation 2. At the other extreme when the tunnel face just meets the water zone, there is no discharge through the walls. The way in which the total inflow through the walls varies between these extremes, as the tunnel is advanced through the water bearing zone is shown in figure 9, curve A. Correspondingly, the discharge per foot through the tunnel periphery as the tunnel occupies an increasingly greater proportion of the width of the water bearing zone is shown in figure 9 curve B.

Flow lines of steady state discharge into the sides of a model tunnel completely penetrating a water bearing zone under constant head are shown in figure 7b.

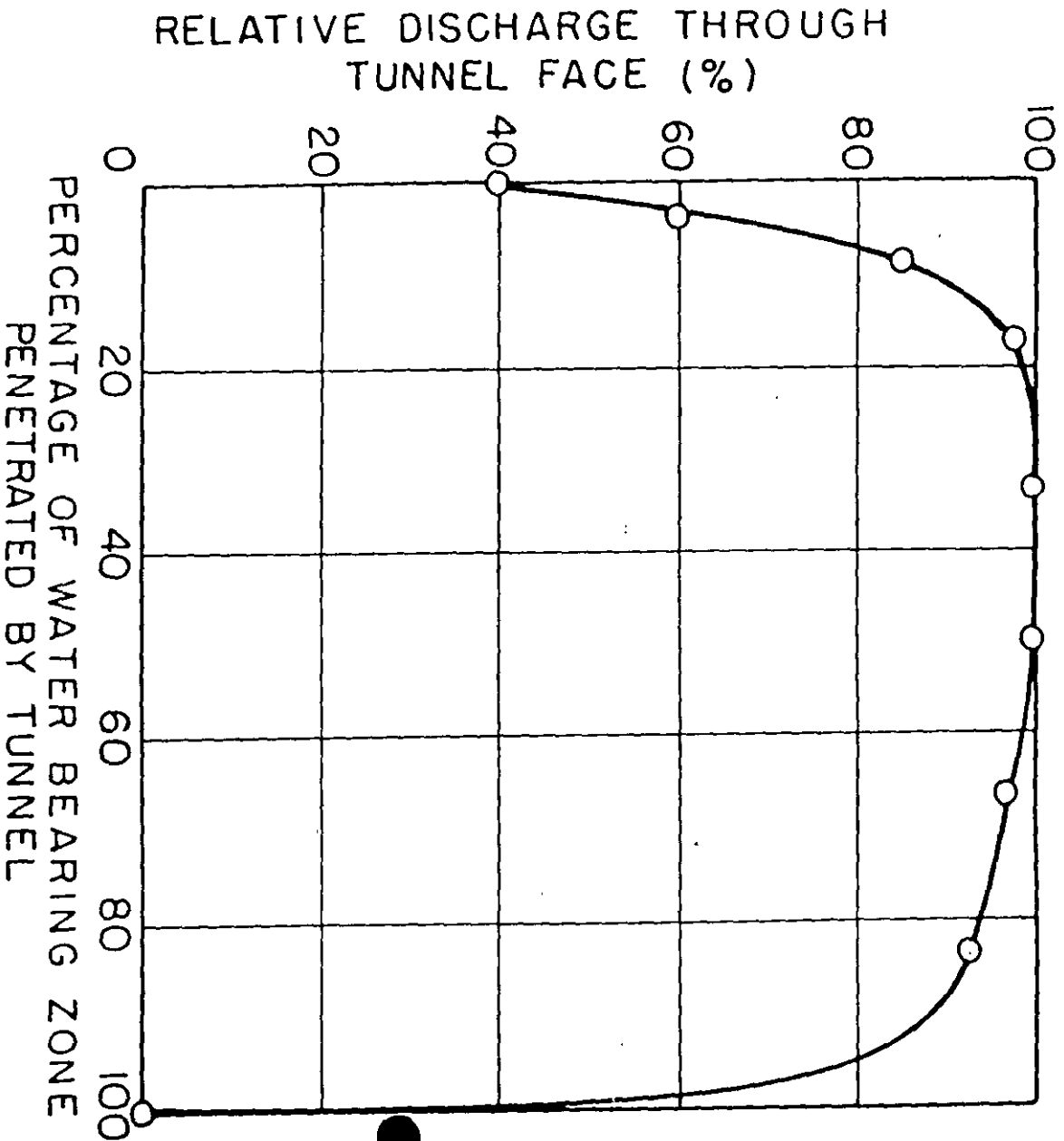


FIGURE 8

RELATIVE FACE INFLOW AS TUNNEL  
IS ADVANCED THROUGH A WATER  
BEARING ZONE UNDER A CONSTANT  
HEAD.



Inflows Through Tunnel Walls With Declining Water Table

The commonly encountered situation in which a tunnel drains a water bearing zone presents extreme mathematical difficulties, as it is a 3 dimensional transient, moving free boundary problem with a dynamic forcing function, the advancing tunnel face. The rate of advance is very important; the slower the tunnel work is prosecuted, the better drained is the ground penetrated by the advancing tunnel. Figure 10, showing experimental data for water inflows with time in two model tunnels, one driven quickly and one driven slowly, illustrates this point.

One approach to this problem would be to treat it as a sequence of steady states, using the results presented earlier with a rule for unwatering the uppermost rock units that generates an assumed shape for the drawdown surface at any time.

A second approach, and the one presented here, is to improve a simple formula known to be inadequate by the use of empirical coefficients whose values are determined in model studies.

Considerable work on drainage by systems of shallow pipes has been performed by agronomists (Luthin, 1957). However, a satisfactory analogy with the tunnel problem has not been found in the agronomy literature.

Casagrande and Shannon (1952), developed an approach to the design of airfield base course drains that can be imitated here. First a 2 dimensional problem will be considered (figure 11).

It is assumed that the line of drawdown is a parabola fixed at the center of the tunnel. The Du Puit horizontal flow assumptions will be used, ie that the hydraulic gradient is constant along any vertical plane and equal to the tangent of the slope of the drawdown line directly above. This leads to the well known expression

$$q = \frac{kH^2}{2x}$$

where q is the discharge per lineal foot of tunnel, H is the distance to the original water table from the tunnel, and k is the permeability (velocity units).

To provide flexibility, the coefficient C will be introduced so that

$$q = \frac{kH^2}{cx}$$

The total quantity of water discharged into the tunnel at time t is

$$Q = qt = \frac{kH^2 t}{cx}$$

in time dt, an additional quantity dQ is discharged which, by differentiation of the above is

$$dQ = \frac{kH^2}{cx} dt \tag{a}$$

Since the drawdown shape has been assumed parabolic, the total amount of water drained at time t is

$$Q = 1/3 \times h_e H \tag{b}$$

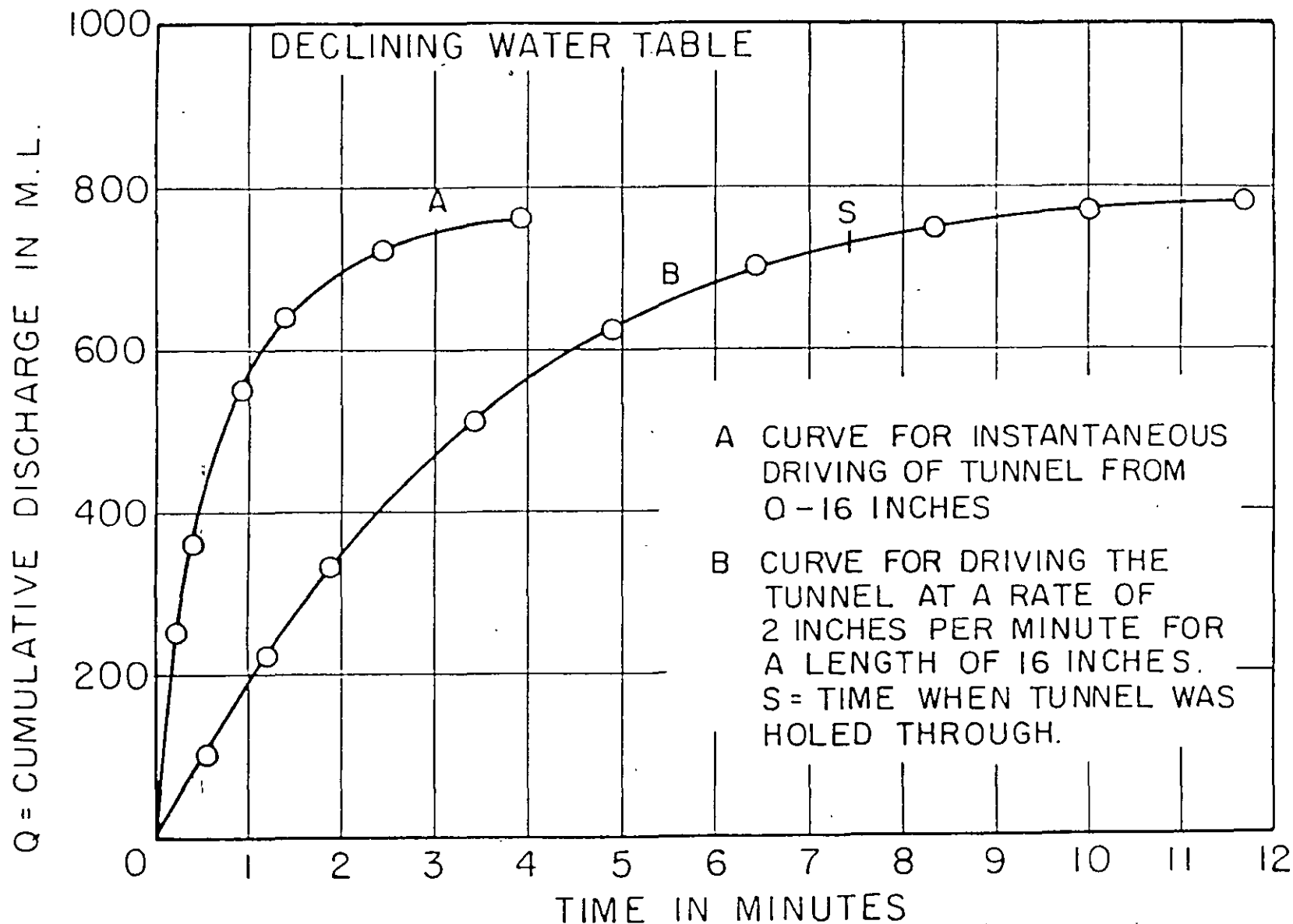


FIGURE 10 - EXPERIMENTAL CURVE SHOWING THE EFFECT OF RATE OF TUNNEL DRIVING ON DISCHARGE OF WATER THROUGH THE WALLS AS A FUNCTION OF TIME.

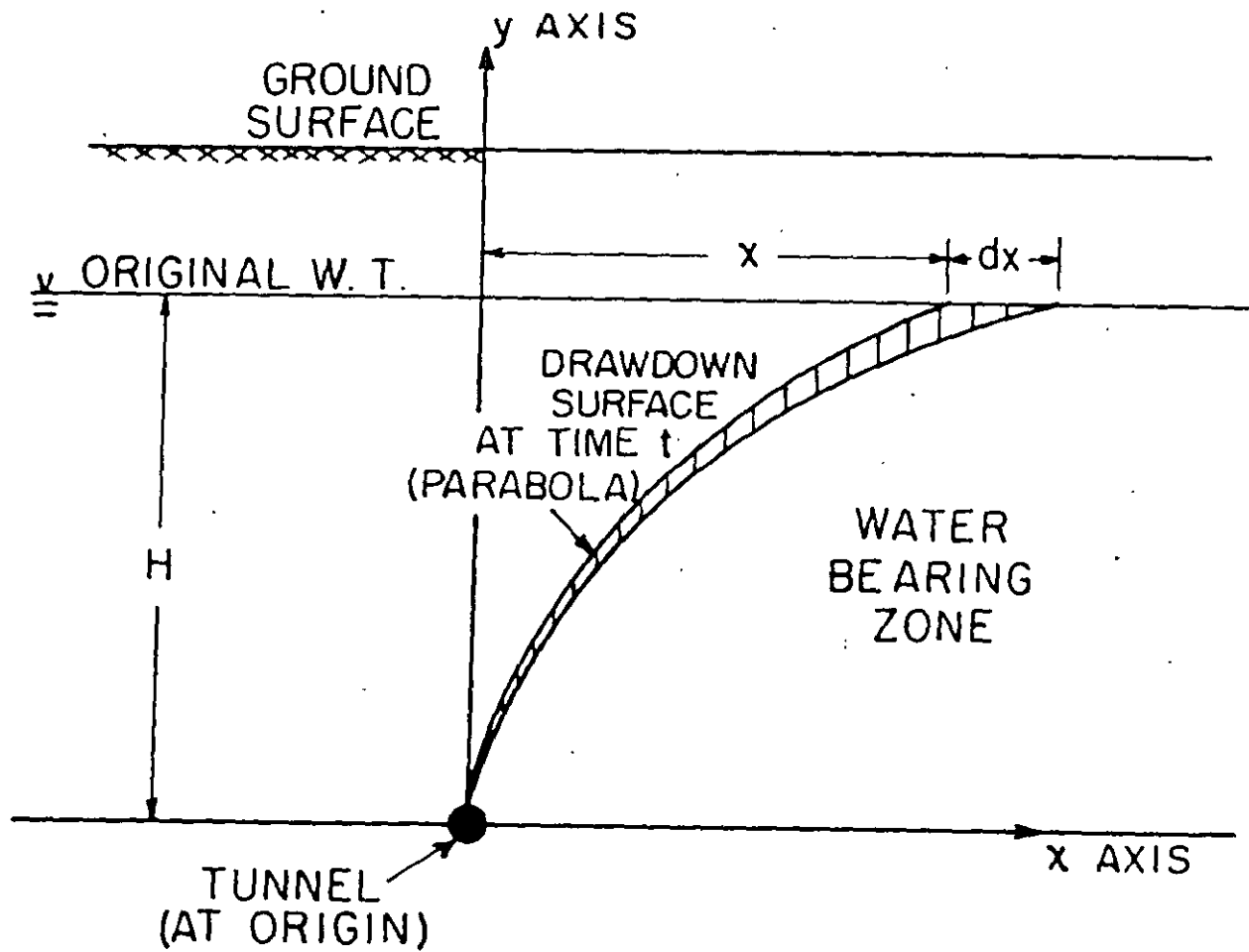


FIGURE II. ASSUMED CONDITIONS IN WATER BEARING ZONE DRAWN DOWN BY TUNNEL.

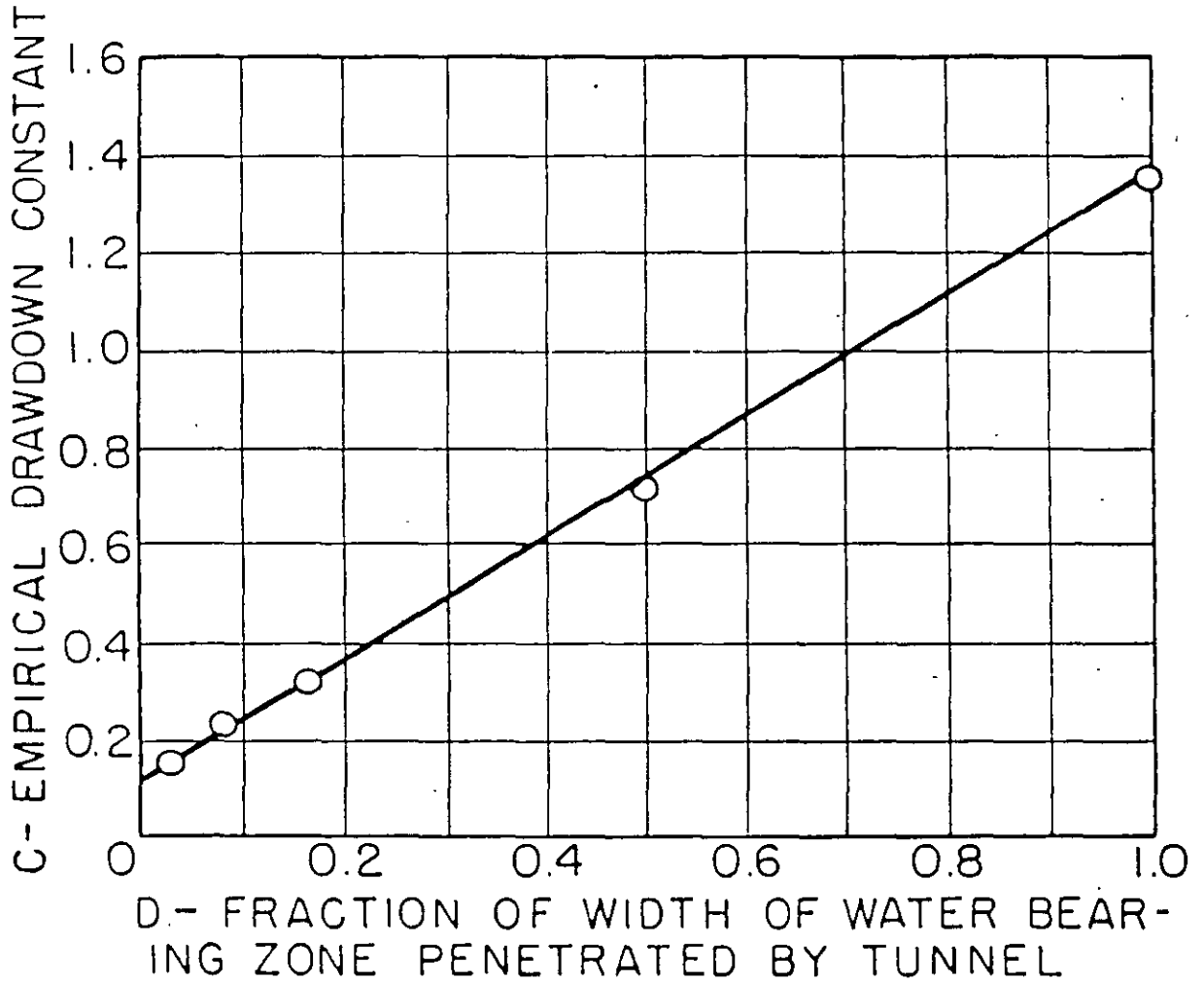


FIGURE 12. VALUES OF C GIVING BEST AGREEMENT BETWEEN FORMULA 3 AND EXPERIMENTAL DATA FOR INFLOW THROUGH TUNNEL WALLS UNDER DRAWDOWN CONDITIONS IN TUNNELS OF DIFFERENT LENGTHS.

where  $n_e$  is the specific yield, ie the volume of drainable voids divided by the total volume; values of  $n_e$  for representative materials are given by Todd (1959) as follows: gravel 0.25; medium course sand 0.20; fine sand 0.10; clay gravel mixture 0.05; clays 0.03.

Differentiating equation (b) and equating with (a) gives:

$$1/3 H n_e dx = k H^2 dt / (c x) \quad (c)$$

this can be separated and integrated directly leading to the following formula for x, where x = 0 when t = 0:

$$x = \sqrt{6k H t / (c n_e)} \quad (d)$$

Substituting (d) into (b) yields the following formula for the cumulative discharge per unit length through both walls of a tunnel completely penetrating an infinitely wide uncharged aquifer:

$$Q = 2 \sqrt{2k H^2 n_e t / (3c)} \quad (3)$$

If because of a fault or some other lateral boundary the permeable zone is limited to length L either side of the tunnel, substitution of L for x in (d) yields the limiting time of applicability of formula (3) as

$$t = c n_e L^2 / (6k H)$$

In the model, previously described, water was allowed to flow into the tunnel through its sides under declining head conditions for various face positions and curves of Q versus t were obtained for short times (before drawdown reached the sides of the box). These curves were compared with equation 3. A value of C = 1.36, (instead of 2) was found to give agreement between equation 3 and the data for full penetration. For partial penetration of the pervious zone, equation (3) is obviously invalid. However by calculating the C values giving best agreement between this expression and the test data, it was found that a linear relationship exists as follows (figure 12):

$$C = 1.2 + 1.24 D \quad (4)$$

where D is the fraction of the width of the water bearing zone penetrated by the tunnel. This relationship, of course, may not hold at a different scale.

#### Advance of Tunnel Through Water Bearing Zone With Drawdown

Equations 3 and 4 may be used to estimate the variation of flow with time as a tunnel is advanced through a water bearing zone drawing down the water levels. The procedure involved the following assumptions.

It is assumed that the tunnel is advanced through a pervious zone bounded by impervious material on both sides and of infinite extent in a direction perpendicular to the tunnel line. The pervious material is approximated as homogeneous and isotropic. The original water table is horizontal and the groundwater supply is not recharged. All water inflows are through the walls, none through the face.

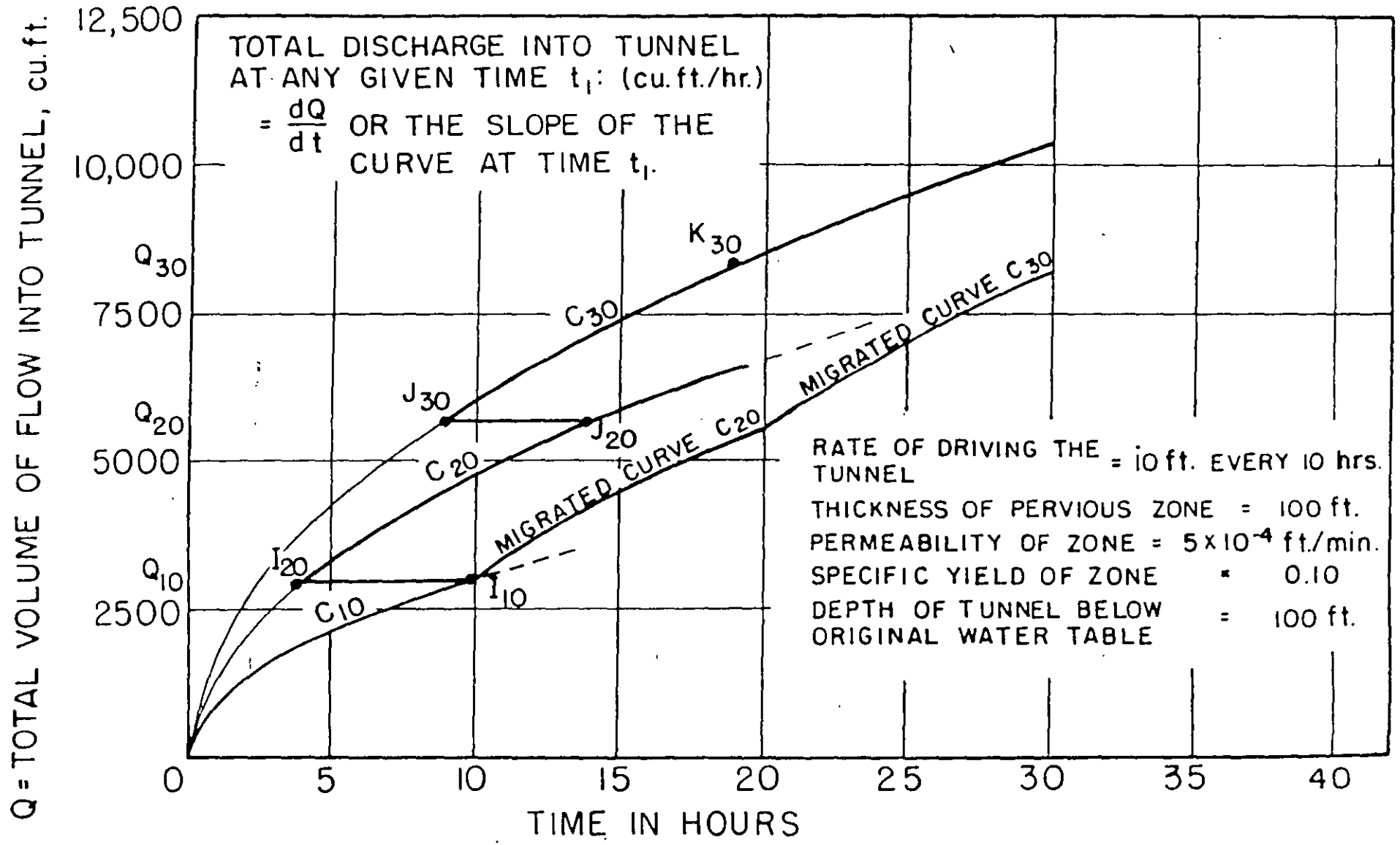


FIGURE 13. CALCULATED CURVE FOR ACCUMULATED VOLUME OF FLOW INTO A TUNNEL vs. TIME.

REFERENCES

- Andrae, C., 1948, Les Grand Souterrains Transalpins, 200 p. (Zurich: S.A. Lecman Freres/ et Cie) (abstract, USGS Circ. 75, 1950).
- Casagrande, A., and Shannon, W., 1952, Base Course Drainage for Airport Pavements, Trans. ASCE, Vol. 117.
- Crocker, E. R., 1955, Hottest, Wettest Tunnel Holed Through, Civil Eng., v. 25: 142-146.
- Haga, K., 1961, The Fractured Zone of the Kurobe Transportation Tunnel, Geologie und Bauwesen, Vol. 26, no. 2, Feb: 60-78.
- Henderson, L. H., 1939, Detailed Geological Mapping and Fault Studies of the San Jacinto Tunnel Line and Vicinity, Jour. Geol., Vol. 47: 314-324.
- Judd, W. R., 1954, Foundation Problems of the Eklutna Project, ASCE Proc., Vol. 80, rep. 444, 22 p.
- Keays, R. R., 1931, Inflows Block Construction of Aqueduct Tunnel for Athens, Greece, Eng. News-Record, Vol. 106: 978.
- Krynine, D. P., and Judd, W. R., 1957, Principles of Engineering Geology and Geotechnics, McGraw-Hill Book Co., New York.
- Legget, R. F., 1962, Geology and Engineering, McGraw-Hill Book Co., Toronto.
- Luthin, James N., ed., 1957, Drainage of Agricultural Lands, Amer. Soc. of Agronomy.
- Pelletier, Jean, 1953, The Construction of Tignes Dam and Malgovert Tunnel, Proc. Inst. of Civil Eng., Vol. 2, pt. III, p. 480-521.
- Polubarinova-Kochina, P. Ya., 1962, Theory of Groundwater Movement, Princeton Univ. Press, Translated by J. Roger De Wiest.
- Stini, Josef, 1950, Tunnelbaugeologie, Springer-Verlag, Wien.
- Thompson, T. F., 1954, The San Jacinto Tunnel, on the Colorado River Aqueduct of the Metropolitan Water District of Southern California, in Engineering Geology Field Packet, G.S.A., Los Angeles, Nov. 1954.
- Todd, D. K., 1959, Ground Water Hydrology, Wiley.
- Trefzger, R. F., 1954, Tecolote Tunnel - Geology and Construction, in Eng. Geol. Field Packet, G.S.A. Los Angeles, Nov. 1954.
- U. S. Bureau of Reclamation, 1959, Technical Record of Design and Construction of Tecolote Tunnel, U. S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, Sept. 1959.
- Yakota, Jun, 1963, Experimental Studies on the Design of Grouting Curtain and Drainage for the Kurobe No. 4 Dam, Rock Mechanics and Engineering Geology, Vol. 1, no. 2, pp 104-119.

# GEOLOGIA DE PRESAS



# TEMARIO

I.- Tipo de Presas

II.- Topografía de la Boquilla

III.- Problemas Geológicos de la Cimentación

Baja resistencia al esfuerzo cortante

Flujo de agua y permeabilidad

Deformabilidad

IV.- Problemas Geológicos en el Vaso de Almacenamiento

V.- Sismicidad Inducida

VI.- Investigaciones Geológicas

Antes de la construcción

Durante la construcción

# TIPO DE PRESAS

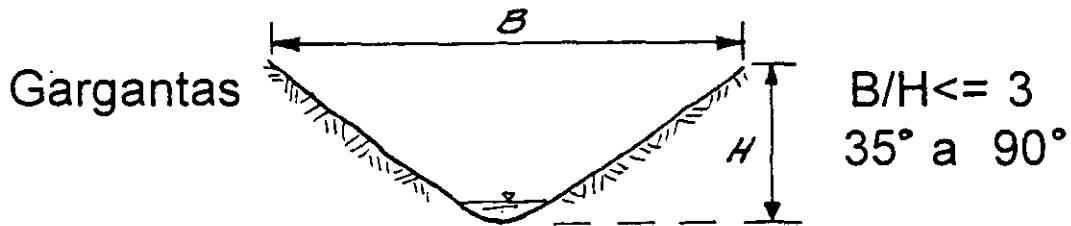
## a) deformables

- homogéneas
- materiales graduados
- tierra y enrocamiento
- enrocamiento
  - con núcleo de concreto
  - con cara de concreto

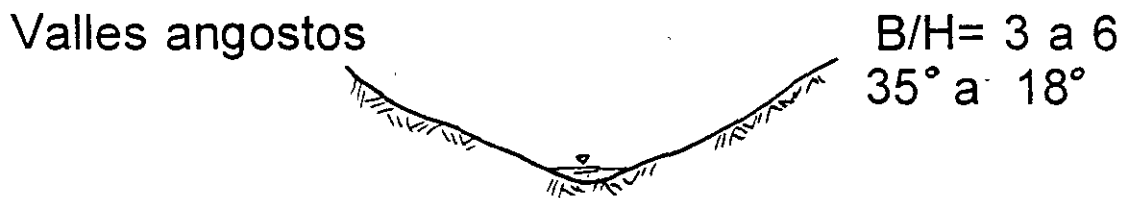
## b) no deformables

- arco
- gravedad
- contrafuertes
- mixta

# TOPOGRAFIA DE LA BOQUILLA



- Chicoasén* : 2.2
- Caracol* : 2.7
- Zimapán* : 0.4
- Angostura* : 2.0

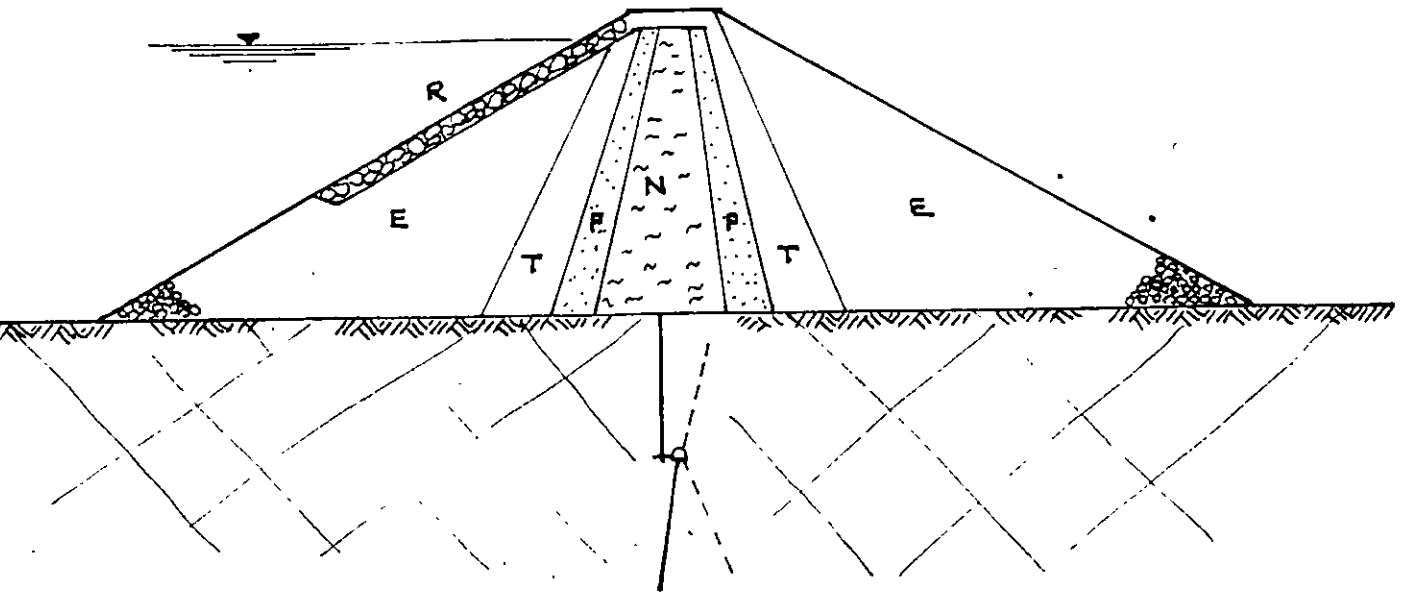


- Aguamilpa* : 3.6
- Malpaso* : 3.4



- Peñitas* : 10.6
- Uillita* : 7.0
- Temascal* : 10.9

PROBLEMAS DE LAS ROCAS  
ASOCIADAS A LA CIMENTACIÓN DE  
PRESAS



## Presas de materiales graduados

- erosión núcleo-roca
- tubificación
- deformabilidad
- permeabilidad de la roca de cimentación

## SISMICIDAD INDUCIDA POR EL LLENADO DEL VASO DE ALMACENAMIENTO

### Interpretación de las causas de los sismos

- Reajustes de subestratos bajo el embalse durante el llenado.
- Reactivación de fallas existentes en el área.
- Modificación del estado de esfuerzos por enfriamiento de rocas ígneas (esfuerzos térmicos).
- Incremento de la presión de poro.

Until recently it was thought that only small earthquakes could be associated with artificial lakes. These earthquakes were explained as due to the sagging of the reservoir basement caused by the load of the water and consequent crustal adjustments. Until the early sixties, although an increase in seismicity was noticed at a number of artificial lakes, it did not cause much anxiety in the absence of any damaging earthquakes — the largest earthquakes were of the order of magnitude 5, which occurred at Lake Mead, formed by the Hoover Dam on the Colorado River in the United States of America. During the 1960s, damaging earthquakes occurred near large reservoirs, at Kariba in the Zambia—Rhodesia border region, at Kremasta in Greece and at Koyna in India. These earthquakes of magnitude  $\geq 6$  claimed many human lives and caused much damage locally, drawing worldwide attention. On request from the local governments, UNESCO sent study missions to investigate the earthquakes at Koyna and at Mangla in Pakistan. Realizing the great socio-economic importance of the phenomenon, UNESCO formed a Working Group on "Seismic Phenomena Associated with Large Reservoirs" in 1970. A number of symposia have been organized and some are being planned on this subject by international organizations.

During the first meeting of the UNESCO Working Group in December 1970, reference was made to 30 large reservoirs. In approximately half of these, impounding had been accompanied and followed by seismic activity. In these cases the frequency and intensity of earthquakes were higher than normal for the region, and their foci appeared to be located in the immediate vicinity of the reservoirs. Instances of reservoir-associated seismicity are now well documented (Rothé, 1968, 1969, 1970; National Academy of Sciences, U.S.A., 1972; Gupta et al., 1972a, 1973). Many more such examples are now being discovered.

The cause of these earthquakes has been given by several workers. Westergaard and Adkins (1934) advanced the hypothesis that sagging of the reservoir basin due to water loading and the consequent readjustments of the underlying substratum are responsible for the geotectonic activity in the reservoir area. Carder (1945) for the first time pointed out that the water load of Lake Mead in the United States has reactivated the pre-existing faults in the area. Depression of the reservoir areas has been noticed at many places. The calculated depression agrees with that observed, as for example in the case of Kariba (Gough and Gough, 1970a). Gough and Gough (1970b) have attributed that the added stresses due to reservoir loading triggers the

critically stressed pre-existing faults. Hubbert and Rubey (1959) have drawn attention to the part played by fluid pressure in overthrust faulting. In the last few years, the importance of the increase of pore pressure following reservoir impoundment has been highlighted.

Earthquakes are caused by shear fracturing of rocks. The shear strength of rocks is related to the ratio of the shear stress along the fault to the normal effective stress across the fault plane. The normal effective stress is equal to the normal stress minus the pore pressure. When the pore pressure increases, the shear stress does not alter, but the effective stress decreases by the same amount. Therefore, the ratio of shear to normal stress increases. If rocks are under an initial shear stress, as is generally true, an increase in fluid pressure can trigger shear failure and cause earthquakes. This theory of effective stress has been tested experimentally and demonstrated in the case of fluid injection under pressure into deep wells at Denver (Evans, 1966) and Rangely (Raleigh, 1972) in Colorado, and at Dale (Sykes et al., 1973) in New York. The pore fluids play an important role in the dilatancy phenomenon of rocks, which satisfactorily explains the physical processes taking place prior to most crustal earthquakes (Scholz et al., 1973).

Since the stresses caused by impounded water are small in comparison with the stresses released in the earthquakes, it must be assumed that the rock masses in question were close to failure before the reservoirs were filled. The added stresses due to the water load seldom exceed 10 bars. For Lake Kariba, which is the largest impounded lake in the world (volume of water  $175,000 \times 10^6 \text{ m}^3$ ), the maximum vertical normal stress added by the water load has been calculated to be 6.68 bars and the maximum added shear stress has been found to be 2.12 bars. The increase in pore pressures caused by artificial lakes could be a few tens of bars. Handin and Nelson (1973) have estimated an increase in pore pressure of at least 15 bars consequent to the filling of Lake Powell (volume  $120,000 \times 10^6 \text{ m}^3$ ) in the United States. These stresses are very small compared to the strength of the crystalline rocks, which may be of the order of 1,000 bars but they may be sufficient to cause failure of critically stressed faults. In the Rangely oil field of Colorado, the in-situ measurements of stresses by hydraulic fracturing have been made by Haimson (1972). The three principal stresses obtained were 590 bars (horizontal), 427 bars (vertical, assuming the lithostatic pressure to be 0.23 bar/m depth) and 314 bars (horizontal). From these stresses the normal and shear stress across the known fault along which the earthquakes occurred were calculated by Raleigh et al. (1972) to be 347 bars and 77 bars, respectively. With the help of laboratory measurements on the strength of the rocks in question they estimated that a pore pressure of 257 bars is required for slip to take place. This is very close to the bottom-hole-pressure of 275 bars, observed in experimental wells when the earthquakes were more frequent. The seismicity ceased after the pressure in these wells dropped by 35 bars. These experiments demonstrated that seismogenic slip on a metastable



fault can be triggered by increasing the pore pressure by only a few tens of bars.

In the case of the Rangely earthquakes, it has been possible to estimate the fluid pressure throughout the earthquake zone, since the bottom-hole pressures were known in a number of wells. At the reservoir sites, it has not been possible to make similar estimates. Moreover, the in-situ stresses and the orientation and strength of the existing faults are also not generally known.

Analytical tools are being developed for the calculation of the interdependent parameters, permeability and stress, for an assumed fracture geometry in a rock mass (Morgenstern and Guther, 1972; Noorished et al., 1972; Rodatz and Wittke, 1972). Assuming a fracture geometry in the Rangely oil field, Dieterich et al. (1972) have tried to predict future earthquakes if fluid injection is resumed.

At present most of the researchers seem to accept Hubbert and Rubey's theory of rock failure in which an increase in pore pressure decreases the strength of the rocks. Other factors which may substantially affect the stress field include thermal stresses due to cool water entering warm rock, and the effect of pressure gradients. Research is in progress to evaluate these effects.

Goguel (1973) has argued that the loading effect of a reservoir, if significant, should tend to decrease any differential stresses at depth caused by the lithostatic pressure of the adjacent mountain masses, and as such the effect of a reservoir should be one of increasing the stability of the region. Snow (1972) has theoretically shown that in a thrust-fault environment, the filling of a reservoir drives the Mohr circle away from the failure envelope, thereby introducing stability. But so far no definite evidence in this regard is available. Mickey (1973a) reported decreases in seismicity following reservoir loading for a distance range of 0–40 km from the two dams on the Colorado River, the Glen Canyon Dam in Arizona and the Flaming Gorge Dam in Utah, which are respectively about 300 and 800 km upstream of the Hoover Dam. But Mickey mentions that the majority of the epicenters lie at distances of 200–350 km from the reservoirs within a tectonic zone containing major NNE-trending faults. Since the impoundment of the reservoirs is unlikely to affect the seismic status at such remote distances, natural forces must be responsible for the changes, if any.

The level of seismicity induced by the reservoirs seems to be affected by several factors. The relevance of each of these factors will vary from case to case. Associated seismic activity is particularly clear when the water in the reservoir is deeper than 100 m (Rothé, 1970). The height of the water, and thus the local level of stress, seems to be more important than the total volume of the reservoir in some cases. The rate of increase of water level and the duration for which high levels are retained also seem to affect induced seismicity (Gupta et al., 1972a). Seismicity has also been found to increase following a rapid emptying at the Pieve di Cadore Dam in Italy (Caloi,

1970). Here alternating rises and decreases of the water level correlated with a distinct increase in seismicity.

The reservoir-associated earthquakes are found to show certain common characteristics which differentiate them from normal earthquakes of the regions concerned. These features also indicate a change in mechanical properties of the adjacent rock masses after reservoir impoundment.

However, in most of the reservoirs, including some very large ones, no seismic activity has been observed. It is believed, therefore, that special geological and hydrological conditions are required for the triggering of earthquakes of engineering importance. Geological studies of the seismic-reservoir sites indicate the presence of competent strata which to some extent become less competent and heterogeneous in the presence of water. In many areas hydraulic continuity to deeper layers has been inferred from the presence of permeable rocks and fissures. Faults, which might have been reactivated, have also been observed in several areas. It has been inferred that the impounding of reservoirs has induced earthquakes in areas which were critically stressed. To have a better understanding of the seismic activity following the impounding of reservoirs, it is particularly important to examine why a majority of the large reservoirs have remained aseismic.

## SEISMIC RESERVOIR SITES: THEIR GEOLOGY AND SEISMICITY

More than 20 examples in several countries are now known where earthquakes have been initiated or intensified following the impounding of large artificial reservoirs (Rothé, 1968, 1969, 1970; Gupta et al., 1972a, National Academy of Sciences, U.S.A., 1972). Association of earthquakes with an artificial reservoir was pointed out first by Carder (1945) for Lake Mead in the United States. The phenomenon of reservoir-associated earthquakes drew worldwide attention of the scientific community after the occurrence of damaging earthquakes of magnitude 6 or more (Richter scale) at Kariba in the Zambia—Rhodesia border region, at Kremasta in Greece, and at Koyna in India. Fluid injection in a deep disposal well at Denver, Colorado, demonstrated that earthquakes can be triggered by increased fluid pressure in the substratum. This phenomenon was later confirmed by the experiments of fluid injection and withdrawal at the Rangely oil field in the United States.

In the case of Lake Mead, a previously aseismic area, thousands of local earthquakes have been recorded very close to the reservoir since its impounding in 1935. The activity continued to increase with a maximum in 1939 which included an earthquake of magnitude 5. In some cases, such as at Kremasta, the increase in the frequency of the earth tremors near the reservoir immediately after the impounding has been spectacular. The Kariba area is generally considered aseismic, with the exception of a suspected active fault along which at least one shock was felt on July 15, 1956. A burst of earth tremors occurred in the Kariba region following the impounding of the world's largest artificial lake. In the case of Koyna, where only a few earthquakes have been reported in the historical past from the nearby regions, filling of the reservoir was followed by spectacular local seismicity.

The phenomenon of induced seismicity due to reservoir impounding has been clearly demonstrated by the examples of the Hendrik Verwoerd reservoir in South Africa (Green, 1974) and the Talbingo reservoir in Australia (Muirhead et al., 1973). In these aseismic locations, seismograph networks were established well before reservoir impounding to monitor any change in seismic activity after impounding. Earthquakes indeed started immediately after the impounding began. In addition to the above-mentioned examples, the seismic effects of reservoir impounding have been also very well documented in the cases of Monteynard and Grandval in France, Nourek in the U.S.S.R., Oued Fodda in Algeria, Vajont and Pieve di Cadore in Italy, Marathon in Greece, Canalles and Camarillas in Spain, and other cases. However, at some other places, such as Mangla in Pakistan and Lake Benmore in New

Zealand, reported increases in local earthquakes cannot be established without doubt; the increase may be partly due to the improvement in the detection capabilities of recording networks (Adams and Ahmed, 1969; Adams, 1974). It is also likely that in some other cases the increase in seismic activity may not really be as spectacular as reported, specifically where reservoirs are impounded in areas which have a seismic history. Moreover, most of the reservoirs have been constructed in relatively sparsely populated areas and only a few of them had been instrumented to detect seismic activity.

The triggering of earthquakes due to reservoirs can be proved or disproved by the comparison of seismic records for the periods prior to, during, and following loading. However, the fact remains that seismic records for the period prior to loading are not available in most of the cases. The matter is further confused by the fact that seismicity appears to increase in any area when sensitive seismographs are introduced. This was noticed following the installation of the World Wide Standard Seismograph Network and has been observed particularly on a more local scale when an array of seismographs was set up in the Indian Shield. The reason for such observations is simply that an area where no shocks were felt (and thus regarded as aseismic) may have small events which are detected only when instrumental records are made. There are cases where newspaper reports and other historic records have been forwarded and interpreted to construe the seismic status of a region. However, such efforts have not yielded reliable results because of the exaggerations in reporting. This is particularly true for regions which were known to be aseismic and where earthquakes occurred following artificial lake impoundings or fluid injections. The Koyna and Denver regions are typical examples. However, the seismic histories developed in this manner have been rather vague and could not exclude the possible triggering of earthquakes by reservoir impounding.

As mentioned earlier, most of the reservoir sites were rather thinly populated before the starting of the projects. However, project personnel increased the population in these areas and this factor is likely to effect the number of felt-earthquake reports. However, in many of the cases considered, such as Koyna, Denver and Lake Mead, the nearby areas were well populated. Seismograph stations were also being operated at sites close enough to record moderate-magnitude events. In the case of the Koyna area, some 50 earthquakes of magnitude  $\geq 4.0$  have occurred since the reservoir was impounded. If any shock of even this magnitude had occurred prior to impounding, it would have certainly been felt in the area and it would have been recorded by the sensitive Benioff seismometer located about 100 km away at Poona, which had been operating for a period of 12 years prior to impounding. Moreover, there is no felt-earthquake report in the Koyna area in the 100-year period prior to the impoundment of the lake.

It has been observed by Rothé (1968) that invariably reservoirs showing

seismic effects have depths of 100 m or more. These reservoirs also have large capacities, being of the order of  $1,000 \times 10^6 \text{ m}^3$  or more. It has now become conventional to call a reservoir large when the total volume of the water contained in it exceeds  $1,000 \times 10^6 \text{ m}^3$  or the maximum depth exceeds 100 m (National Academy of Sciences, U.S.A., 1972; UNESCO Working Group on Seismic Phenomena Associated with Large Reservoirs, 1973). In most of these cases earthquakes have been centered near the reservoirs. In some cases, the activity spreads over a larger area, such as at Mangla. The frequency of the earthquakes generally increases with the rise in water level and volume. But these are not the exclusive governing factors because there are many high dams and large reservoirs which do not exhibit induced seismicity. The common factors for all cases of induced seismicity seem to be the presence of specific geological conditions and the tectonic setting. The presence of pre-existing slip planes seems to be a necessary prerequisite.

In the following, a review of the geology, seismicity, and the relationship between water level and earthquake frequency for these cases will be presented. The most significant cases, i.e. Koyna, Kariba, Kremasta and Lake Mead, have been considered in detail. The hydrology of Koyna, Kariba and Kremasta areas has been discussed in order to assess the seepage flow of water to the basement rocks.

## FURTHER TOPICS

### DAM SITE INVESTIGATIONS

Detailed geological maps are usually prepared around the foundation of a proposed dam. In the case of a large reservoir (volume  $\geq 10^9$  m<sup>3</sup>, usually impounded behind a dam of height  $\geq 100$  m), it is desirable to carry out detailed geological mapping for the entire reservoir area (National Academy of Sciences, U.S.A., 1972). The competence of the rocks in the reservoir area and the investigation of the nearby faults and their hydrological significance deserve special attention. In the case that large faults evidencing recent movements are delineated, it is desirable to re-examine the suitability of the chosen site and look for possible alternative sites.

During its first meeting held at Paris on 14–16 December, 1970, the UNESCO Working Group on “Seismic Phenomena Associated with Large Reservoirs” recommended that the instrumental studies and surveys at the sites of large reservoirs be planned in the following two phases:

*Phase 1*, coinciding with the preliminary or feasibility stage of the project, should include:

(1) A study of the historical seismicity of the reservoir region, i.e. within its tectonic setting.

(2) A preliminary geological and geomorphological survey of the reservoir and its adjacent area, aimed at identifying potentially active geological structures.

(3) Sampling of seismic conditions. This can be carried out using a tripartite radio-linked high-frequency portable network, the purpose of which would be to monitor the pre-impounding seismicity as well as to establish the areas of minimum noise level prior to the start of construction.

If, on review of the information provided by Phase 1, it is concluded that such studies of the reservoir should be intensified, they may be continued in *Phase 2*, which should commence one or two years before impounding and should include:

(1) A more detailed geological and neotectonic survey of the reservoir and its adjacent area.

(2) The installation of permanent seismological instrumentation.

(3) Possible other work such as: (a) a program of precise levelling, (b) instrumentation to detect the activity of faults, and (c) studies of the stability of the reservoir slope.

Some details for seismic surveillance and geodetic measurements at the dam sites are given in the later part of this chapter.

In addition to the above-mentioned dam-site investigations, it is worthwhile estimating the in-situ stresses by means of the hydraulic fracturing technique wherever possible. Relevant details of the technique are given in Chapter 6. Fairhurst (1973b) has mentioned that "deep stress probes" have been successfully used to measure stresses at a depth of 305 m in granite and it would be soon possible to measure stresses at depths of 1524 m and even deeper. Obviously, the sites showing underground rocks which are near-critically stressed should be avoided for dam construction.

#### SEISMIC INSTRUMENTATION OF DAM SITES

With the exception of a few cases where seismic stations existed by chance, or where the Project Managers had the foresight to install the seismographs before impounding large artificial reservoirs, well-documented records of the change caused in the regional seismic status by creating artificial lakes are rather rare. In most of the cases it is found that the seismic stations were commissioned when reports of felt earthquakes began to be prevalent following the filling of artificial lakes. It has been also noticed that in the absence of a sufficient number of stations suitably distributed with respect to the reservoir geometry and/or due to the lack of suitable seismographs, accurate time-keeping and other factors, such as knowledge of the velocity structure, it has not been possible to determine the focal parameters accurately enough to delineate the trend of the hypocenters and assess their association with the known regional geological features. It is interesting to cite the example of the Denver earthquakes in this connection. During the period when one to five seismic stations were used, the hypocenters were found to lie in an area extending 75 km in length and 40 km in width with focal depths of up to 40 km. Healy et al. (1968) reported that later, with the help of eight L-shaped arrays, each having six seismometers at ½-km intervals in a small area around the well, and with good velocity control, the hypocenters were located in an area of 8 km length and 2 km width passing through the disposal well with focal depths ranging between 4.5 and 5.5 km.

INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON  
ROCK MECHANICS RELATED TO  
DAM FOUNDATIONS  
Rio de Janeiro, Brazil, 1978

SUMMARY

This report presents an overview of geotechnical investigations of dam sites, which are to consist of exploration, testing, idealization, and analysis, and provide design recommendations. The idealization to which both geologists and engineers contribute form the basis for all subsequent studies. A dam site is to be characterized in geotechnical terms during early phases of the investigation. Testing, particularly in-situ testing, has to be related to natural conditions, with results meeting requirements of analysis and design. Parametric studies are to assess the design consequences of geotechnical parameters. Rock classification contributes only if keyed to design decisions or construction aspects. In concluding two specific concerns are raised, rock as affected by construction procedures such as blasting, and the erosion of rock masses, e. g. by spillway operation, with both topics to warrant very close attention by the geotechnical profession active in hydropower engineering. In specialists' meetings problems and failures should more freely be discussed in order to advance the contribution of rock mechanics to dam design.

INTRODUCTION

The objective of this report is to present an overview, without going into any details, over a field, or an activity, often seen only as an assembly of highly technical or scientific procedures such as exploration, testing, and analysis but which become only technically essential if utilized in design and construction of engineering works such as dams. The present discussions are to voice the continuing concern of this reporter that a large part of the geotechnical profession is content to develop approaches and procedures in rock mechanics and/or carry out respective routines. This reporter strongly believes that the technical and also scientific value of all such efforts does not rest in itself but in its actual contribution to design and construction.



of safer and more economic structures, in the present discussion of dams and dam foundations. Such positive engineering contribution cannot be left up to others but has to be assured by the geotechnical professions itself.

The three panel reports are expected to supplement this overview inasmuch as they cover key aspects of the present theme such as testing and rock classification.

2

## ROCK MASSES AND DAM FOUNDATIONS

Rock masses as provided by nature are more or less complex discontinua, with geology and geotechnics both contributing to assess stratigraphical, tectonical, morphological, and geomechanical conditions, rarely perfectly but more often than not good enough for the dam designer to select the dam type most suitable for natural and other boundary conditions. Thus, geological bodies are reduced to dam foundations, resulting in specific geotechnical design problems.

The site of an arch dam is likely to pose different geotechnical problems than that of a gravity dam, with the following not necessarily complete listing only representing typical problems to be contended with in different types of dam foundations.

- Arch dam foundations generally consist of competent rock subject to concentrated loading. A typical arch dam site, generally with considerable differences in elevation, may be affected by stress relief, resulting in a specific system of planes of weakness, in addition to the inherent geological structure. The following problems are likely to be encountered.
  - General access problems
  - Difficult but most often only small-scale excavation at dam abutments.
  - Stability problems of overall, or parts of rock abutments, both during excavation and under dam thrust, greatly affected by geologic and geotechnical properties of rock mass.
  - Deformation of rock abutments, again affected by geological and geotechnical conditions.
  - Rock treatment of faults, stress relief features, and other discontinuities effecting bearing capacity and deformability of rock abutments.
- Gravity dam sites are often of large lateral extent, with limited morphological relief only, they may involve large rivers, with high flows. The following key problems have to be anticipated.
  - Effect of subhorizontal planes and zones of weakness on stability of structures.
  - Non-uniformity of foundation conditions, from thalweg to river banks.
  - Generally large-scale excavation requiring mass production methods.
  - Diversion of river, with specific geotechnical aspects.

- Any dam site regardless of the type of dam to be constructed involves, from a geotechnical point of view, the following problems.

- Available construction material to greatly influence the most feasible type of dam.
- Permeability of rock foundation and abutments, leading to design and execution of grouting and drainage systems.
- Seismic activity, requiring aseismic design and monitoring of seismic events prior, during, and after construction.
- Monitoring of deformation of dam, foundation, and abutments, as primary proof of stability, also possibly measuring of stresses in the rock foundation.

Reflecting on past experience it can be concluded that each dam site, as a combination of natural conditions and design requirements for a specific dam type, will present unique problems to be solved. If such problems are known or not known, prior to design at least in their principle aspects, is a question of successful or not so successful geotechnical investigation of a specific site.

### 3 GEOTECHNICAL INVESTIGATION

A systematic approach is required to develop a potential dam site into a safe and economical site, with a reliable dam foundation. The geotechnical investigation consisting of the sequence, exploration, testing, idealization (or modeling), and analysis, resulting in contributions to design, has also been called the "geotechnical system". Although systematical geotechnical investigation is routine in modern dam engineering, the following discussion is believed useful inasmuch as it provides a frame of reference for the following topics.

- In the course of planning a hydropower project the overall geotechnical investigation is to explore all relevant natural conditions and to provide conclusions and recommendations for the design of a dam, or any other component of a hydropower scheme requiring geotechnical input.
- Realistic geotechnical input will ultimately produce a realistic design which in turn will be the basis for both a workable contract and construction without undue complications.
- The overall geotechnical investigation is carried out in subsequent phases, or loops, commencing with feasibility studies, leading to the design investigation, and continuing throughout construction, with a certain change of emphasis, from more geologic conclusions in early phases toward design input later on.
- Collaboration between engineers and geologists is essential, with the activities of geologists concentrated on exploration and those of engineers on analysis and design aspects, with supporting and not only observing roles of the respective team partners, i. e. of engineers in exploration, and geologists in analysis and design.

- Overemphasis of any specific activity in the investigation, e.g. of testing or analysis, will not likely yield better results, considering the limitations of other input. On the other side, elimination or undue limitation of pertinent aspects, again e.g. testing or analysis, will jeopardize the overall results.
- Idealization (or modeling), which comprises characterization, properties, and also classification of the natural conditions, is the basis for all analysis and design conclusions. Its quality will govern the quality of both analysis and design. Also the idealization is a result of joint effort of geologists and engineers, with the main input from exploration and testing, and feedback from analysis and design.

4 CHARACTERIZATION OF A DAM SITE

All professionals involved in hydropower projects are likely to agree that each dam site has (or had) its special geotechnical character, with positive and negative aspects. The positive points such as a special morphology of a site or particularly good rock quality may have (had) a decisive influence as to choice of dam type but the negative points, more often than not major faults or contacts, zones of weak rock, and existing or potential slides or other phenomena at or near the site, have to be contended with in design and construction, very likely to lead toward design compromises.

The following listing of geotechnical aspects and/or features determine the geotechnical character of a dam site and of a dam foundation, respectively.

- "Design discontinuities" encountered in the rock masses to be utilized as dam foundation, dominating the design of the dam, such as faults, unfavorable contacts, also jointing.
- Seismicity both natural and man-made, with feasibility of aseismic design of the dam.
- Rock mass properties, globally, and also locally, with possible susceptibility to construction (e.g. blasting or ripping), decomposition, or erosion.
- Morphology i. e. geometry of dam site, of course connected with above aspects, to strongly effect type and design of dam.
- Actual or potential instabilities such as land slides, caused by combination of preceding aspects.
- Construction material i. e. availability of concrete aggregate, cement, fill material of different types, very likely to strongly influence type of dam.
- Environmental impact, now very important but in this discussion only listed for completeness.

Emphasis Of course, any reasonably carried out geotechnical investigation will ultimately reveal the character of a potential dam site but following aspects are strongly emphasized at this point.

- Responsibility of the geotechnical team to recognize negative geotechnical features dominating or only affecting a dam site and a dam design early enough, that is prior to getting into geotechnical details and, of course, prior to construction. Naturally, owner and engineer are called upon to provide means and time to do so. To encounter geotechnical features seriously detrimental to dam design and dam performance only during construction can be extremely costly both in time and money, even if design can be adapted to new conditions.
- Bias toward, or against, any specific dam type and/or design philosophy should, at this stage, be restrained as much as reasonably possible to provide really objective solutions of the geotechnical problems encountered.
- The geotechnical characterization of a dam site as discussed here will be based much more on deductions from close and patient observation of natural conditions and phenomena than on testing programs and analytical routines. The potential contribution of the experienced "classic" geologist particularly in this stage of the geotechnical investigation should not be underestimated. The necessity to fully comprehend the tectonics of a site even if complex, of course based on sound geomechanical basis, is strongly emphasized.
- In this phase it is also important that in assessing the character of a complex dam site a meeting of the minds of geologists, geotechnical engineers, and dam designers is reached while still in the field, with a maximum of exchange between generalists and specialists, facing the actual conditions of the site, with a minimum of reports both difficult to write and to interpret.

## 5            ROCK PROPERTIES - TESTING - PARAMETERS

To date we can look back at about twenty years of development in rock testing for dams. After a great many papers on theoretical and practical aspects of rock testing we now have test concepts and test routines well proven in the field, even ISRM specifications for different types of rock tests. Further, a considerable amount of published and also unpublished results of different rock tests as previously performed, e.g. shear strength parameters of discontinuities, are on file with many concerned consultants and other professionals.

The panel reports supplementing this report are discussing specific topics of rock testing. Thus, this reporter will cover only more general but equally important aspects of rock testing specifically for dams.

Three key rock properties generally enter the design of dams and their foundations which may be determined by means of testing, shear strength of planes or zones of weakness, also occasionally of rock masses, rock mass deformability, and finally rock mass permeability.

In the decision making process in connection with rock testing the following aspects which will strongly effect the usefulness of the results will have to be considered.

- Objective of test, such as determination of shear strength of discontinuity or rock mass, deformability of rock mass, permeability of rock mass, and others, will result in test specifications, including the key decision between in-situ and laboratory testing.
- In-situ or laboratory testing, in any specific case always a compromise between desirability and real possibilities.
- Location, and also dimensions of test or sample, with respective decision to be based on
  - Relationship to geological situation as documented by systematic mapping and geotechnical problem posed by dam,
  - Representativeness of test or sample in view of above, and
  - Possibility for access by adits or borings, with the former often posing problems.
- Number of tests, always very small whenever in-situ tests are considered.
- Time, also funds available, to be related to potential contribution of test results to design.
- Preparation of test specimen, always difficult for in-situ tests, with chance for undue but also unknown disturbance of a specimen e.g. by stress relief.
- Performing of tests, with specification of levels and rates of stress and pressure, respectively, locations and accuracy of readings, duration of tests, and many other points.
- Results of rock testing, with differentiation between raw test results and interpreted results, the generally observed scatter of test results often leads to upper and lower bounds of parameters to be used in analysis and design.
- Intergration of interpreted results into both idealization (model) and analysis, increasingly leading to necessity to perform parametric studies to assess the design consequences of often widely scattering input data.

Conclusions As detailed discussions are not the objective of this report the following is concluded.

- In planning any rock testing program a sound balance is necessary between
  - Full exploitation of exploratory borings drilled in most any cases by means of down-the-hole testing including geophysical logging.

- Visual inspection of specific geotechnical features of concern, if necessary by means of adits, with backup by fund of applicable data already at hand, very often already resulting in estimated parameters suitable for many types of analysis.
- In-situ testing, following established trends and requiring adits for access but without any for the given objective uncalled for sophistication which generally contributes rather little but greatly reduces the amount of testing to be done within the limits of a given budget.
- It is essential that the anticipated test results are related to the actual design problem already in early design phases.
  - In some cases parametric studies, now practically routine, based on upper and lower bounds of key parameters, either tested or only estimated, provide sufficient bases for many design decisions.
  - In other cases, for example for more complex stability problems involving complex potential failure surfaces, analysis based on combination of parameters determined by testing with others just estimated proves to be unavoidable, rendering the overall results to be more of an estimate, with the partial parameter obtained in actual testing likely to have contributed relatively little.
  - In few cases comprehensive in-situ testing is unavoidable but then time and funds have to be budgeted generously, and most important early enough to really contribute to key design decisions which are often due in relatively early phases of an overall geotechnical investigation. The question of access will then be a particularly serious problem.

## ROCK MECHANICS IDEALIZATION OR MODELING

The realistic but still manageable idealization (or mental modeling) of natural conditions represents, in this reporter's opinion, a key result which has to evolve within the course of an overall geotechnical investigation. It represents the interface between exploration and testing on one side and analysis and design on the other. Such idealization will form the basis for mathematical and/or (geo)mechanical models often necessary for design of major dams. The idealization of existing natural conditions in view of a given design problem will gradually be improved as the overall investigation progresses. Ever improving input is produced by exploration and testing while feedback from analysis and design reflects the demands of subsequent operations. Both input and feedback are to be well balanced resulting in an idealization (or model) well representing the natural conditions as they really are, without excesses from geotechnical routines such as testing, but which is also relevant for design and useful in analysis but not dominated by modern analytical-procedures.

The more recent development has proved the usefulness of parametric studies as prime link between design and idealization, leading to further feedback to exploration and testing. However, such studies should not be based on overly simplistic idealizations, e.g. a simple sliding block model in case of complex geologic conditions, but on realistic models, if possible at all.

A trend toward simplistic and overly conservative idealizations of not such simple straight forward natural conditions, would be detrimental with designs gradually loosing contact with realities as the analytical studies progress which is somewhat typical for home-office based designs. The fact that some discrepancies between reality and its idealization generally have to be accepted certainly discourages the use of extremely refined idealizations. This dilemma is part of engineering, however, the fact that such simplifications were necessary should not be suppressed at the design progresses.

Recommendation It is strongly recommended that analysts and designers spend more time in the field, closely working with the geotechnical team while facing the real natural conditions to be contended with. Any idealizations which may form the basis of key designs should be agreed on between all those contributing including the geologist. If possible at all such meetings of the minds should not take place on the conference table but in the field.

7

## ROCK CLASSIFICATION

The matter of systematic rock classification and its usefulness in design has now been discussed for several years. The geotechnical profession appears to be divided into proponents and opponents, either one tending to be somewhat subjective. In the following it shall be attempted to assess rock classification from a practical point of view.

The key differentiation is between

- Post-classification, the conventional approach to be applied as a project goes into construction phase, with the main objective to improve communication and contractual relations, to define
  - Rock quality in general, also related to methods of excavation as experience is gained locally,
  - Specific rock properties such as shear strength, e.g. as related to weathering, or permeability,
  - Properties of discontinuities such as faults, contacts, and others,
  - Effect of construction such as blasting.
- Pre-classification, proposed for and mainly utilized in general excavation and tunneling. In this approach the rock is systematically classified already during early exploration phases, with resulting rock classes keyed to design and construction aspects.
  - An early example, the excavation classification following DIN 18300 covers soil and rock, the latter in rather general terms, is used as basis for contractual arrangements in excavation, for example, to predefine methods of excavation.

- The rock classification concepts by BARTON et al. and BIENIAWSKI are much more recent and have received such wide attention in the profession that detailed discussion appears not to be necessary any more. It should however be noted that both systems are continuously being upgraded and expanded as specific experience is gained and new applications are envisioned. In principle, the rock classes derived in both approaches are keyed to general tunneling methods and tunnel supports required based on systematic studies of many case histories and also more general experience.

Two approaches to rock classification In the following reference is made to two more recent approaches toward rock classification which may warrant attention by the profession.

- Rather recently a Brazilian version of the pre-classification approach was presented by ENGEVIX S.A. for the design of the wing walls of the Itaipu hydropower project. This approach is illustrated on two figures. The unique contribution of this concept was that the rock classification as derived from core logging, see example on Fig. 1, was directly related to design aspects such as sliding and/or deformation potential in the rock foundation of a major structure, see Fig. 2.
- A rock classification concept with a quite different objective has been developed by a German commission on rock slopes (Arbeitskreis 20 - Felsböschung der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau). One of the tasks of this group was to develop recommendations as to type and volume of exploration required for rock slopes, say in highway construction. A catalog of what could be done, without saying when and how much, was not believed to be sufficient to help the average engineer or owner to carry out a project. The concept as proposed now shall shortly be presented for discussion by the profession in GEOTECHNIK, Journal of the Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau.

The proposed classification is to be integrated into the normal development of a project, in this case involving rock slopes.

- In the preliminary design phase the geometry of the proposed slope is estimated.
- The preliminary exploration serves to classify the rock encountered in general terms, by using any established rock classification system. Further, it will then be possible to assess potential failure mechanisms against which the respective rock slopes are to be designed.
- The combination of estimated geometry of slopes and anticipated potential failure mechanisms allows to define slope classes.
- In turn, the combination of rock classes and slope classes leads to exploration classes which involve recommendations as to exploration and testing required for the final design of the proposed rock slope.

In conclusion to the topic of rock classification it should clearly be stated that rock classification is certainly not a panacea in itself but neither more nor less than another potentially useful tool in rock engineering.



## TWO SPECIFIC CONCERNS

toward the end of this general report two problems of rock engineering and rock mechanics, respectively, particularly relevant for large hydropower projects should be raised which, in this reporter's opinion, would warrant increased attention by the geotechnical profession.

- Rock as affected by construction procedures It is recommended that the effect of construction e.g. by blasting or ripping of rock masses to be utilized for dam foundations or slopes should be more systematically assessed already early during the investigation, to be part of the characterization of a dam site, and not only during construction. Experience shows that rather often rock explored and tested has only little resemblance with the rock to finally support a major structure. It appears that investigation and/or classification of rock with respect to excavation integrated in the specifications, already a routine in tunneling, would greatly improve both rock foundations and contractor-engineer relations, and also save time and money necessary for repair of damages caused by careless and even reckless excavation procedures.
- Erosion of rock masses The topic of dam foundations should not be seen too narrow, as potential detrimental effects from structures adjacent to a dam also have to be controlled before they can jeopardize dam stability. One great potential hazard in hydropower engineering is the erosion of rock, e.g. by spillway operation which is not always fully controllable and may effect adjacent dam foundations. In recent years several case histories have become well known in which such rock erosion has caused serious damages and required expensive remedial works. This reporter has concluded that rock erosion problems in connection with spillways, with high heads, high capacities, in operation from few hours to weeks at a time, wasting energy on the order of magnitude of hundreds of Megawatts, is an extremely serious problem in large hydropower plants.

It is strongly believed that very close collaboration between the geotechnical and the hydromechanical professions will be required to develop reliable approaches for the assessment of erodability of rock masses already when characterizing a potential dam site, together with practical design solutions backed up by positive practical experience and theory. This reporter proposes that ISRM takes the initiative to assemble an intersociety task force on rock mass erosion in hydropower engineering.

## CONCLUSION

In conclusion, this reporter still feels compelled to voice a principle criticism: specialists in the geotechnical field as in all other specialized fields, with the reporter being no exception, tend by definition toward a certain narrowness, concerning themselves solely with approaches fitting their professional make-up, sometimes combined with oversophistication, at least relative to many of the rock engineering problems actually at hand. Too many geotechnical reports are extremely interesting, particularly to the specialist, often

demonstrating very high intellectual and scientific standards, nevertheless with only limited or no direct contribution to the design problems at hand. Unfortunately, one outstanding conclusion appears again and again, the request for more studies before really concluding anything - a conclusion which does not go over well with design managers and construction coordinators.

All of us, the geotechnical profession should do the utmost to contribute to safer and more economical dams, not just provide parameters, results of analysis, reports, and papers.

At our symposia and also our congresses, where we are among friends and/or competitors, we should be more critical with our professional accomplishments and also more freely discuss our mistakes, failures, and the dead-end roads we ran into. Statements that all is perfect and under control does not convince the experienced professional. On the other side we should convincingly present our contributions to the consumers of our geotechnical packages, at formal or informal meetings with hydropower, mining, and structural engineers, in terms comprehensible by them, offering solutions to their and not necessarily our problems.

# 9 Applications of Rock Mechanics to Foundation Engineering

## 9.1 ROCK FOUNDATIONS

This chapter concerns the behavior of rock as a structural foundation. Compared to soils, most rocks are strong and stiff and carrying a structural load down to rock usually assures a satisfactory bearing. However, large loads, as, for example, from a skyscraper or bridge pier, can by design cause pressures approaching the bearing capacity of even moderately strong rocks. If the rock is defective, this may provoke relatively large deformations, particularly when the rock is inherently weak, like some chinks, clay shales, friable sandstones, tuffs, or very porous limestones, or when the rock is weathered, cavernous, or highly fractured. Sowers (1977) reported, for example, that settlements of up to 8 in. occurred under loaded areas on weathered, porous limestone with foundation pressures less than 10 kPa. Thus there are numerous instances where the rock has to be evaluated carefully in foundation engineering.

Figure 9.1 shows the ideal condition for making use of rock as a foundation in preference to direct bearing on the soil. The rock is strong and relatively free from fractures and the bedrock surface is smooth, horizontal, and sharply defined. In weathered rock, by contrast (Figure 9.1*b*), the bedrock surface may be indefinable and the rock properties may vary widely over short distances vertically or horizontally, confusing those responsible for predicting the foundation elevation and allowable bearing values. Karstic limestones, depicted in Figure 9.1*c*, possess a highly sculptured, uneven bedrock surface, with cliffs, slopes, and variable and unknown soil depths, and irregular groundwater levels, as well as hidden caverns, clay seams, and rock of unpredictable quality. Karst terrain can consequently

create treacherous subsurface conditions. Figure 9.1*d* portrays rock having rhythmically changing properties due to interbedding of hard (cemented sandstone) and soft (claystone) layers. The net properties may be more troublesome than either alone since the strong layers may lack the flexural rigidity and strength to resist the bearing forces yet complicate the driving of piles or drilling of piers. Faults can cause additional foundation problems, by virtue of compressible gouge (Figure 9.1*e*), altered wall rock, and offset groundwater levels; faults also tend to complicate interpretation of depth to load-bearing strata. Highly fractured rock, depicted in Figure 9.1*f*, may also cause a marked reduction in safe-bearing pressures,

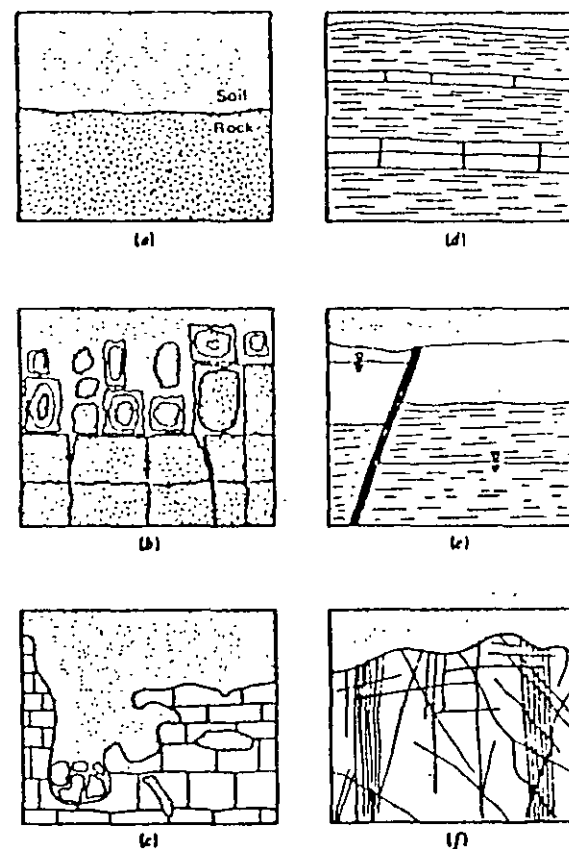


Figure 9.1 Types of bedrock surfaces. (a) Glacial till over bedrock. (b) decomposed granite. (c) Karstic limestone. (d) weathered rock and residual soil over sandstone and shale. (e) Soil over a fault in sedimentary rocks. (f) Transported soil over fractured rock.

as otherwise satisfactory rocks undergo appreciable deformations connected with closing and sliding of joints. Furthermore, when buildings are located near cliffs, throughgoing fractures "daylighting" in the cliff face can undermine their stability.

Another class of foundation problems occurs in rock with expansive or unstable minerals such as some montmorillonitic clay shales, nontronitic basalts, and rocks mineralized with pyrrhotite, marcasite, or certain other sulfides. Sulfuric acid released in the oxidation of the latter may attack concrete. Highly soluble rocks like gypsum and salt will require special attention in foundations of water-impounding structures, or structures located adjacent to operating wells or drains. Serious rock foundation problems also arise in formations underlain by completely or partially mined-out coal, sulfur, salt, or other mineral commodity. Assuring support to structures on the surface overlying abandoned mine workings requires special investigations and sometimes expensive treatment.

Engineering works present a wide variety of rock foundation problems. Homes, warehouses, and other light structures rarely create loads that test even weak rocks, but may require rock investigations in connection with cavernous, or mined-out substrata, or in areas of expansive rocks. Large public buildings like hospitals, office buildings, and airport terminals may have very large and rather modest loads acting near each other; as such facilities frequently cover a relatively large area, they may encompass varying foundation conditions and engineering solutions. Some industrial structures like turbines, boilers, reactors, and accelerators make stringent demands for precise and continued alignment that necessitate detailed investigations of foundation behavior even when dealing with good rock. Towers and very high buildings may generate large vertical and horizontal loads in response to wind or seismic forces. Bridges not only require foundations to be constructed through water and soil to bedrock but also place piers on steep valley sides where rock slope stability analysis becomes part of the foundation engineering work (Figure 9.2a). This is also true of dams, which can create relatively large inclined loads at their base and in their valley side abutments. Concrete arch dams transfer some of the reservoir and structural load to the abutment rock (Figure 9.2b) while concrete gravity and concrete buttress dams direct the load primarily into the foundation rock. Earth and rock-fill dams create smaller, usually tolerable stresses and deformations in rock foundations. All types of dams may suffer problems due to seepage in fractured or karstic foundations and all can be adversely affected by rock slides in the abutments, whether due to seepage forces, structural loads, or other causes.

To support building loads with tolerable deflections, it is possible to use several types of foundations. We will concern ourselves only with those intended to transfer some or all of the load to rock. Figure 9.3a shows a common solution where a modest excavation through the soil permits a *footing* to bear directly against a prepared rock surface. Depending on the nature of the work and the magnitude of the load, the rock may be either simply inspected, drilled and tested, or proof loaded to confirming the foundation grade. Setting foundation grade is often

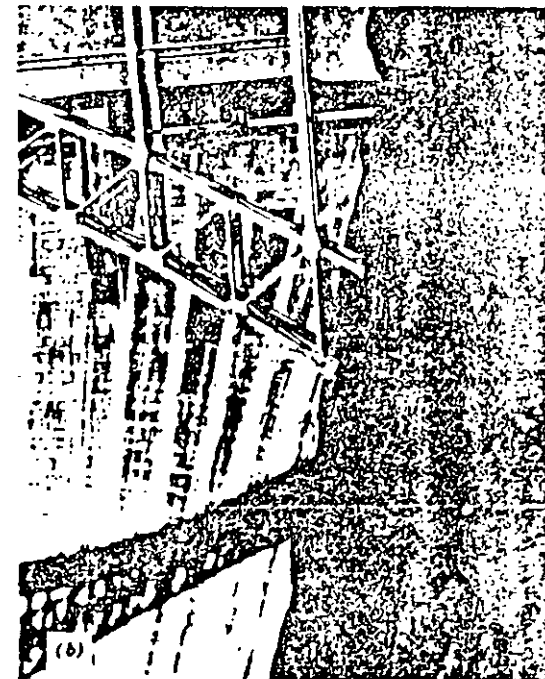
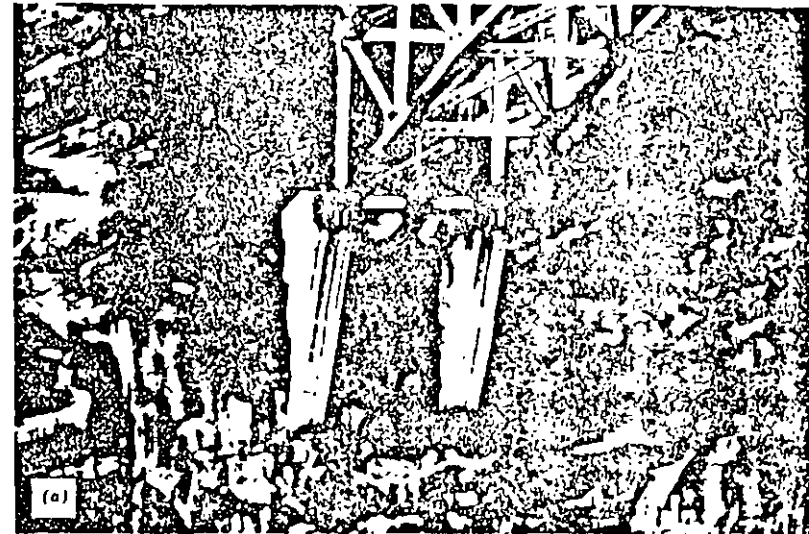


Figure 9.2 Foundations of a bridge and a dam in very steep terrain. (a) Footings for the Glen Canyon Bridge, built by the U S Bureau of Reclamation across a precipitous canyon in Navjo sandstone. The small, dark squares on the rock are rock bolts. (b) The other abutment of the bridge and the left side of Glen Canyon arch dam

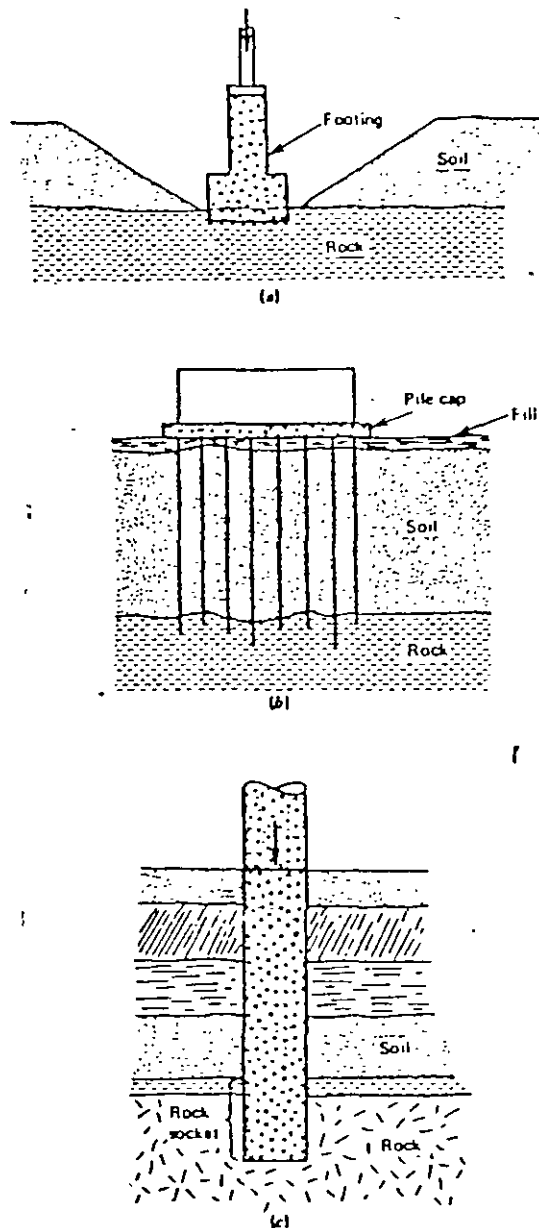
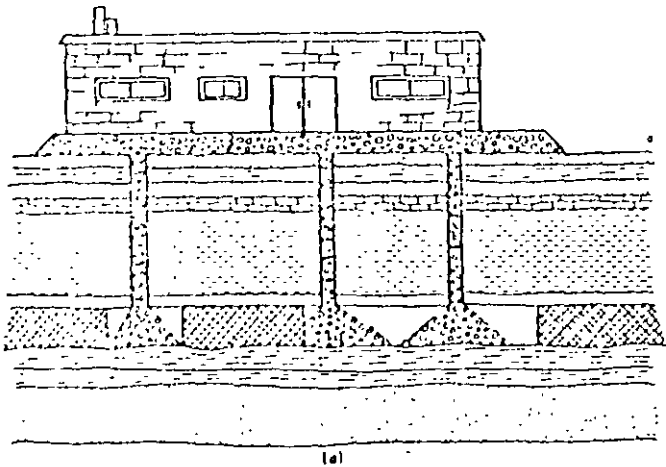


Figure 9.3 Types of rock foundations. (a) Footing on rock. (b) End-bearing piles on rock. (c) A pier socketed into rock.

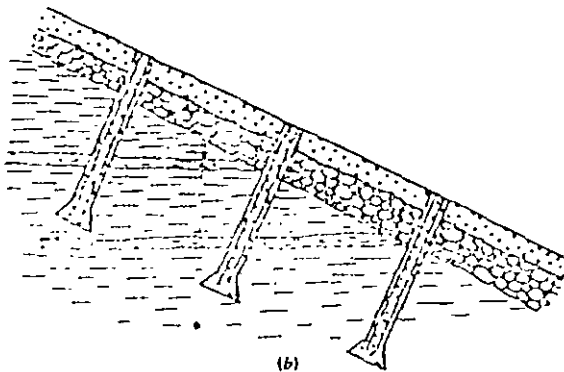
left to be determined during construction and may depend mainly on judgment or on rock classification (e.g., using the geomechanics classification discussed in Chapter 2). During construction the stability of the slope cut through the soil and through the weathered rock needs to be assured, the excavation must be drained and cleared of debris so that a good contact with concrete can develop, and the load-bearing surface must be kept from deteriorating in the interval before concreting. For footings carrying only moderate load, design may be dictated by the special requirements of the structural engineer and architect without any reference to rock-bearing capacity or rock settlement. But large loads or rock marginal quality may demand rational evaluation of the allowable loads through calculations or tests. Procedures for doing this will be discussed in subsequent sections.

Piles (Figure 9.3b) are driven to carry loads down to a satisfactory bearing layer. They may be driven from the ground surface or cast in drill holes. If the overburden is soft or if the piles are fairly short, most of the reaction comes from the pile tip; in this case, the pile is usually driven as much as a meter, occasionally more, into the rock until a specified number of blows is required to penetrate a fixed distance. Piles can be driven in this manner into weak rocks like chalk, tuff, claystone, and weathered rocks of many varieties, but they cannot be driven more than a few centimeters into fresh, hard rocks like limestone or sandstone unless equipped with hardened steel-driving points. It is difficult to guarantee pile seating in the case of an irregular or inclined bedrock surface. In fact, steel piles driven at small angles against a limestone surface have been destroyed by bending as they skidded off the rock. Piles cast in borholes may develop significant side resistance in boreholes against weathered rock and overburden, then behaving like "friction piles"; they are driven into clays. Cast-in-place piles may be "socketed" into rock by drilling some distance beyond the bedrock surface, in which case both bond along the side and end resistance may be mobilized. Piles bearing on weak strata and soils are sometimes constructed with an enlarged base formed by reaming the bottom of the drill hole. This spreads the load to achieve restricted bearing pressures. As discussed later, the bearing capacity of most rocks is sufficiently high that enlarged bases are rarely necessary, the maximum loads being dictated by the concrete rather than by the rock strength.

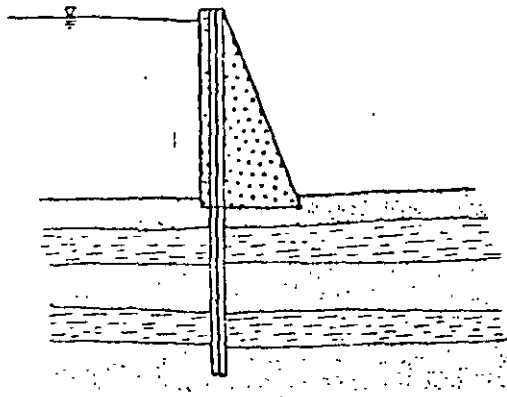
Very heavy loads can be carried to bearing on rock through the use of *piers* or *drilled shafts* (Figure 9.3c). Large-diameter bucket augers, or spiral augers also mounted on cranes, enable drilling through overburden, weak and even moderate strong rocks like claystones, friable sandstones, chalk, weathered rocks, and evaporite deposits. The drilled shafts are then cleaned out and filled with concrete; if water conditions will not permit pouring concrete in the dry, tremie construction is used. To obtain satisfactory contact and bearing in good rock, it is common practice to drill the shafts several meters or more into the rock to form a "rod socket." In this case, the load is carried by a combination of end bearing and peripheral shear (bond or friction) as discussed later. Drilled piers with very large vertical loads (e.g., 10 MN) are economical if they do not require casing with



(a)



(b)



(c)

FIGURE 4 Special foundations. (a) Grout columns, for construction on old mines (b) Hold-down piers, for swelling rock (c) Deeply anchored cables, to increase the effective weight of a gravity structure.

stoppage for handling flowing ground or drilling out hard rock blocks, or other special construction procedures. Inspections and tests to evaluate the bearing capacity and deformability of the rock can be conducted in the rock socket as the diameters are usually large enough to admit an engineer or geologist. This is an advantage over pile foundations where the bearing is remote and inaccessible. However, rocks that cannot be drilled due to hardness, pinnacles in the surface, or flowing water conditions can idle expensive equipment, squandering any cost savings.

Other types of foundations in rock are sometimes called for. Mass concrete structures like gravity dams, bridge piers, and power houses are sometimes founded on caissons sunk through overburden and water. Buildings over abandoned mine openings may be supported on grouted columns of crushed rock ("grout columns") bearing on the floor of the old mine opening (Figure 9.4a). Structures placed in rock excavations like spillway gates and spillway slabs may require hold-down piers (Figure 9.4b) or tensioned rock anchors to reduce heave due to rock swelling. High-capacity, tensioned anchors are used to increase foundation compression in opposition to hydraulic uplift, for example, below buttresses of a dam on layered rock (Figure 9.4c).

## 9.2 ALLOWABLE BEARING PRESSURES IN CODES: BEHAVIOR MODES

The design of a foundation requires that the bearing pressure and bond ("adhesion") allowable in each geological unit be established for the base and sides of the foundation member. The values selected must have a margin of safety against loss of load-carrying capacity (bearing "failure") and must work without large deflections. In routine work, these values are usually taken from building codes, which provide conservative safe pressures and reflect regional experience. The more useful codes of practice reflect engineering geology history and incorporate local formation names as well as rock indexes. For example, Rochester, New York, specifies the bearing pressures for each of the local rock formations and defines defects that are unacceptable in the foundation as summarized in Table 9.1. Table 9.2 cites allowable bearing pressures from a sampling of building codes -- the stipulated pressures being intended to satisfy both bearing capacity and settlement limitations and to provide a factor of safety. When there is little to be gained by deviating from local building codes or when it is not feasible to reach an independent assessment of bearing capacity and deformability, applicable codes should be followed. However, most codes do allow for variance if the request is supported by an engineering report and it will be economical to follow this course in many cases since the codes of practice tend to be so very conservative.

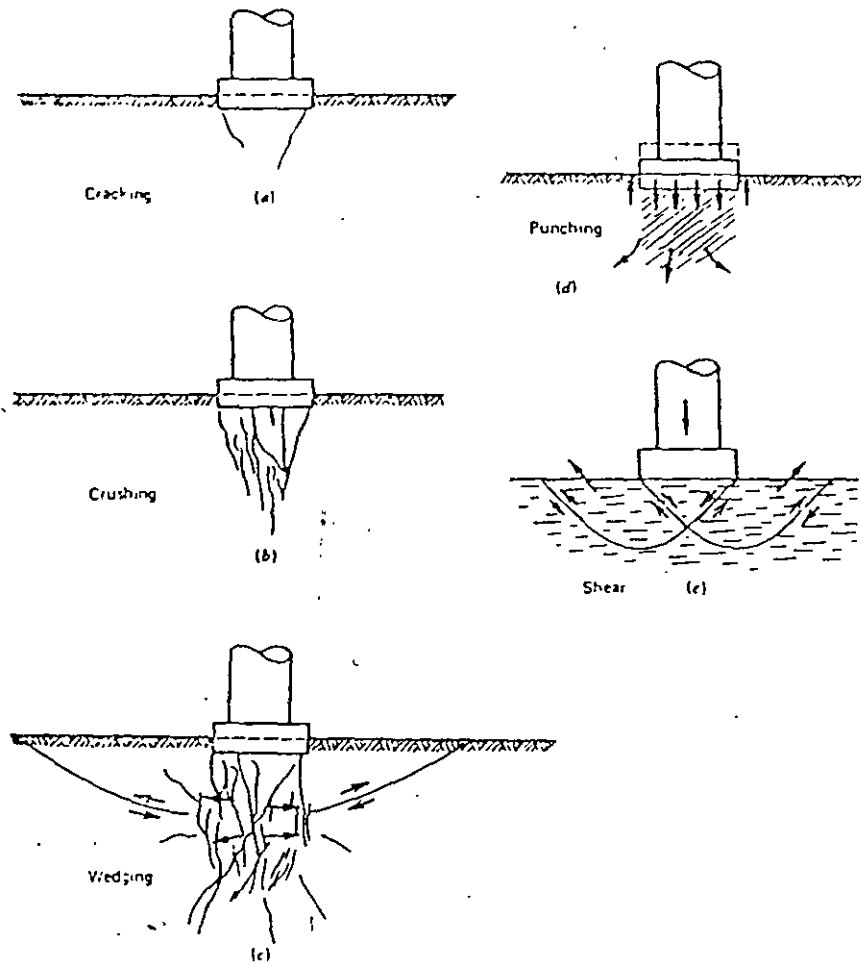


Figure 9.5 Modes of failure of a footing on rock. (a), (b), and (c) Development of failure through crack propagation and crushing beneath the footing. (d) Punching through collapse of voids. (e) Shear failure.

Figure 9.5 traces the development of penetration into a brittle, nonporous rock as described by Ladanyi (1972). Assuming the rock mass is relatively unfractured, loading initially follows an elastic load-deflection relationship predictable by a formula like Equation 6.10, the precise form depending on the shape and deformability of the footing. After attaining a load such that cracks initiate, further loading widens cracks (Figure 9.5a) and at still higher loads they coalesce and

interfere. Eventually, the cracks separate slivers and wedges that buckle and crush under additional increments of load (Figure 9.5b). Due to dilatancy, the bulb of cracked and crushed rock under the loaded area expands outward, eventually generating a radial network of cracks, one of which may finally propagate to the free surface as in Figure 9.5c. According to the load distribution on the footing and the properties of the rock in a cracked state, the maximum permissible deformations may be attained at any one of the stages depicted in Figure 9.5a-c.

In practice, rock masses undergo additional permanent deformation owing to closing of fissures, cracks, and pores. In open-jointed rock or rock with compressible seams, the deformations on closing or squeezing of fractures will most likely govern design even though the rock itself cannot be said to "fail." Highly porous rocks like some chalks, friable sandstones, and scoriaceous basalts may suffer destruction of the pore skeleton as explored in Chapter 3 (Figure 3.6). In weakly cemented sedimentary rocks, irreversible settlements from this cause can occur at any level of stress without cracking and driving of wedges; this mode of "failure" is termed "punching" (Figure 9.5d). Fracturing, joint closing, and punching may occur simultaneously, or sequentially in any order; thus almost any load-deformation history is possible. Conversely, if the geotechnical examination of the foundation rock attempts to measure the openness of jointing, the strength of the pore skeleton, and the deformability and strength of seams, it may be possible to predict the load versus deformation response of the foundation under any prescribed intensity and character of foundation load. Respecting the tolerance of the structure to deflections in its foundation, the allowable bearing pressures can then be selected.

### 9.3 STRESSES AND DEFLECTIONS IN ROCK UNDER FOOTINGS

When a rock foundation behaves elastically, the displacements and stresses in the neighborhood of a footing can be calculated using the theory of elasticity, either by reference to established results, for example, Equation 6.10, or through use of numerical modeling techniques, most notably the finite element method. The stresses and displacements of footings loaded by any distribution of shear and pressure can be obtained also by superimposing solutions corresponding to a point load, generally inclined and acting on the surface of a half space. Poulos and Davis (1974) present results obtained in this manner for rigid and flexible footings of rectangular, circular, and other shapes.

Particular solutions using the finite element method may be required if the rock is heterogeneous or anisotropic (Figure 9.6). In this method described by Zienkiewicz (1971), the region of influence of the footing, generally at least six times its width in radial extent, is subdivided into elements, each of which is assigned a set of elastic properties. When the distribution of pressure and shear on

TABLE 9.1  
Provisions of the Building Code for Rochester, New York  
(Dates Given in Parentheses)

Rock is classified as:

Soft rock: Clinton and Queenston shale  
Medium rock: Rochester shale  
Hard rock: Lockport dolomite and Medina sandstone

If a hole below the bearing surface passes through at least 5 ft of rock, the bearing capacity shall be: 15 tons/ft<sup>2</sup> (1.4 MPa) in soft rock; 25 tons/ft<sup>2</sup> (2.4 MPa) in medium rock; and 50 tons/ft<sup>2</sup> (4.8 MPa) in hard rock (providing that all 5 ft are in the same kind of rock). (10/13/33)

For buildings less than six stories or 75 ft high, the Director of Buildings may reduce the number of drill holes required to be as few as, but not less than, one-fifth of the number of bearing areas, if in his or her opinion the nature and condition of the rock justify such omission. (1/11/66)

*Seamy Rock:* (11/29/60)

If seams of soil or soft rock having little or no bearing value occur within the 5-ft depth below a bearing area:

1. Seams less than  $\frac{1}{4}$  in. thick (6 mm) may be ignored.
2. Seams  $\frac{1}{4}$  to  $\frac{1}{2}$  in. thick (6 to 13 mm) occurring deeper than 3 ft may be ignored.
3. Seams thicker than  $\frac{1}{2}$  in. (13 mm) and deeper than 5 ft may be ignored depending upon the discretion of the building inspector.
4. Seams more than  $\frac{1}{2}$  in. (13 mm) thick occurring within a depth of 5 ft, or more than  $\frac{1}{2}$  in. (6 mm) thick occurring within the first 3 ft of depth are unsatisfactory. The bearing surface is to be lowered below the bottom of the lowest known seam of thickness greater than  $\frac{1}{2}$  in. and further as required to meet these provisions. A new boring or borings shall then be required and any seam occurring in the new borings will be examined as above.
5. The Building Director may order pressure grouting of seams and tests to establish bearing values of grouted foundations.

Since "rocks" embrace many kinds of materials, rock foundations behave in a number of modes. Unless the rock is known to be weakest in shear like some weathered clay shales and weathered volcanics, it is not obvious that the results of bearing capacity research in soil mechanics is applicable. Failures in clays follow rotation and shear displacements as depicted in Figure 9.5e. Intact rocks are weakest in tension and it is the propagation of extension fractures that permits the

TABLE 9.2

Allowable Bearing Pressures for Fresh Rocks of Various Types. According to Typical Building Codes; Reduce Values Accordingly to Account for Weathering, or Unrepresentative Fracturing.<sup>a</sup> Values from Thorburn (1966) and Woodward, Cardner, and Greer (1972)

Rock Type	Age	Location	Allow. Bear. Press. (MPa)	$\tau_{1/4}$
Massively bedded limestone <sup>b</sup>		U.K. <sup>c</sup>	3.8	
Massively bedded limestone <sup>b</sup>		U.K. <sup>c</sup>	3.8	
Dolomite	L. Paleoz.	Chicago	4.8	
Dolomite	L. Paleoz.	Detroit	1.0-9.6	
Limestone	U. Paleoz.	Kansas City	0.5-5.8	
Limestone	U. Paleoz.	St. Louis	2.4-4.8	
Mica Schist	Pre. Camb.	Washington	0.5-1.9	
Mica Schist	Pre. Camb.	Philadelphia	2.9-3.8	
Manhattan schist <sup>d</sup>	Pre. Camb.	New York	5.8	
Fordham gneiss <sup>d</sup>	Pre. Camb.	New York	5.8	
Schist and slate		U.K. <sup>c</sup>	0.5-1.2	
Argillite	Pre. Camb.	Cambridge, MA	0.5-1.2	
Newark Shale	Triassic	Philadelphia	0.5-1.2	
Hard, cemented shale		U.K. <sup>c</sup>	1.9	
Eagleford Shale	Cretaceous	Dallas	0.6-1.9	
Clay shale		U.K. <sup>c</sup>	1.0	
Pierre Shale	Cretaceous	Denver	1.0-2.9	
Fox Hills sandstone	Tertiary	Denver	1.0-2.9	
Solid chalk	Cretaceous	U.K. <sup>c</sup>	0.6	
Austin chalk	Cretaceous	Dallas	1.4-4.2	
Friable sandstone and claystone	Tertiary	Oakland	0.4-1.0	
Friable sandstone (Pico formation)	Quaternary	Los Angeles	0.5-1.0	

<sup>a</sup> When a range is given, it related to usual range in rock conditions

<sup>b</sup> Thickness of beds greater than 1 m, joint spacing greater than 2 m, unconfined compressive strength greater than 7.7 MPa (for a 4-in. cube).

<sup>c</sup> Institution of Civil Engineers Code of Practice 4.

<sup>d</sup> Sound rock such that it rings when struck and does not disintegrate. Cracks are unweathered and open less than 1 cm.



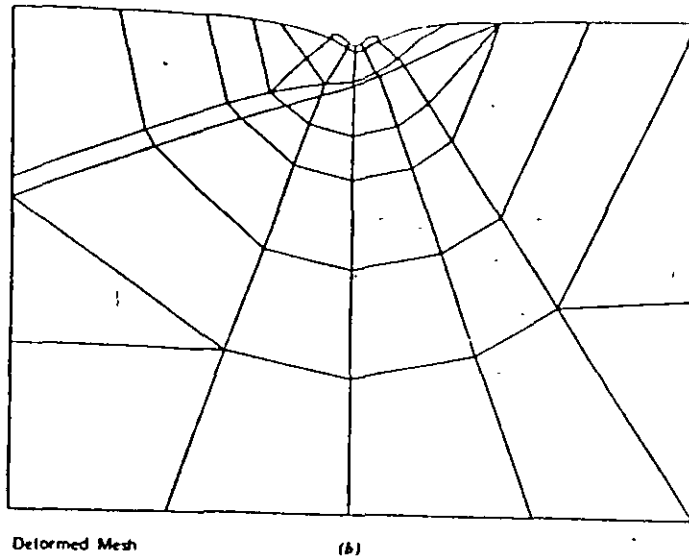
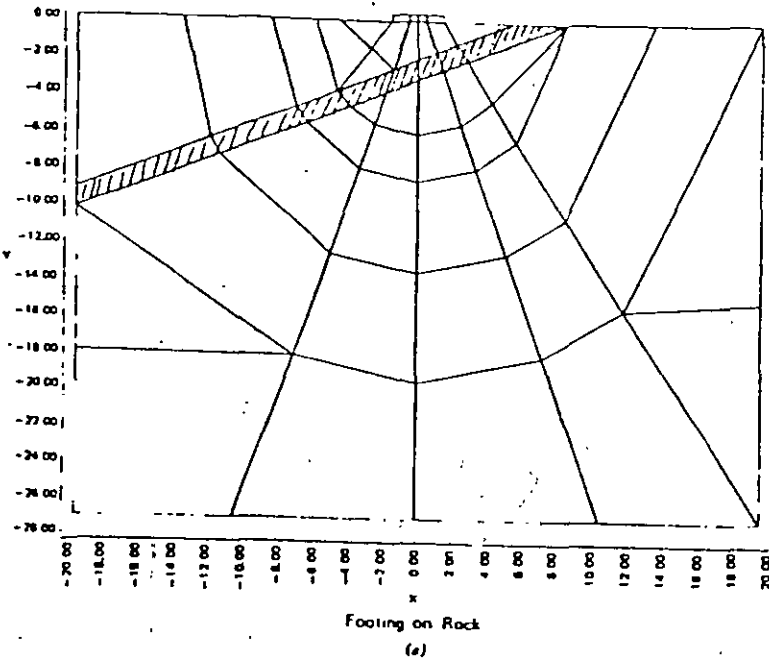


Figure 9.6 Example of a finite element analysis of a strip footing under vertical load on a heterogeneous rock foundation. Analyzed by Victor Saouma, Cornell University. (a) Finite element mesh: the ruled elements have  $E$  equal to one-tenth that of the other elements. (b) Deformed mesh: greatly exaggerated displacements.

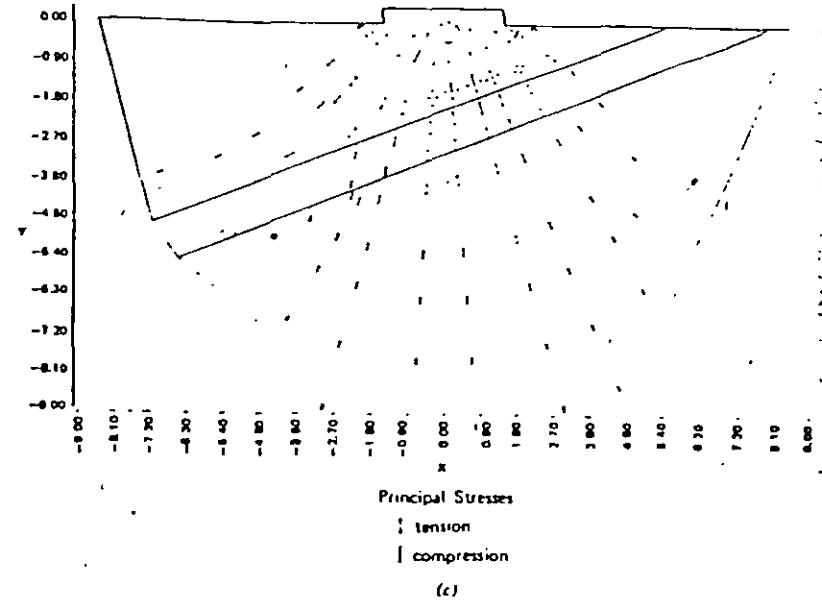


Figure 9.6 Example of a finite element analysis of a strip footing under vertical load on a heterogeneous rock foundation. Analyzed by Victor Saouma, Cornell University. (c) Vectors showing directions and magnitudes of principal stresses in each element in the region enclosed within the locus *AA'* of the mesh. (The symbol *T* identifies tensile stress.)

the footing are input, one obtains the stresses in all the elements and the displacements of a set of points throughout the medium, those of the footing itself and any instrumented points being most interesting. Such programs are available in most engineering design offices. The representation of joints and seams of rock masses in finite element analysis is discussed by Goodman (1976) and special applications in geotechnical engineering are described in the book edited by Desai and Christian (1977).

Through the use of elastic solutions or special numerical models, it will be possible to find how a particular foundation responds to loads. It is not practical to explain such methods here but it is instructive to examine in particular how the load is transferred to the rock in the case of a general line load acting on rocks with various geological structures.

Consider a line load (force per unit length) acting normal to the surface of a semiinfinite, homogeneous, elastic, and isotropic medium as shown in Figure 9.7a. The problem depicted is one of plane strain, meaning that the load  $P$  continues indefinitely in the direction perpendicular to the paper. The principal stresses produced by  $P$  lie entirely along lines through the point of application of  $P$  (i.e., are

point in the medium located by polar coordinates  $r$  and  $\theta$  (see Figure 9.7)], the normal stress acting along any radius ( $\theta$  constant) is a principal stress and is equal

$$\sigma_r = \frac{2P \cos \theta}{\pi r} \quad (9.1)$$

While the normal stress acting perpendicular to this direction and the shear stresses referred to these local axes are both zero,

$$\sigma_\theta = 0, \quad \tau_{r\theta} = 0$$

The locus  $\sigma_r$  constant proves to be a circle tangent to the point of application of  $P$  and centered at depth  $P/(\pi\sigma_r)$ . A family of such circles, drawn for a set of values of

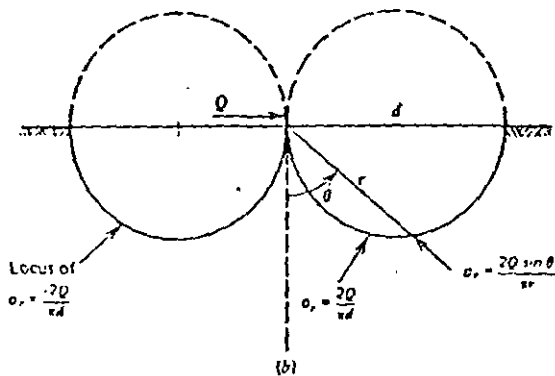
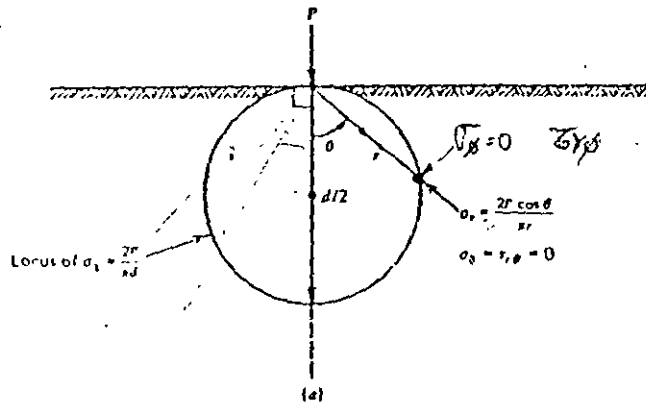


Figure 9.7 "Bulbs of pressure" resulting from loading of an elastic half plane by (a) a normal line load, (b) a shear line load.

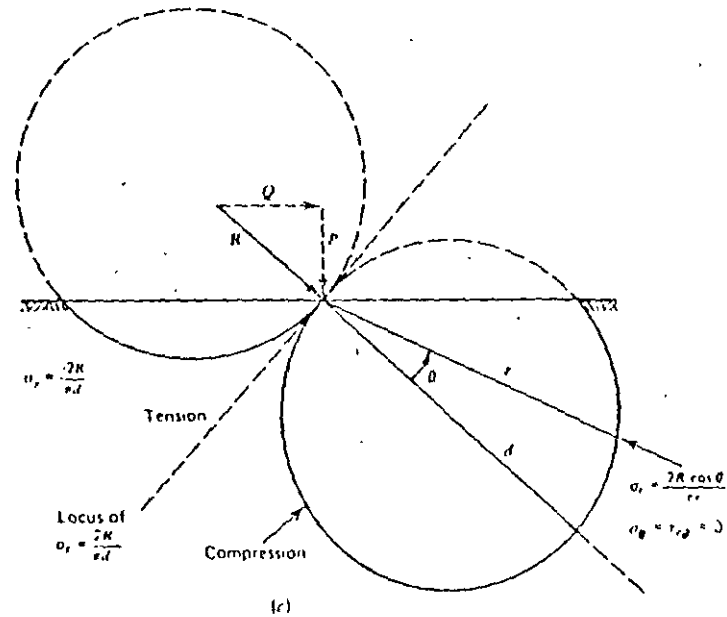


Figure 9.7 "Bulbs of pressure" resulting from loading of an elastic half plane by (c) an inclined line load.

$\sigma_r$  are sometimes termed "bulbs of pressure." They show graphically how the applied load dissipates as it spreads out in the rock.

Similarly, when a line load acts in shear, the stress distribution is entirely radial (Figure 9.7b). At polar coordinates  $r, \theta$ , the only nonzero stress is directed radially and has the value

$$\sigma_r = \frac{2Q \sin \theta}{\pi r} \quad (9.2)$$

The locus  $\sigma_r$  constant is represented by two circles tangent to each other and centered a distance  $Q/(\pi\sigma_r)$  to the right and left along the surface from the point of application of  $Q$ . The left circle represents tensile stress while the right one represents compressive stress. Figures 9.7a and b can be combined into a single set of pressure bulbs centered along the line of action of  $R$ , the resultant of  $P$  and  $Q$ , as shown in Figure 9.7c. The upper circle now represents tensile stress while the lower represents compression. Near the ground surface, tensile stress is lost as the joints open; at greater depth the tensile stress increment adds to the initial horizontal compression, the net stress remaining compressive until a sufficient load is reached.

Another interpretation of the bulbs of pressure is possible. We have seen that the circle tangent at  $P$  or  $Q$  gives the locus of constant principal stress. It can also be viewed as the envelope to a bundle of vectors radiating from the point of application of  $P$  or  $Q$  and defining the radial pressure distribution on a circle centered about the point of load application. This is a useful image because it enables one to visualize how planes of limited friction like bedding, schistosity, faults, and joints must alter the contours of principal stress.

Figure 9.8 shows a halfspace in a regularly jointed rock loaded by inclined line load  $R$ . In isotropic rock, the pressure should distribute according to the dashed circle; but this cannot apply to the jointed rock mass because the resultant stress

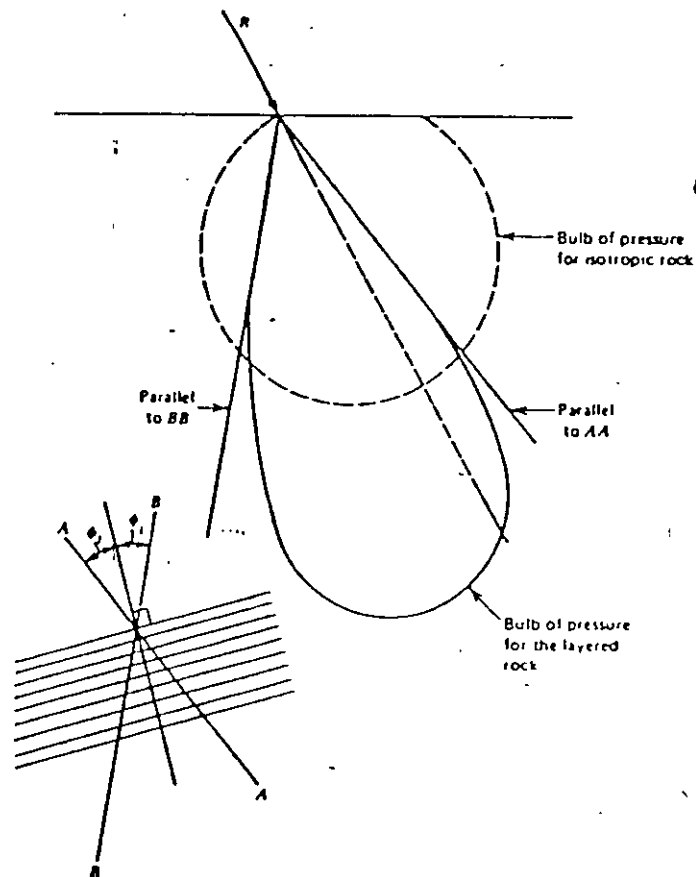


Figure 9.8 Narrowing and deepening of the bulb of pressure due to limited shear stress along discontinuities.

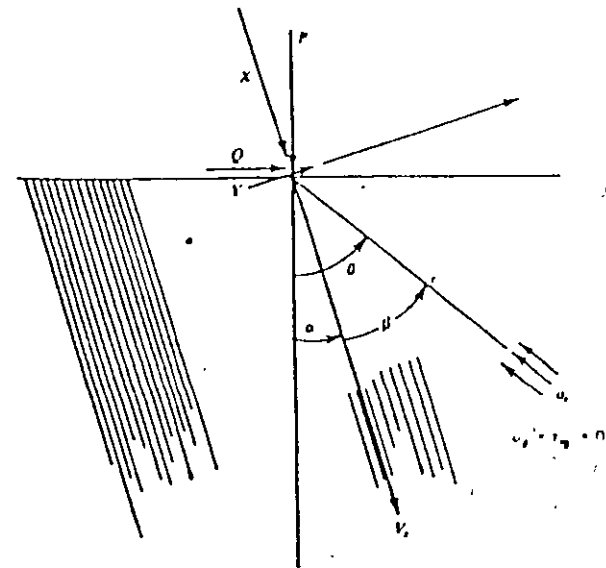


Figure 9.9 Line load inclined arbitrarily on a half space in transversely isotropic rock.

cannot make all angles with the joint planes. According to the definition of inter-layer friction, the absolute value of the angle between  $\sigma_1$  and the normal to the discontinuities must be equal to or less than  $\phi_i$ . Therefore, the bulb of pressure cannot extend beyond lines  $AA$  and  $BB$ , drawn at an angle equal to  $\phi_i$  with the normal to the layers (compare with Figures 7.6 and 7.7). Because the bulb of pressure is confined more narrowly than in isotropic rock, it must continue more deeply, meaning that the stresses are higher at a given depth below the load vector than they would be in rock without discontinuities. Depending on the orientation of the line load and the direction of the planes of discontinuity, some load can also flow into the rock parallel to the layers. In the particular case posed in Figure 9.8, any stress increment parallel to the layers would have to be tensile.

A more formal examination of the influence of discontinuities on the stress distribution beneath footings can be obtained by establishing an "equivalent" anisotropic medium for the rock mass as introduced in Chapter 6 (Equations 6.23 to 6.27). For the special case of a line load decomposed into components  $X$  and  $Y$  parallel and perpendicular to the planes of discontinuity (Figure 9.9), John Bray<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Unpublished notes, 1977, Imperial College, London, Royal School of Mines. See also H. D. Conway (1955) Notes on the anisotropic half plane subjected to concentrated loads, *J. Appl. Mech.*, Vol. 77, No. 1, p. 0.

showed that the stress distribution in the rock is still entirely radial with  $\sigma_\theta = 0$ ,  $\tau_{r\theta} = 0$ , and

$$\sigma_r = \frac{h}{\pi r} \left[ \frac{X \cos \beta + Yq \sin \beta}{(\cos^2 \beta - g \sin^2 \beta)^2 + h^2 \sin^2 \beta \cos^2 \beta} \right] \quad (9.3)$$

where  $r$  is the distance from the point of load application and  $\beta = (\theta - \alpha)$  as shown in Figure 9.9.  $\beta$  is the angle from the line of action of  $X$  to a radius through the

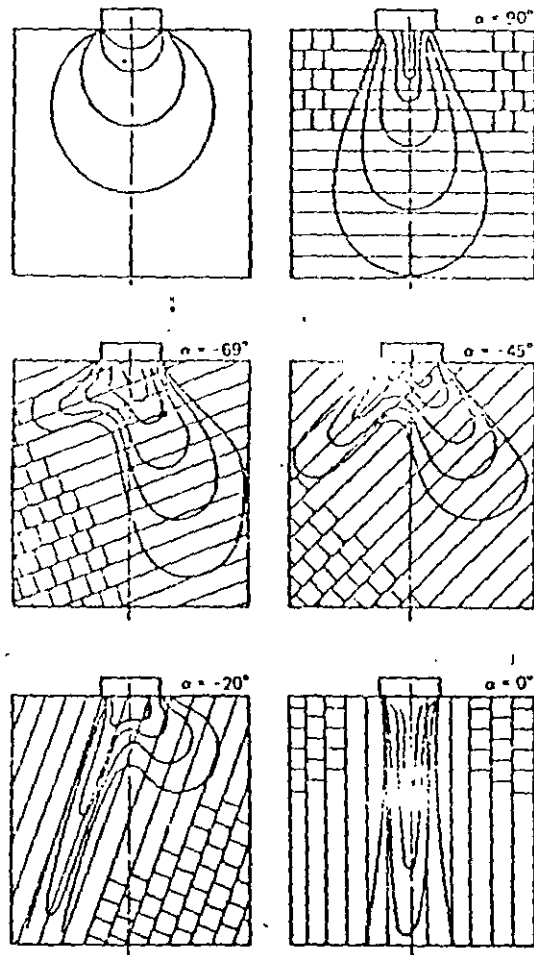


Figure 9.10 Lines of equal stress (bulbs of pressure) determined by Gaziev and Erkhilina (1971) from models. ( $\alpha$  is defined in Figure 9.9.)

point in question. Note that  $X$  is not normal to the surface but is parallel to the planes of discontinuity. The constants  $g$  and  $h$  are dimensionless quantities describing the properties of a transversely isotropic medium "equivalent" to the discontinuous rock mass and are given as follows.

$$g = \sqrt{1 + \frac{E}{(1 - \nu^2)k_n S}} \quad (9.4)$$

$$h = \sqrt{\left(\frac{E}{1 - \nu^2}\right) \left[ \frac{2(1 + \nu)}{E} + \frac{1}{k_s S} \right] + 2 \left( g - \frac{\nu}{1 - \nu} \right)} \quad (9.5)$$

In the above expressions  $E$  and  $\nu$  are the elastic modulus and Poisson's ratio, respectively, of the rock itself.  $k_n$  and  $k_s$  are the normal and shear stiffnesses ( $FL^{-2}$ )

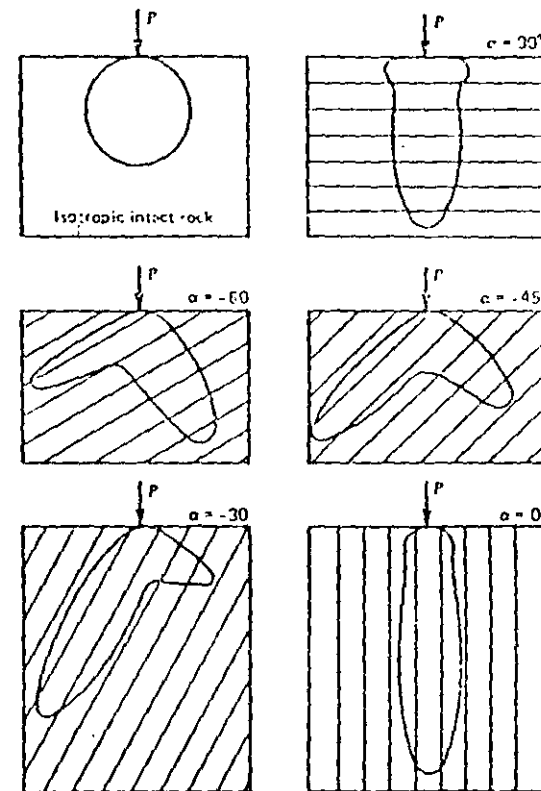


Figure 9.11 Bulbs of pressure under line loads calculated by John Gray using the method of Equations 9.3 to 9.5 (unpublished notes, 1977).

of the discontinuities as discussed with respect to Equations 6.23 and 6.24, and  $S$  is the average spacing between discontinuities.

Using Equations 9.3 to 9.5, it is possible to calculate lines of equal radial stress under line loads with arbitrary inclination relative to the direction of layers. In all the equations concerning loci of constant radial stress, it can be noted that the inclination of the ground surface does not affect the answer except to establish which parts of the loci lie within the ground. John Bray compared the results of model studies published by Gaziev and Erlikhman (1971) with line-load solutions from Equation 9.3, calculated with joint properties such that closing of joints is equal in magnitude to the compression of the rock, that is,  $E/(1 - \nu^2) = k_p S$ ; and the slip along joints is 5.63 times the shear displacement of the rock parallel to the joints, that is,  $E/[2(1 + \nu)] = 5.63k_p S$ . With  $\nu = 0.25$ , this gives  $g = \sqrt{2}$  and  $h = 4.45$ . The agreement in shapes between the principal stress contours found in model studies (Figure 9.10) and calculated with Equation 9.3 (Figure 9.11) shows that stresses caused by footings on layered, schistose, or regularly jointed rock can be predicted rationally.

#### 9.4 ALLOWABLE BEARING PRESSURES ON FOOTINGS ON ROCK

"Allowable pressure" on a footing is the maximum pressure against the rock surface consistent with both deflections, and limiting equilibrium ("stability") as well as permissible stress values in the concrete; the latter may govern design with high loads or very good rock. Deflections are usually more limiting than stability when dealing with rock. An appropriate analysis of settlements and rotations under a footing on regularly bedded or fractured rock can be made by superposition and integration of Equation 9.3 using the stress-strain relations of Equation 6.9 with Equations 6.23 to 6.27. Kulhawy and Ingraffea (1978) and Kulhawy (1978) offered a simpler method to estimate settlement in fractured rocks under strip, circular, and rectangular footings. It is sometimes practical to conduct load tests on footings in the field, in which case safe pressures can be established directly without separately evaluating the structural and physical properties of the rock. However, such tests are expensive and can seldom encompass the whole range of rock and environmental conditions pertinent to a foundation. Finite element analysis offers another approach by which the variability of site conditions and rock properties can be studied to achieve an economical design.

The calculation of a bearing capacity according to limiting equilibrium calculations for a footing under load must respect the complexity and variety of the failure modes discussed earlier. Although we can give no universal formula for bearing capacity of rock, several simple results prove useful as tools to calculate

the order of magnitude of a limiting safe pressure. Tests in isotropic rock have shown that this pressure often occurs at a settlement approximately equal to 4 to 6% of the footing width.

We consider now the mode of failure shown in Figures 9.5a to c, in which a laterally expanding zone of crushed rock under a strip footing induces radial cracking of the rock to either side. The strength of the crushed rock under the footing will be described by the lower failure envelope in Figure 9.12, while the strength of the less fractured, neighboring rock will be described by the upper curve in the same figure. The largest horizontal confining pressure that can be mobilized to support the rock beneath the footing (zone A in Figure 9.12) is  $p_1$ , determined as the unconfined compressive strength of the adjacent rock (zone B of Figure 9.12). This pressure determines the lower limit of the Mohr's circle

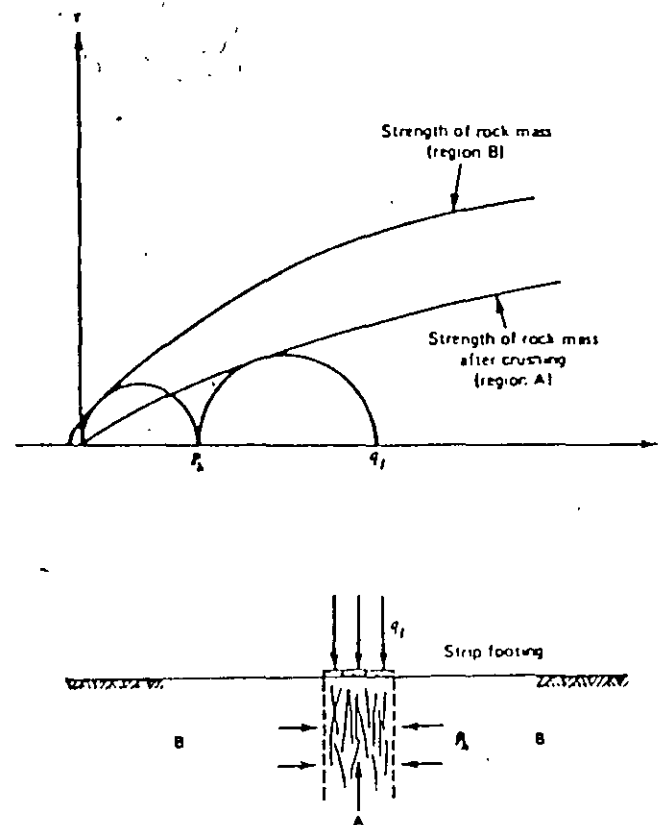


Figure 9.12 Analysis of bearing capacity on rock

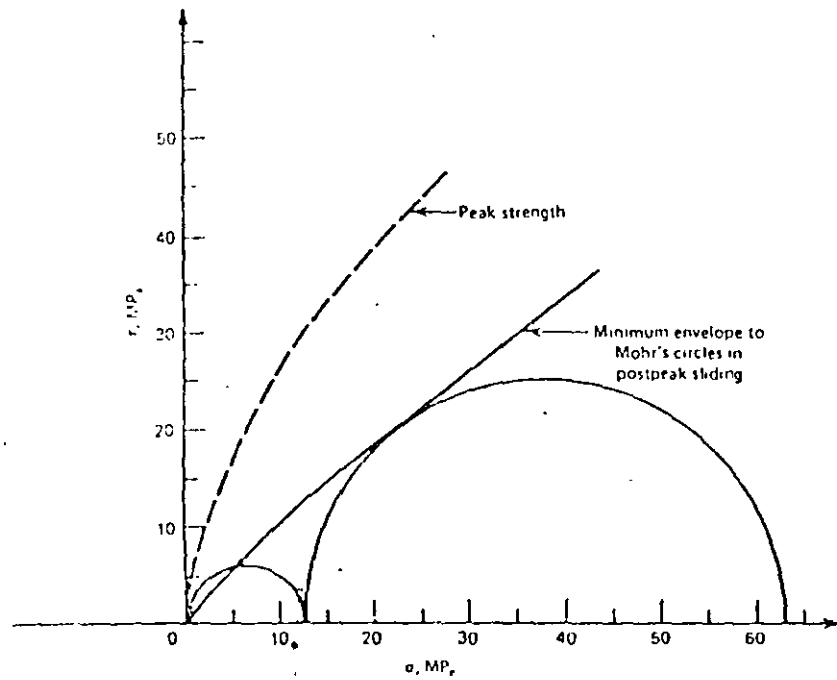


Figure 9.13 Example of bearing-capacity analysis for a highly fractured greywacke sandstone [After Raphael and Goodman (1979)]

tangent to the strength envelope of the crushed rock under the footing.<sup>2</sup> Triaxial compression tests on broken rock can define the latter strength envelope, and thus the bearing capacity can be found. Figure 9.13, for example, shows triaxial compression test results by Raphael and Goodman (1979) on intact and broken core samples from a foundation in highly fractured greywacke sandstone. The condition of the rock surrounding the footing can be represented by the envelope corresponding to the peak strengths of core samples in which all the fractures were carefully fitted together and held with tape before testing. The condition of the rock under the footing can be described by the envelope corresponding to residual strength of such specimens. With these strength properties determined and a factor of safety of 5, the bearing capacity is estimated as 12 MPa. For reference, the unconfined compressive strength of the intact rock is 180 MPa.

Examination of Figure 9.12 leads to the conclusion that the bearing capacity of a homogeneous, discontinuous rock mass cannot be less than the unconfined

compressive strength of the rock mass around the footing, and this can be taken as a lower bound. If the rock mass has a constant angle of internal friction,  $\phi$ , and unconfined compressive strength  $q_u$  (Mohr-Coulomb material), the method of Figure 9.12 establishes the bearing capacity as:

$$q_f = q_u(N_\phi + 1) \quad (9.6)$$

where

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (9.7)$$

Actual conditions may call for special analysis. Figure 9.14a, for example, shows a footing bearing on a thin, relatively rigid sandstone layer underlain by more flexible claystone. With sufficient load, the stiff layer will break in flexure, thereafter transferring a greater proportion of load to the clay shale. The deflections associated with the cracking of the upper layer will probably limit the design loads. Otherwise, the bearing capacity will be that calculated from the properties of the lower layer. The strength of the stiffer layer can be analyzed considering it to be a thick beam.

Figure 9.14b depicts a footing resting on a portion of a single joint block created by orthogonal vertical joints each spaced distance  $S$ . Such a condition might arise, for example, in weathered granite. If the footing width  $B$  is equal to the joint spacing  $S$ , the rock foundation can be compared to a column whose strength under axial load should be approximately equal to the unconfined compressive strength  $q_u$ . If the footing contacts a smaller proportion of the joint block, the bearing capacity increases toward the maximum value consistent with the bearing capacity of homogeneous, discontinuous rock, obtained with the construction of Figure 9.12 or from Equation 9.6 as appropriate. This problem was studied by Bishnoi (1968) assuming that some load is transferred laterally across the joints. Modifying this boundary condition for an open-jointed rock mass in which lateral stress transfer is nil yields:

$$q_f = q_u \left\{ \frac{1}{N_\phi - 1} \left[ N_\phi \left( \frac{S}{B} \right)^{N_\phi - 1/N_\phi} - 1 \right] \right\} \quad (9.8)$$

Comparing the results of computation with Equations 9.6 and 9.8 shows that open joints reduce the bearing capacity only when the ratio  $S/B$  is in the range from 1 to 5, the upper limit increasing with  $\phi$ .

When determining the safe bearing pressures on a footing on rock, it is never permissible to use the bearing capacity as calculated, or even as measured by load tests in situ, without consideration of scale effects. There is an element of uncertainty associated with the variability of the rock and a significant size effect in strength under compressive loads. However, even with a factor of safety of 5, the allowable loads will tend to be higher than the code values sampled in Table 9.2, except when the foundation is on or near a rock slope.

<sup>2</sup> Proposed by Ladanyi (1972) who acknowledges R. T. Shield (1954), "Stress and velocity changes," *J. Math. and Physics*, Vol. 33, pp. 144-156.

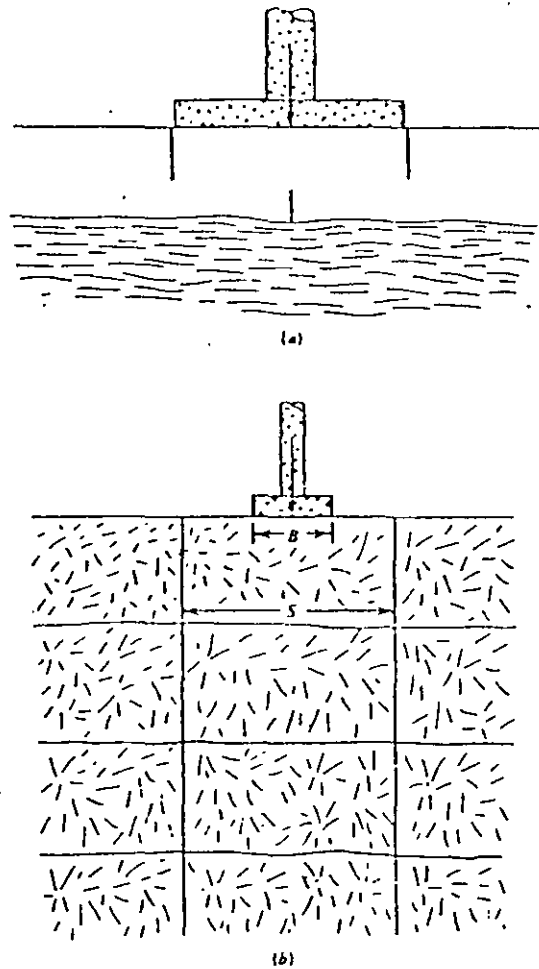


Figure 9.14 Footings on (a) layered rock and (b) rock with open, vertical joints

Bearing capacity may be considerably reduced by proximity to a slope because modes of potential failure may exist in the region of the foundation with unsatisfactory degrees of safety even without added loads. The initiation of sliding could cause violent structural collapse for bridge piers, side-hill towers, and abutments of arch dams; thus the slopes must be explored and analyzed diligently. In such cases, special reinforcing structures may be needed. Figure 9.15a shows a concrete structure added downstream of the slender right abutment of the 151-m-high

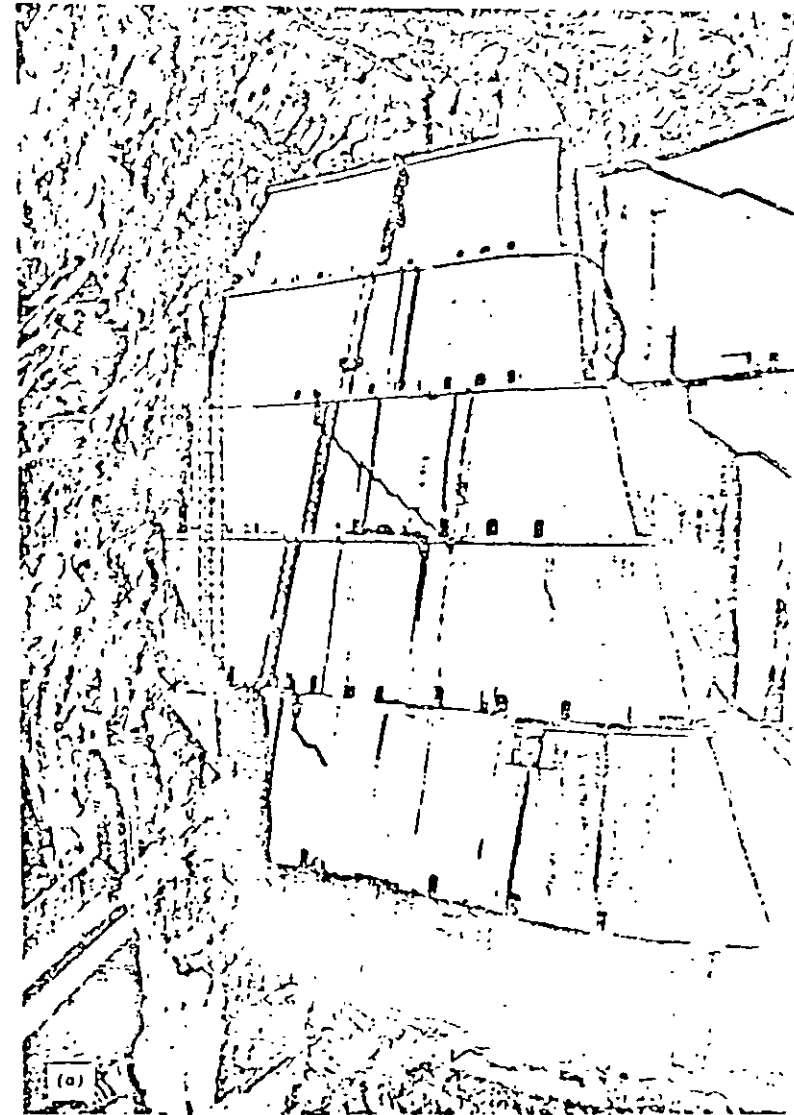


Figure 9.15 Reinforcing structure for the abutment of Canelles arch dam. [Reproduced from Alvarez (1977) with permission.] (a) A view of the structure downstream.

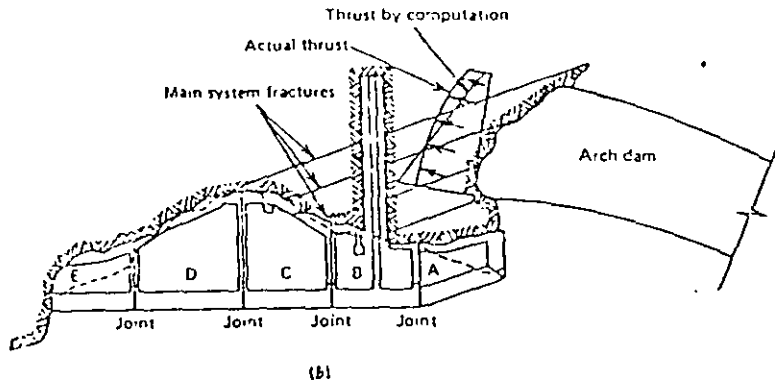


Figure 9.15 Reinforcing structure for the abutment of Canelles arch dam, Spain. [Reproduced from Alvarez (1977) with permission.] (b) A horizontal section.

of five tunnels filled with reinforced concrete (Figure 9.15b), the structure is supposed to increase the factor of safety against sliding on a daylighting system of vertical fractures in the Cretaceous limestone. The fractures are filled with up to 25 cm of clay, and recur with average spacing of 5 m. The tunnels are intended to extend beyond the line of thrust of the arch, and can mobilize up to 5000 tons of tensile force.

Analysis of failure modes for foundations on rock slopes, assuming the geometry of failure to be determined by discontinuity planes, is an extension of methods discussed in Chapter 8. The addition of a force to the stereographic projection solution for plane and wedge slides was discussed in that chapter (e.g., Figure 8.12). The problems at the end of this chapter examine how the equations for stability under plane failure and for a slide composed of two planes can be modified to include one or more forces applied to the sliding mass.

Limestone is always suspect as a foundation rock for dams because past weathering may have opened up cavities capable not only of transmitting leakage but that may also reduce the bearing capacity of the foundation. This concern relates to earth and rock-fill dams as well as to concrete structures. Patoka Dam, Indiana, an earth and rock-fill embankment about 45 m high, illustrates foundation problems that can arise when dealing with limestone.<sup>3</sup> The dam was built over a series of upper Paleozoic sandstone, shale, and limestone formations. Solution cavities and enlarged joints demanded considerable foundation treatment by the Corps of Engineers to provide bearing capacity and protection from erosion of the competent material into the interstices of the rock mass. Concrete walls 30.5 cm

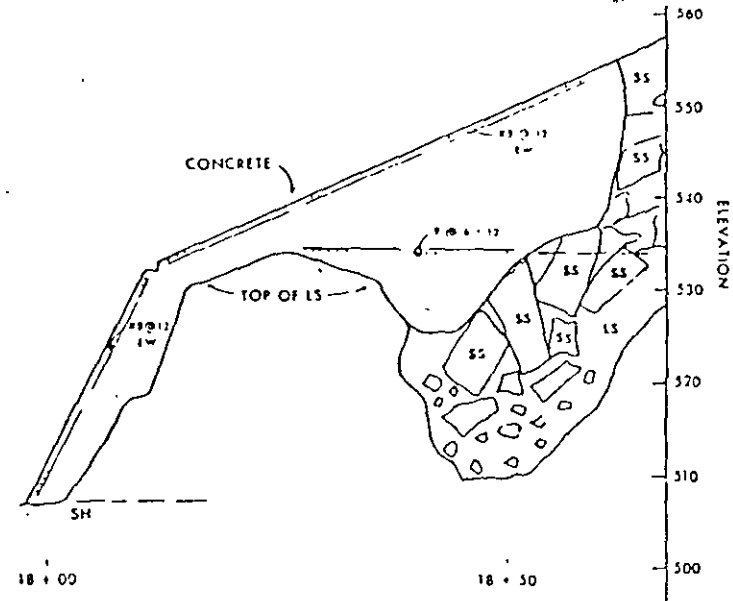
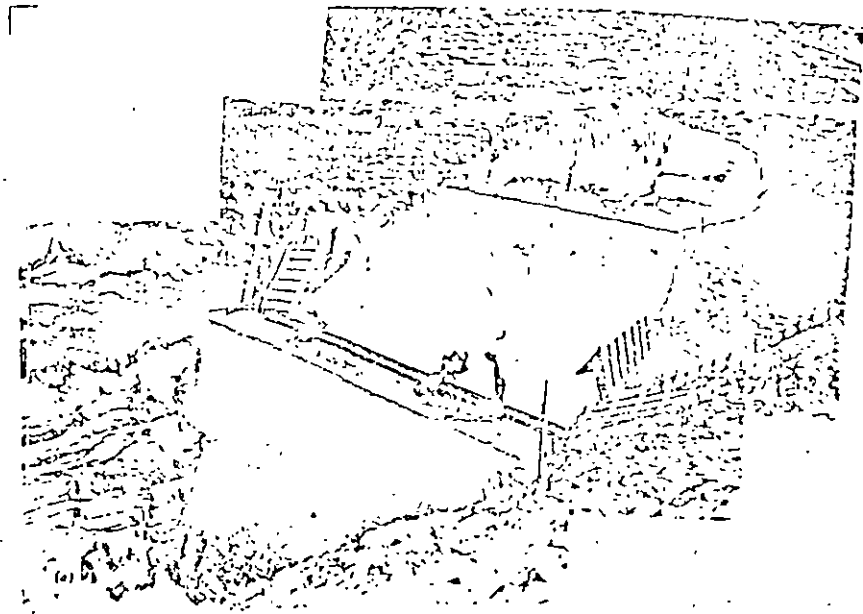


Figure 9.16 Foundation treatment required under a dike at Patoka Reservoir, Indiana. (a) View of a reinforced concrete plug to bridge across a rubble-filled cavity. (b) Vertical section through the structure. (Courtesy of Benjamin Kelly, Corps of Engineers, Louisville District)

<sup>3</sup>J. S. D. Markwell (1978) Seepage control measures at Patoka Dam, Indiana; Proceedings of the 1978 Annual Meeting, Chicago, October.



thick were constructed against rock surfaces excavated by presplitting; these walls separate embankment materials from open-jointed limestone. The rock was grouted through the walls after they were constructed. Deep foundation grouting could not satisfactorily consolidate the rock and close seepage paths in the abutments due to excessive grout flow into open cavities, difficulty in drilling through collapsed, rubble-filled cavities, and hole alignment problems created by the irregular limestone surface. Instead, a cutoff trench averaging 8.5 m deep and about 1.7 m wide, and backfilled with lean concrete, was constructed along a side-hill length of 491 m in the right abutment to carry the foundation to the shale below the cavernous limestone. Roof collapses that had occurred under natural conditions left blocks of sandstone in clay as incomplete fillings of cavities reaching as much as 12 m above the top of the Mississippian limestone into the overlying Pennsylvanian sandstone. One large collapse feature under the abutment of a dike was bridged with a reinforced concrete plug and wall (Figure 9.16).

Although not nearly so unpredictable and treacherous as karstic limestones, decomposed granitic rocks may also require special foundations, particularly for large dams. Quite commonly, the degree of weathering of the rock forming a valley increases notably as the upper part of the valley is approached. Figure 9.17 shows a large gravity monolith that was required, for this reason, in the upper part of the abutment of an arch dam in Portugal.



Figure 9.17. Gravity block required for the upper part of the right abutment of Alto Rabagao Dam, Portugal. (Courtesy of Dr. Manuel Rocha.)

## 9.5 DEEP FOUNDATIONS IN ROCK

When the allowable loads on the surface soils are low, it may be economical to carry the structural loads to rock by means of driven or cast-in-place piles, or piers cast in drilled shafts (Figure 9.3). When concrete is poured against drilled rock surfaces, it develops an adhesion ("bond"), which can carry shear stresses up to the shear strength of rock or of the concrete, whichever is less. To design the foundation, it is necessary to consider how the load will be distributed between *bond* on the sides of the pier or pile, and *bearing* resistance at its end. The length and diameter of the pier (or pile) can be selected to strike a balance between the two so that neither permissible bond stresses nor permissible bearing pressures are exceeded.

Bearing capacity increases when a footing is buried because it requires additional work to expand the failing region against an increased rock pressure. An exception to this rule is the case of failure by punching caused by the collapse of pore structure or the closing of joints. In cohesive soils, the bearing capacity beneath plates buried more than four diameters can be increased from the surface value of six times the undrained shear strength ( $S_u$ ) to nine times the undrained shear strength (which corresponds to  $4.5q_u$ ) (Woodward, Gardner, and Greer, 1972). Even this is conservative as shown in tests by Wilson (1977) on 900 mm diameter cast-in-place concrete piles socketed into Cretaceous mudstone; the bearing strength was at least one-third greater than  $9S_u$ . The British code (Institution of Civil Engineers Code of Practice No. 4) permits a 20% increase in safe bearing capacity for each foot of depth up to a limit of twice the surface value.

The settlement of a rigid circular bearing plate on an isotropic, elastic half space was given in Equation 6.10. Following Poulos and Davis (1968), we introduce depth factor ( $n$ ) in that equation to express the settlement ( $w_{base}$ ) of the lower end of a pier or pile set in the base of a shaft below the bedrock surface (Figure 9.18a)

$$w_{base} = \frac{(\pi/2)p_{end}(1 - \nu_r^2)a}{E_r n} \quad (9.1)$$

where  $p_{end}$  is the normal pressure at the lower end of the pier or pile  
 $\nu_r$  and  $E_r$  are the Poisson's ratio and elastic modulus of the rock  
 $a$  is the radius of the lower end of the pile or pier  
 $n$  is a factor depending on relative depth and on  $\nu_r$ , as given in Table 9.3

If a pier is founded on top of the bedrock surface, it is prudent to neglect adhesion along its sides in the soil layers and assume that the full pressure  $p$ , acting on the top of the pier acts also on its base. However, when a pier is socketed in rock even several radii deep, a considerable proportion of the load is transferred to the perimeter and  $p_{end}$  is significantly less than  $p_{total}$ . As long as the bond is maintained along the sides, analysis of the load transference corresponds to that of a cylindrical elastic inclusion "welded" to the surrounding medium. For element analysis of an elastic, axisymmetric system by Osterberg and Gill (19

TABLE 9.3

Effect of Embedment Depth ( $l$ ) on Displacements of a Rigid Plate According to Equation 9.9

$l/a$	0	2	4	6	8	14
$n: \nu_r = 0$	1	1.4	2.1	2.2	2.3	2.4
$n: \nu_r = 0.3$	1	1.6	1.8	1.8	1.9	2.0
$n: \nu_r = 0.5$	1	1.4	1.6	1.6	1.7	1.8

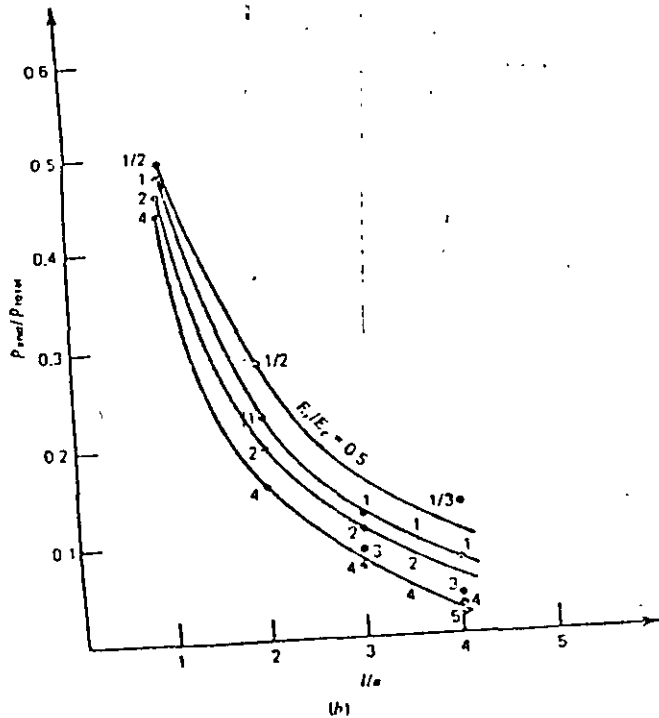
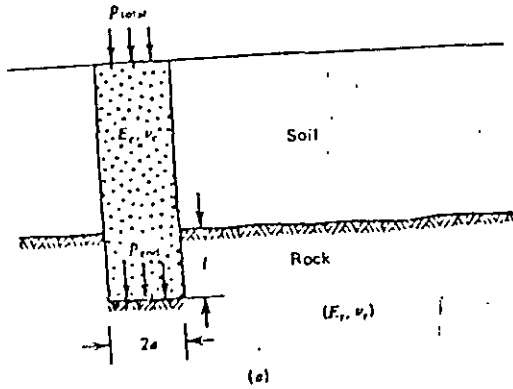


Figure 9.18 Load transfer in a socketed pier. (a) Terminology for the pier. (b) Data on load transfer calculated by Osterberg and Gill (1973) for indicated values of  $E_s/E_r$ . The curves were deduced by

can therefore provide a useful starting point for analyzing load transfer in a pier socketed into rock, proving that the pier is not loaded beyond the limit of bond strength. Figure 9.18b presents a family of curves expressing the ratio  $p_{pier}/p_{pier0}$  as deduced from Osterberg and Gill's results by Ladanyi (1977). Notice that at embedment ratios ( $l/a$ ) greater than 4, the end-bearing pressure under a pier on stiff rock is less than one-eighth of the pressure applied to the top of the pier.

When the rock is more compliant than the pier, as in chalk or compaction shale, or in the case of piles driven through rock to obtain a "set" in bedrock, the adhesion sustains a smaller proportion of the total load. This can be appreciated from the results of pile load tests like that presented in Figure 9.19, from Wilson (1977). His test was conducted by compressing a pile of 670 mm bottom diameter inside a socket augered at the base of an oversized hole; in this way, adhesion occurred only along a short section and the end-bearing capacity could be determined with minimal correction to the test data. The load was applied by jacking against a stiff steel girder held down by two piles cast against the rock over a predetermined length of 1 m. Monitoring the deflections of all three piles thus measures adhesion in the outer two piles simultaneously as the center pile is compressed. The adhesion measurement is conservative because pulling reduces the normal stress on the periphery of the pile whereas the opposite is true in service under compression. As the right pile yielded, at 340 kN uplift load, the position of the jack was moved to the left end of the girder and the test was continued, eventually causing the left pile to yield at 520 kN.

Several principles are illustrated by these results. First, the adhesion is typically developed with a deflection of 10 mm or less, while mobilization of the full bearing capacity may require a settlement of 30 to 40 mm or more (typically 4 to 6% of the base diameter as noted previously). The curve of load versus deformation for the development of adhesion is steep with some loss of strength due to cracking in concrete or rock, or both, after the attainment of a peak load. In contrast, the load-deformation curve in end bearing is curved downward almost from the beginning and may show strain hardening (i.e., upward curvature) after a plateau of strength is reached, although brittle behavior may occur with continued loading. A d...

can choose to assign a large proportion of the pier load to perimeter bond only if he or she assures that deflections do not exceed those required for its full mobilization; but this is wasteful with respect to end bearing. With continued loading beyond the peak adhesion, the proportion of load carried by the base of the pier must increase.

In the limit where all bond is broken along the sides, it is useful to analyze the case posed by a pile or pier with frictional contact along its sides. The load transference corresponding to the elastic case charted in Figure 9.18b would change and approach the values corresponding to a frictional interface after the adhesion is broken by overloading or if a construction method is used in which bond is minimal (e.g., precast piles set into boreholes). Assuming the coefficient of side friction is zero between the pier or pile and the soil and is a constant value  $\mu$  on the wall of the socket in the rock, it is shown in Appendix 4 that the vertical stress ( $\sigma_y$ ) in the pier at depth  $y$  below the top of rock is

$$\sigma_y = p_{total} e^{-\mu(2\nu_c \mu(1-\nu_r) + (1+\nu_r)E_c/E_r)Hy/\alpha} \quad (9.10)$$

where the subscripts  $c$  and  $r$  denote concrete and rock respectively and  $p_{total}$  is the pressure applied to the top of the pier. If the depth ( $l$ ) of the socket is input for  $y$ ,  $\sigma_y$  calculated from the above equals the end-bearing pressure  $p_{end}$ . To approximate the results of the elastic analysis in which one assumes a welded contact between concrete and rock, large values of  $\mu$  must be introduced into Equation 9.10 as examined in Problem 7.

Bond strength is best determined by a field pullout test like the one described or by a compressive load test with a compressible filling placed beneath the end of the pile or pier to negate end bearing. In soft, clay-rich rocks like weathered clay shale, which tend to fail in shear rather than in compression, the bond strength is determined in relation to the undrained shear strength ( $S_u$ )

$$\tau_{bond} = \alpha S_u \quad (9.11)$$

Recasting in terms of  $q_u$  and  $\phi$ ,

$$\tau_{bond} = q_u \left[ \frac{\alpha}{2 \tan(45 + \phi/2)} \right] \quad (9.12)$$

Typical values of  $\alpha$  range from 0.3 to 0.9 but may be considerably greater if the surface is artificially roughened [Kenney (1977)]. In hard rock, bond strength ( $\tau_{bond}$ ) reflects diagonal tension, and it may accordingly be approximated by the tensile strength of rock and concrete. A conservative value for bond strength in hard rocks is then

$$\tau_{bond} = \frac{q_u}{20} \quad (9.13)$$

in which  $q_u$  is the unconfined compressive strength of laboratory samples (see Figure 9.20). The allowable shear stress ( $\tau_{allow}$ ) must be less than  $\tau_{bond}$  in both the

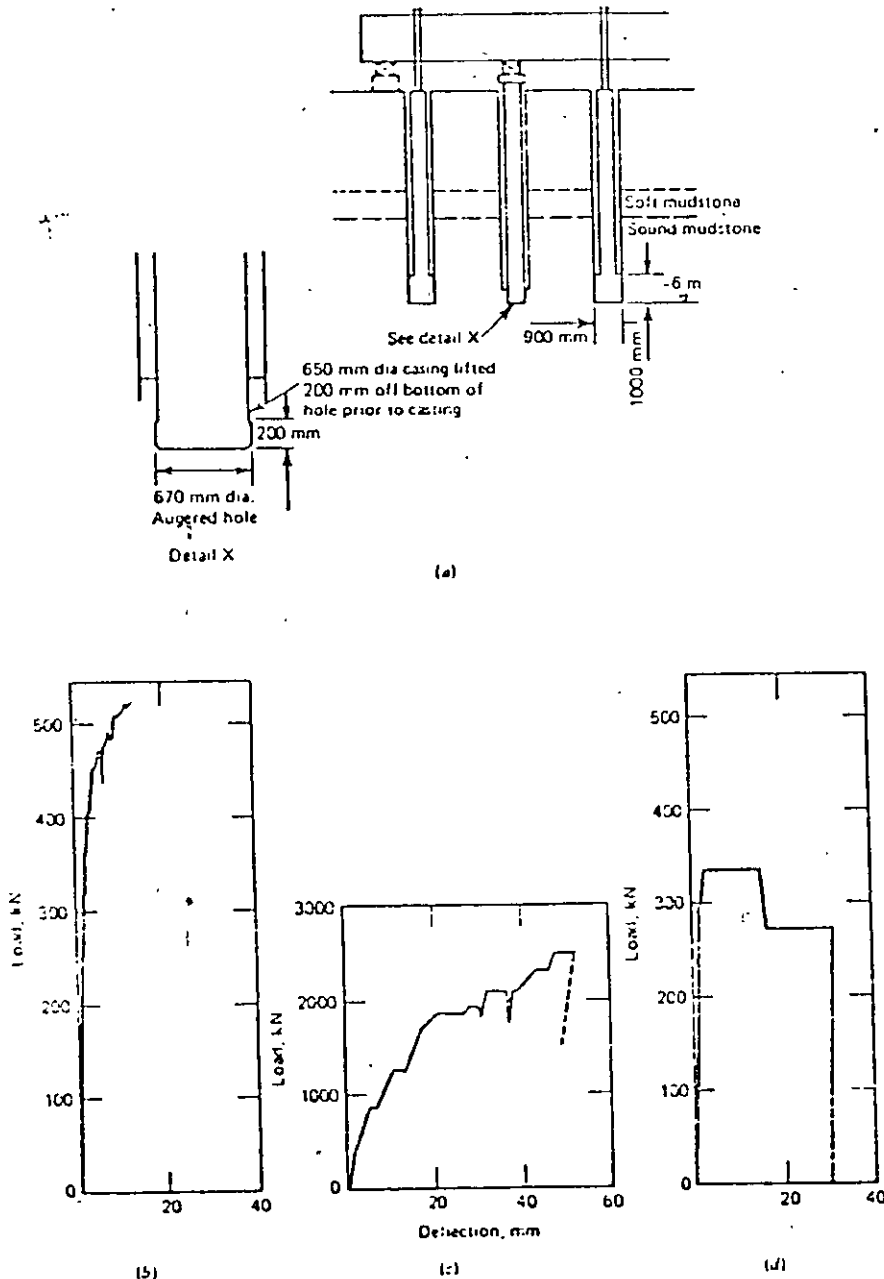


Figure 9.19 Pile load test, after Wilson (1977) (a) Test setup (b) Pull test on left pile. (c)

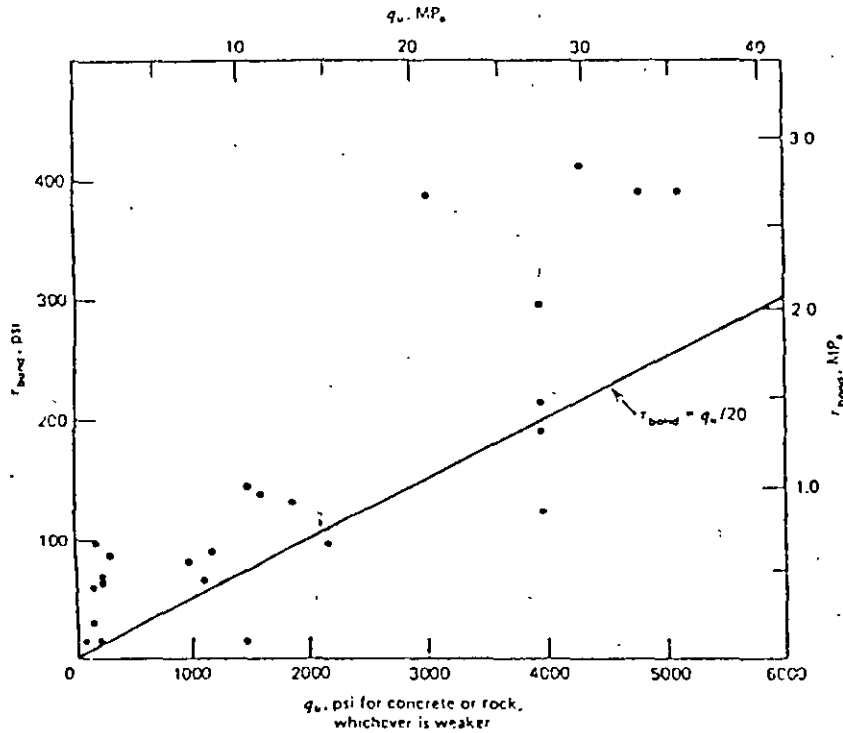


Figure 9.20 Strength of bond between concrete and rock for piers with radii greater than 200 mm. Data from Horvath and Kenney (1979) based on load tests.

Ladanyi (1977) proposed a method of design providing for full bond strength, developed over a socket length sufficient to reduce the end-bearing pressures to acceptable values. The following iterative scheme will achieve this once the allowable bearing pressure and the allowable shear stress have been established.

Given the total vertical load  $F_{total}$  on the top of the pier:

1. Assume a value for the allowable bond stress ( $\tau_{allow}$ ) on the wall of the rock socket:
2. Select a radius ( $a$ ). This may be dictated by the allowable load in the concrete.
3. Neglect end bearing and calculate the maximum length ( $l_{max}$ ) of the rock socket:

$$l_{max} = \frac{F_{total}}{(2\pi a \tau_{allow})}$$

4. Choose a value  $l_1$  less than  $l_{max}$  and corresponding to  $l_1/a$  determine  $p_{end}/p_{total}$  from Figure 9.18b. Alternatively, corresponding to a lower value of bond stress, choose a value for  $\mu$  and calculate  $p_{end}/p_{total} = \sigma_y / F_{total}$  from Equation 9.10 with  $y = l_1$ .
5. Calculate  $p_{end} = [F_{total} / (\pi a^2)] [p_{end} / p_{total}]$ .
6. Compare  $p_{end}$  to the allowable bearing pressure ( $q_{allow}$ ) appropriate for the material at depth  $l_1$  with relative embedment ratio  $l_1/a$  (see Equation 9.9).
7. Calculate  $\tau = [1 - p_{end}/p_{total}] [F_{total} / (2\pi a l_1)]$ .
8. Compare  $\tau$  with  $\tau_{allow}$ .
9. Repeat with  $l_2$  and  $a$  until  $\tau = \tau_{allow}$  and  $p_{end} \leq q_{allow}$ .

If a low factor of safety is used for bond strength, a higher factor of safety is required for bearing to assure that the displacements are compatible. Kenney (1977) suggested that bearing and end resistance could be developed at compatible displacements by preloading the base using flat jacks or hydraulic cylinders between the pier base and the rock.

As shown in Figure 9.21, the settlement of a pier on rock can be calculated as the sum of three terms: (1) the settlement of the base ( $w_{b,cr}$ ) under the action of  $p_{end}$ ;

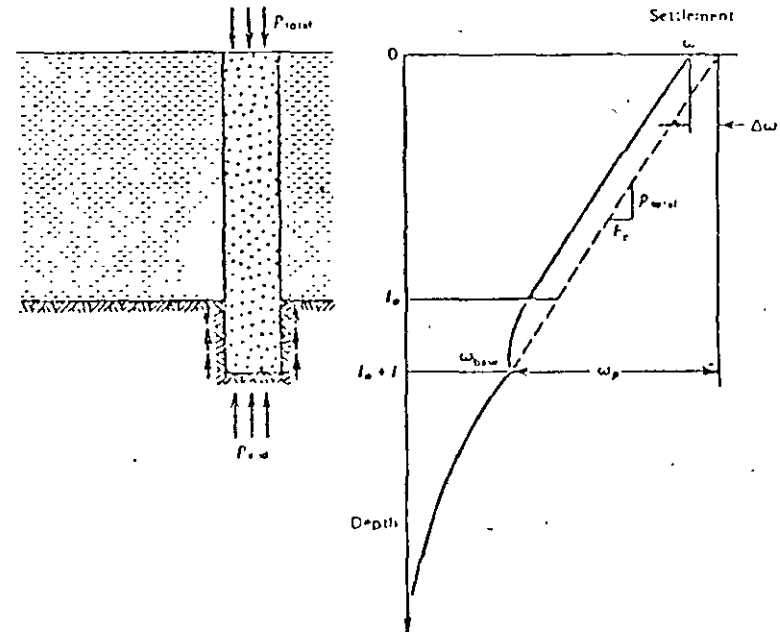


Figure 9.21 Settlement of a pier socketed in rock

(2) the shortening of the pile itself ( $\omega_p$ ) under a uniform compressive stress equal to  $p_{total}$ ; and (3) a correction ( $-\Delta\omega$ ) accounting for the transference of load through adhesion along the sides.

$$\omega = \omega_{base} + \omega_p - \Delta\omega \quad (9.14)$$

These terms are calculated as follows:

$\omega_{base}$  is calculated from Equation 9.9 for an isotropic material or using results of Kulhawy and Ingraffea for anisotropic materials

$$\omega_p = \frac{p_{total}(l_0 + l)}{E_c}$$

where  $l_0 + l$  is the total length of the pile and  $l$  is the length embedded in rock and

$$\Delta\omega = \frac{1}{E_c} \int_{l_0}^{l_0+l} (p_{total} - \sigma_s) dy$$

The last term is not important for socketed piers if most of the length of the pier is in soil.\*

Shafts larger than about 1 m in diameter permit visual inspection and testing of the rock, subject to water conditions, wall stability, and air quality. Many types of tests have been tried to minimize the equally important "down time" yet assure satisfactory rock and accurate assertions concerning rock properties. Woodward, Gardner, and Greer (1972) recommend drilling inexpensive holes, without coring, in the base of the socket, then feeling the sides for open cracks and seams with a rod equipped with a sideward point. A borehole camera, television, periscope, or the Hinds impression packer can be used advantageously to inspect the rock. The latter device expands a packer in the hole to squeeze a wax film against the wall of the borehole [Barr and Hocking (1976) and Brown, Harper, and Hinds (1979)]. Cracks, seams, and bedding can be seen clearly in the impression.

The depth of exploration necessary to assure satisfactory bearing under a pier depends on the depth of the rock socket and the shape and extent of the lines of equal principal stress. With vertical or horizontal strata having low interbed friction, the bulbs of pressure are narrow and deep as discussed previously. If the rock socket is short and the pressure bulbs are deep, stresses sufficiently large to cause appreciable settlement in a weak rock layer could occur more than 5 ft (depth

\* For the vertical stress distribution described by equation 9.10,

$$\omega_p - \Delta\omega = \frac{p_{total} l_0}{E_c} + \frac{p_{total}}{E_c} \left[ \frac{1}{v_c} - (1 + v_c) \right] \left[ 1 + \left( \frac{E_c}{E_r} \right) \left( \frac{1 + v_r}{1 - v_r} \right) \right] \left( \frac{a}{2\mu} \right) (1 - e^{-2\mu l})$$

where,

$$2v_r \mu l a$$

of exploration required in the Rochester code, Table 9.1) below the base of the socket. In areas underlain by karstic limestone, it may be necessary to search below a shaft 10 m or more to find good rock, free of cavities continuously for at least 3 m.

Rock tests conducted on the walls of sockets or in the boreholes at the base of a socket can provide the data required for design. The borehole jack which expands metal plates against opposite segments of a borehole is well suited for this type of evaluation. (Borehole tests are discussed in Chapter 6.) In clay shales and other soft rocks free of hard concretions, the cone penetrometer has been used to evaluate the undrained shear strength below foundations (see Equation 9.11). The standard penetration test is also used in such rocks. Wakeling (1970) correlated rock properties with standard penetration tests for chalk. When the rock has hard interbeds or concretionary lenses, standard penetration tests will be confusing. Rock mass classification by the geomechanics classification discussed in Chapter 2, together with the correlation of Figure 6.9, determines the modulus of elasticity of the foundation based on simple tests and observations.

## 9.6 SUBSIDING AND SWELLING ROCKS

In previously mined regions, karst topography, highly soluble rocks, and rocks with swelling minerals, foundations may be displaced by rock movements quite apart from deflections caused by the foundation bearing pressures. In each case, the potential problems are best handled through judicious siting after thorough subsurface exploration. Locations and elevations of structures may need repeated shifting according to the results of core borings. In mined-out terrain, it may be possible to avoid the chance of subsidence by choosing a location underlain by barrier pillars between panels. In karst terrain, surprises can happen despite the most thorough exploration, or conditions can deteriorate after construction following a lowering of the ground water table (Foote, 1963). Lowering the ground water table increases effective stresses bringing additional load on existing cavities, while reducing capillarity of overlying soils which can then run into them (Sowers, 1976).

If a room and pillar mine occurs beneath a building, four possibilities must be recognized: (1) the mine is so deep that subsidence at the surface is extremely unlikely; (2) the mine is definitely caving with loss of support at the ground surface; (3) the mine openings are presently stable but could collapse in the future; or (4) the mine openings are stable and unlikely to deteriorate.

Mine openings more than 100 m deep rarely cave to the surface but it is not impossible for them to do so. The geological section will establish the presence or absence of thick, strong formations able to bridge a cave of given dimensions.

destruction through flexure. High horizontal stresses tend to reinforce such bridging formations. When an opening of original height ( $h$ ) stops upward, broken roof rock tumbles down and eventually fills it; as the caving progresses, the former cavity in rock with density  $\gamma$  is replaced by a larger inclusion of crushed rock with density  $\gamma/B$ . The maximum possible height ( $H$ ) of the inclusion is therefore:

$$H = \frac{h}{(B - 1)} \quad (9.15)$$

Price et al. (1969) used this expression to establish the depth  $H$  to old mine workings such that surface subsidence is not likely. In highly fractured roof rock lacking appreciable horizontal stress, a cave may narrow upward but subsequently open upward reaching the surface through hundreds of meters. Thus carefully consider local experience in a mining district.

In areas with still active mining nearby, one may be able to acquire a mine map showing the plan and configuration of rock pillars at depth. If the accuracy of the plan can be determined, Equation 7.4 is applicable to calculating the safety of each pillar. Goodman et al. (1980) suggested that some pillar failure is acceptable if it can be shown that progressive failure is unlikely. Repeated pillar strength calculations with updated tributary areas reflecting reassignment of load from failed pillars will establish the maximum dimensions of potential caves. The capability of the roof rock to span such caves is then determined. If there is any doubt as to the safety of existing pillars, artificial support must be provided or the structure must be relocated.

Foundations for structures over old mines likely to collapse can be established safely in a number of ways as reviewed by Gray, Salver, and Gamble (1976). If the openings are at shallow depth, it may be cheapest to excavate the rock to a level below them and backfill or establish footings at that level. Deeper openings can be filled with grout or with low-strength soil cement (e.g., lime and fly ash). They can also be propped with grout columns (Figure 9.4a). Alternatively, drilled piers socketed below the floor of the openings or piles driven through drill holes into the floor of the mine openings can support the structure below the potentially caving levels. Deep foundations may be subjected to downdrag or to lateral loads from continued subsidence of the overburden. Lightly loaded areas over sinkholes in karst terrain can be filled with crushed stone reinforced with wire mesh, and then tested with a compacting fill. Concrete fill is appropriate for small cavities beneath footings only if there is no risk of their enlargement, enlargement of a sinkhole filled with concrete can cause sudden, violent collapse.<sup>5</sup>

Swelling rock like montmorillonitic shales, weathered nontronitic basalts, and some salts found in evaporite deposits can create uplift pressures on foundations. The expansion pressure is greatly reduced if some deflection is permitted; therefore, the best attempt to measure the relationship between swelling pressure and

permitted expansion for representative core samples. Such data can be obtained in a consolidometer, bringing a dry specimen to an initial state of precompression and then monitoring the normal force and expansion as the rock is saturated. If a suitable consolidometer is not obtainable, one can place various dead weights on core samples and monitor the increase in length with time after saturation. Figure 9.22 shows data from expansion pressure measurements with a Norwegian fault gouge and with a Cretaceous shale.

The designer can either accept the pressures and deformations or place the foundations deep enough to inhibit access of water to the rock. Figure 9.23 from Woodward et al. (1972) shows a pier design used in Texas to accommodate uplift along the walls resulting from swelling soil and rock. A pipe coated with bond-breaking mastic on its outer surface separates the main load-carrying stem of the pier from the surrounding annulus, which breaks off in tension and moves up with the expanding soil. Anchor piles that reduced expansive heave of spillway slabs in Bearpaw shale are described by Jasper and Shtenko (1969). In California, foundation redesign required on a housing project in expansive claystones could assure stable support only with piers at least 6 m deep [Mechan et al. (1975)].

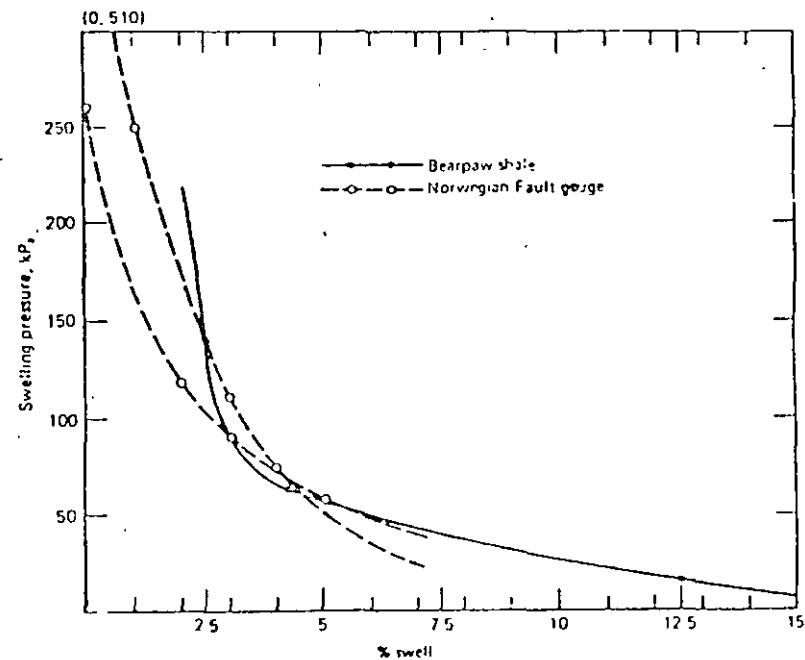


Figure 9.22 Swelling test data for Norwegian fault gouge from Brekke (196) and for Bearpaw shale from Peterson and Peters (1963)

<sup>5</sup> Personal communication.

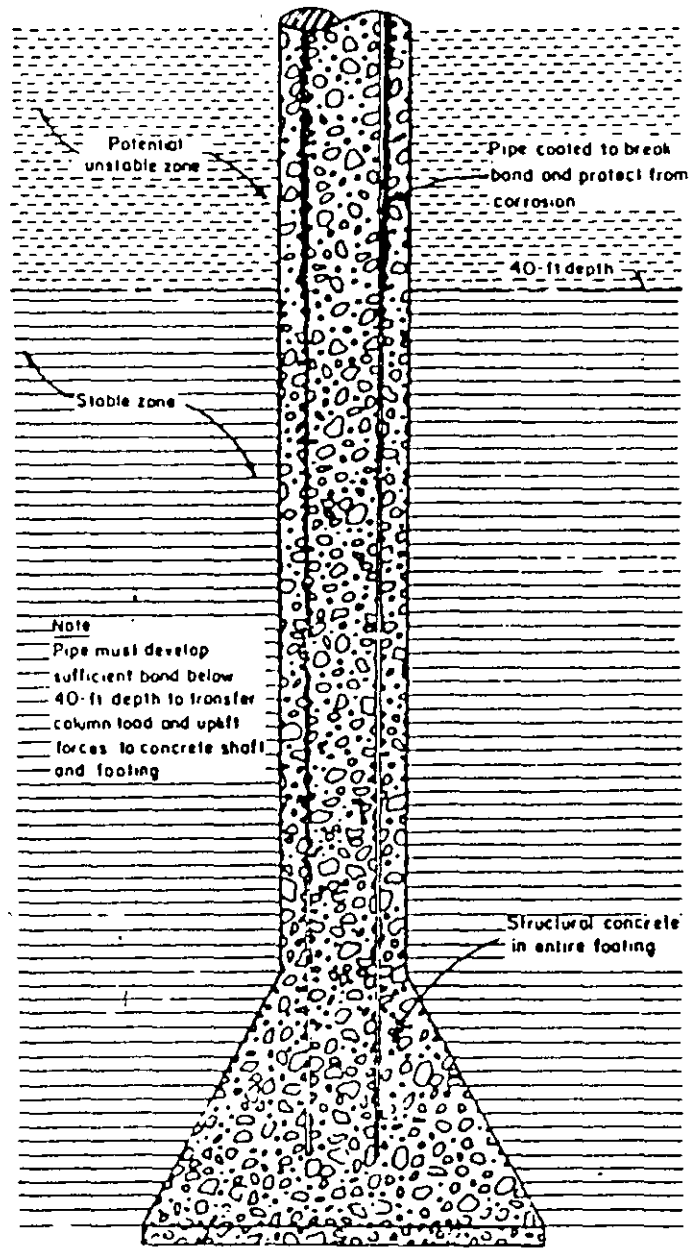


Figure 9.23 Design of a belled pier for relief of uplift due to expansion of the upper layer (dashed lines). The outer annulus of concrete is expected to break in tension near the bottom of the expansive layer; by Rabal and Associates, San Antonio. [Reproduced from Woodward, Gardner, and

Fortunately, ground movements are rare in rock. However, the engineer must always be on guard for special problems, almost any of which can be solved economically if recognized in time.

## REFERENCES

- Alvarez, A. (1977) Interpretation of measurements to determine the strength and deformability of an arch dam foundation, *Proceedings International Symposium on Field Measurements in Rock Mechanics (ISRM)* (Balkema, Rotterdam), Vol. 2, pp. 825-836.
- Ashton, W. D. and Schwartz, P. H. (1974) H bearing piles in limestone and clay shales, *J. Geotech. Eng. Div.*, (ASCE), Vol. 100, No. GT7, pp. 787-806.
- Aurora, R. P. and Reese, L. C. (1977) Field tests of drilled shafts in clay shales, *Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 371-377.
- Barr, M. V. and Hocking, G. (1976) Borehole structural logging employing a pneumatically inflatable impression packer, *Proceedings of Symposium on Exploration for Rock Engineering*, Vol. 1, pp. 29-34.
- Bell, F. G. (ed.) (1978) *Foundation Engineering in Difficult Ground*, Newnes-Butterworths, London.
- Bishnoi, B. W. (1968) Bearing capacity of jointed rock, Ph.D. thesis, Georgia Institute of Technology.
- Brekke, T. L. (1965) On the measurement of the relative potential swellability of hydrothermal montmorillonite clay from joints and faults in Precambrian and Paleozoic rocks, Norway, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 2, pp. 155-165.
- Brown, E. T., Harper, T. R., and Hinds, D. V. (1979) Discontinuity measurements with the borehole impression probe—a case study, *Proceedings 4th Cong. ISRM (Montreux)*, Vol. 2, pp. 57-62.
- Coates, D. F. (1967) *Rock Mechanics Principles*, op. cit Chapter 1.
- Conway, H. D. (1955) Note on the orthotropic half plane subjected to concentrated loads, *J. Appl. Mech.*, Vol. 77, p. 130.
- David, D., Sroka, E., and Goldberger, M. (1977) Small diameter piles in karstic rock, *Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 471-475.
- Desai, C. S. and Christian, J. T. (eds.) (1977) *Numerical Methods in Geotechnical Engineering* McGraw-Hill, New York.
- Dvorak, A. (1966) Tests of anisotropic shales for foundations of large bridges, *Proc. 1st Cong. ISRM (Lisbon)*, Vol. 2, pp. 537-541.
- Engel, D. A. (1969) Surface subsidence and collapse caused by ground water

- withdrawal in carbonate rock areas, *Proc. 23rd Int. Geol. Cong.* (Prague), Vol. 12, pp. 155-166.
- Goziev, F. and Erlikhman, S. (1971) Stresses and strains in anisotropic foundations, *Proceedings Symposium on Rock Fracture, ISRM* (Nancy), Paper II-1.
- Goodman, R. E. (1976) *Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks*, West Publishing, St. Paul, Minn.
- Goodman, R. E., Buchignani, A., and Korbay, S. (1980) Evaluation of collapse potential over abandoned room and pillar mines, *Bull. Assoc. Eng. Geol.*, Vol. 18, no. 1.
- Grattan-Bellew, P. E. and Eden, W. J. (1975) Concrete deterioration and floor heave due to biogeochemical weathering of underlying shale, *Can. Geol. J.*, Vol. 12, No. 3, pp. 373-378.
- Gray, R. E., Salver, H. A., and Gamble, J. C. (1976) Subsidence control for structures above abandoned coal mines, *Trans. Res. Record 612 (TRB)*, pp. 17-24.
- Harper, T. R. and Hinds, D. V. (1977) The impression packer: A tool for recovery of rock mass fracture geometry, *Proceedings Conference on Storage in Evacuated Rock Cavities (ROCKSTORE)*, Vol. 2, pp. 259-266.
- Horvath, R. G. (1978) Field load test data on concrete to rock "bond" strength for drilled pier foundations, University of Toronto, Department of Civil Engineering Publication 78-07.
- Horvath, R. G. and Kenney, T. C. (1979) Shaft resistance of rock-socketed drilled piers, *Proceedings of Symposium on Deep Foundations: Case Histories* (Atlanta) (ASCE) Preprint 3698.
- Jackson, W. T., Perez, J. Y., and Lacroix, Y. (1974) Foundation construction and performance for a 34-story building in St. Louis, *Geotechnique*, Vol. 24, No. 1, pp. 69-90.
- Jaspar, J. L. and Shtenko, V. W. (1969) Foundation anchor piles in clay shales, *Can. Geol. J.*, Vol. 6, p. 159.
- Kenney, T. C. (1977) Factors to be considered in the design of piers socketed in rock, *Proceedings Conference on Design and Construction of Deep Foundations* (Sudbury, Ont.), (Can. Soc. for C.E.).
- Kulhawy, F. H. (1978) Geomechanical model for rock foundation settlement, *J. Geotechnical Engineering Div., ASCE*, Vol. 104, No. GT2, pp. 211-227.
- Kulhawy, F. H. and Ingrassia, A. (1978) Geomechanical model for settlement of foundations on discontinuous rock masses, *Proceedings International Symposium on Rock Mechanics Related to Dam Foundations (ISRM)* (Rio de Janeiro, Vol. 1, No. 1), p. 115-128.
- Ladanyi, B. (1972) Rock failure under concentrated loading, *Proceedings 10th International Symposium on Rock Mechanics*, pp. 363-386.

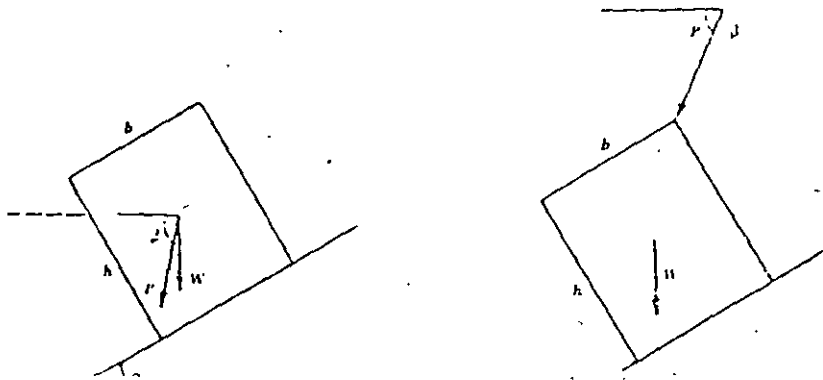
- Ladanyi, B. (1977) Discussion on "Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design," *Can. Geol. J.*, Vol. 14, No. 1, pp. 153-156.
- Londe, P. (1973) *Rock Mechanics and Dam Foundation Design*, International Commission on Large Dams (ICOLD).
- Meehan, R. L., Duker, M. T., and Shires, P. O. (1975) A case history of expansive claystone damage, *J. Geot. Div. (ASCE)*, Vol. 101, No. GT9, pp. 933-948.
- Meyerhof, G. G. (1953) Bearing capacity of concrete and rock, *Magazine of Concrete Res.*, No. 12, pp. 107-116.
- Osterberg, J. O. and Gill, S. A. (1973) Load transfer mechanism for piers socketed in hard soils or rock, *Proceedings 9th Canadian Symposium on Rock Mechanics* (Montreal), pp. 235-262.
- Parkin, A. K. and Donald, I. B. (1975) Investigation for rock socketed piles in Melbourne mudstone, *Proceedings 2nd Australia-New Zealand Conference on Geomechanics* (Brisbane), pp. 195-200.
- Peck, R. B. (1977) Rock foundations for structures, *Rock Eng. for Found. and Slopes* (ASCE), Vol. 2, pp. 1-21.
- Peterson, R. and Peters, N. (1963) Heave of spillway structure on clay shale, *Can. Geol. J.*, Vol. 1, No. 1, p. 5.
- Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1968) *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics* Wiley, New York.
- Price, D. G., Malkin, A. B., and Knill, J. L. (1969) Foundations of multi-story blocks on the coal measures with special reference to old mine workings, *Quarterly J. of Eng. Geol.*, Vol. 1, No. 4, pp. 271-322.
- Raphael, J. and Goodman, R. E. (1979) Op. cit., Chapter 6.
- Rosenberg, P. and Journeaux, N. L. (1976) Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design, *Can. Geol. J.*, Vol. 13, pp. 324-333.
- Sowers, G. B. and Sowers, G. F. (1970) *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, third edition, (Macmillan, New York).
- Sowers, G. F. (1975) Failures in limestone in humid subtropics, *J. Geot. Div., (ASCE)*, Vol. 101, No. GT8, pp. 771-788.
- Sowers, G. F. (1976) Mechanism of subsidence due to underground openings, *Trans. Res. Record 612 (TRB)*, pp. 1-8.
- Sowers, G. F. (1977) Foundation bearing in weathered rock, *Rock Eng. for Foundations and Slopes* (ASCE), Vol. 2, pp. 32-42.
- Thorburn, S. H. (1966) Large diameter piles founded in bedrock, *Proceedings of Symposium on Large Bored Piles* (Institute for Civil Engineering, London), pp. 95-103.
- Tomlinson, M. J. (ed.) (1977) *Piles in Weak Rock*, Institute for Civil Engineering, London.



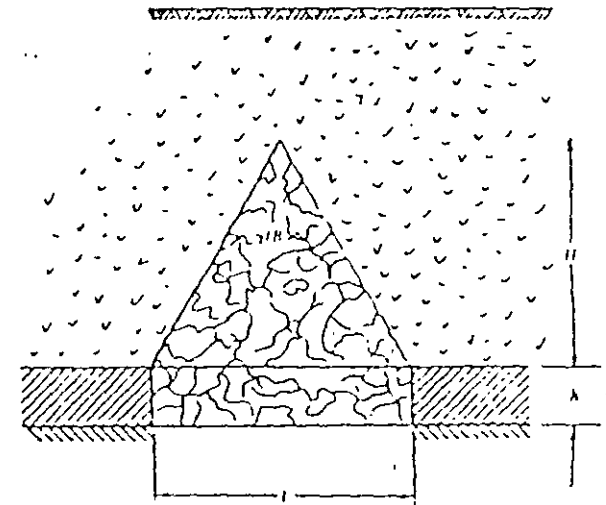
- Underwood, L. B. and Dixon, N. A. (1977) Dams on rock foundations, *Rock Eng. for Foundations and Slopes* (ASCE), Vol. 2, pp 125-146.
- Wakeling, T. R. M. (1970) A comparison of the results of standard site investigation methods against the results of a detailed geotechnical investigation in Middle Chalk at Mundford, Norfolk, *Proceedings Conference on In-Situ Investigation in Soils and Rocks*, British Geotechnical Society (London) pp. 17-22.
- Webb, D. L. (1977) The behavior of bored piles in weathered diabase in *Piles in Weak Rock*, Institution of Civil Engineering, London.
- Wilson, L. C. (1972) Tests of bored and driven piles in Cretaceous mudstone at Port Elizabeth, South Africa in *Piles in Weak Rock*, Institute of Civil Engineering, London.
- Woodward, R. J., Gardner, W. S., and Greer, D. M. (1972) *Drilled Pier Foundations*, McGraw-Hill, New York.
- Zienkiewicz, O. C. (1971) *The Finite Element Method in Engineering Science*, McGraw-Hill, New York.

## PROBLEMS

1. Derive an analogue to Equation 9.6 for the case where the strength envelope of the foundation rock has peak parameters  $\phi_p$ ,  $S_p$  and residual parameters  $\phi_r$ ,  $S_r$ .
2. Modify Equation 8.2 to include a structural load  $P$  oriented  $\beta$  degrees below horizontal toward the free surface and bearing on the surface of the slide.
3. Discuss the stability of the block in the following sketch under its own weight  $W$  and the applied load  $P$ ;  $x$ ,  $b$ , and  $h$  are variables. In (a)  $P$  acts through the centroid; in (b) it acts at the upper right corner.



4. Modify Equation 8.12 to include a structural load ( $P$ ) oriented as in Problems 2 and 3 and bearing on the surface of the upper block (the "active" block).
5. Compare  $p_{end}/p_{total}$  calculated with Equation 9.10 using  $\mu = \tan 59^\circ$  and as given by Osterberg and Gill's results (Figure 9.18b) for  $E_f/E_r = 1/4$  and  $\nu_r = \nu_f = 0.26$ . What value of  $\mu$  seems appropriate for a pier loaded so that it settles 40 mm? Explain any discrepancy from the value of  $\mu$  used in the first part to fit Osterberg and Gill's results.
6. Given a fractured cemented shale with unconfined compressive strength  $q_u = 18$  MPa, obtained from tests with cylinders 4 in. long by 2 in. in diameter. Estimate the allowable bearing pressure  $q_{allow}$  and the allowable bond stress  $\tau_{allow}$  for design of a pier approximately 2 in. in diameter. The rock in-situ is fresh but is broken by three sets of joints spaced on the average 30 cm apart.
7. Discuss the design of a pier passing through soil and into the rock. The properties of the concrete and rock are as follows:  $E_f/E_r = 0.5$ ;  $\nu_r = \nu_f = 0.25$ ;  $\sigma_{cr} = 2$  MPa;  $\tau_{allow} = 0.1$  MPa, and the maximum allowable compressive stress on the concrete is 10 MPa. The applied load at the surface of the pier is 20 MN (downward). Direct shear tests of concrete sliding on representative rock in a pier configuration gave a friction angle of  $40^\circ$ . Consider design for a bonded pier and for a pier unbonded to the wall.
8. Calculate the minimum width of a long cave necessary to fail the roof formed by a 200-ft-thick ledge of sandstone. The sandstone has  $q_u = 20$  MPa and  $T_0 = 2$  MPa.
9. Modify Equation 9.15 for the case of a triangular zone of caving above an opening of height  $h$  and width  $L$  (see the following diagram).



R, BRASSINGTON, 1988

CAPITULO 1 Y 2, PAG. 1 - 23

CAPITULO 5, PAG. 51 - 60

### 1.1 Why investigate groundwater?

Groundwater plays a very important role in many geological processes. The presence or absence of groundwater, its chemistry and temperature, may all significantly affect lithification, and groundwater is essential for hydrothermal processes and the genesis of many ore veins and bodies. In applied geology too, groundwater is important. The engineering properties of rocks and soils are often controlled by groundwater, and changes in groundwater conditions may have a disastrous effect on the stability of slopes, buildings or other structures. A study of groundwater conditions is, therefore, an essential element in a site investigation for new construction works. Perhaps the most important feature of groundwater, however, is its value as a resource for water supplies.

This Handbook is concerned with the field techniques used by hydrogeologists to evaluate groundwater systems. Such studies are needed to position new wells in favourable sites – a job still left to the water diviner in some countries – or to calculate the

total quantity of groundwater available in an area. Pumping from new wells may reduce the quantities which can be pumped from others nearby, or cause local spring flows to dwindle; the hydrogeologist will be expected to make predictions on such effects and can only do so if he has a proper understanding of the local groundwater system based on adequate field observations. It is equally important to evaluate the quality of groundwater to ensure that it is suitable for drinking or for other uses. Hydrogeological studies are also needed to assess the hazards of waste disposal sites (landfill), septic tanks and other activities which may pollute groundwater resources and supplies. In such instances, detailed hydrogeological investigations may need to be carried out in a limited area, such as at the waste disposal site itself, but an understanding of the groundwater system in the surrounding area is equally necessary to assess the potential for groundwater pollution and the resulting consequences for local water supplies.

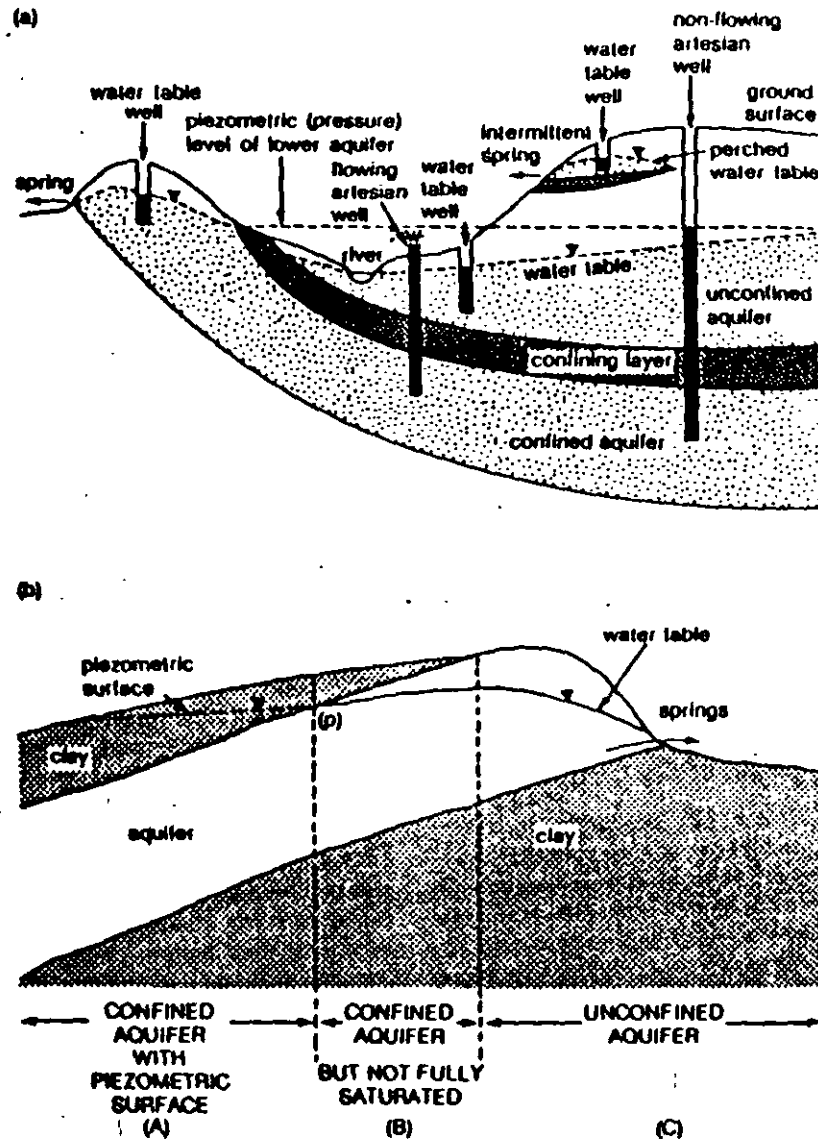


Fig. 1.2 The top diagram (a), shows two aquifers; a lower aquifer which is confined over much of the area; and an upper aquifer which is unconfined. The upper aquifer includes low-permeability material which supports a perched water table. The diagram shows the rest water levels in various wells in both aquifers. The lower diagram (b), shows

how both confined and unconfined conditions can occur in the same aquifer. In zone A, the aquifer is fully confined by the overlying clay and is fully saturated. The groundwater in this part of the aquifer is at a pressure controlled by the level of water at point (p), and water in wells would rise to this level which is above the top of the aquifer. In zone B, the aquifer is overlain by the clay but is not fully saturated and the groundwater pressure is the same as that in zone C. In zone B, the overlying clay will prevent any direct recharge. The aquifer in zone C is unconfined and is that part of the aquifer which receives direct recharge. Seasonal fluctuations in the water-table levels will alter the lateral extent of zone B along the edge of the aquifer. It is likely to be at a minimum at the end of the winter and at its greatest extent in early autumn, before winter recharge causes groundwater levels to rise.

evaporation, the geological conditions and many other factors. It is this system which the hydrogeologist is trying to understand by carrying out field measurements. Your hydrogeological investigation will define part of this overall cycle, as it exists in your area of study.

### 1.3.1 Desk study

This is an essential prerequisite to any hydrogeological field investigation. It consists of the assembly of all available information, and provides an early opportunity to get a 'feel' for the groundwater system you are to study. It also enables the information which will be needed to complete this understanding to be identified, so that the collection of field measurements can be planned in detail. The desk study includes an examination of published geological information, so that potential aquifers can be identified from their lithologies and their extent can be defined. An examination of topographic maps for the area will help identify spring lines, which may provide clues to the elevation of the water table if water-level measurements are not available. In Britain, along with many other developed countries, the geological and hydrogeological information required for a desk study is likely to be available. In other parts of the world these records may not be so easily acquired and this puts a greater emphasis on the fieldwork as a means to defining an area's hydrogeology.

### 1.3 Stages of an investigation

John Barnes stated in *Basic Geological Mapping* (Open University Press) that 'much of the search for water is geological common sense'. He is quite correct, as no proper understanding of a groundwater system can be achieved without first understanding the local geology. A hydrogeological investigation, however, consists of more than geological mapping, interpretation and common sense. There are several phases to such studies, and the amount of effort put into each one, and the order in which they are carried out, is often varied to meet the needs of a particular set of circumstances.

## Field Hydrogeology

diagrams will help this understanding. It is good practice to present all the data collected in the field, usually in summary form in an appendix. In large reports it may be better to present these data in a separate

volume. Useful advice on report-writing is contained in *Guidance Notes on Report Writing*, published by the Institution of Geologists (1985).

## Instruments and equipment

The most frequent field measurement that a hydrogeologist is likely to make is the water level in a well or borehole. It is good practice to have a suitable 'dipper' handy in your car boot or the back of your truck. Tools will be needed to remove the cover from the top of the well, before taking a water level reading or a water sample. Special equipment is needed to take this sample, together with clean glass or polythene bottles. On-site readings may call for the use of a pH probe or at least some pH-sensitive paper, a thermometer and conductivity meter or other similar instruments. Flow measuring equipment could also be required, and this is described in Chapter 7. It may only be a kitchen measuring jug or a large bucket, but you will sometimes have to use more expensive equipment such as a current meter which measures stream flow velocities. In any event, a stop-watch will be needed for timing your measurement and on occasions, continuous recording equipment will also be required. You will always need a notebook to make a record of all field measurements and observations.

Some investigations will require the use of specialist equipment such as

borehole geophysical logging probes to look at variations both in the rock and groundwater, or ion specific meters for detailed groundwater chemistry studies. Some of this equipment is discussed in later chapters but generally instruction in its use is beyond the scope of this book. You should refer to the companion Handbook in this series: *Groundwater Quality and Chemistry*, by Mazor, or to one of the books listed in the bibliography, for further information on this equipment.

Finally, do not forget the 'geology' in hydrogeology. You are likely to need your rock hammer, perhaps a chisel, measuring tapes, map-case, hand lens and all the other paraphernalia found in a field geologist's knapsack. Table 2.1 lists this equipment and is based on information contained in Chapter 2 *Basic Geological Mapping* by John Barnes.

### 2.1 Water-level dippers

Among the hydrogeological fraternity, any instrument which is lowered into a borehole or well to measure the water level is called a 'dipper'. Despite

the buzzer stops or light goes off as being the water level. Use your fingers to mark the position on the tape against a fixed datum point such as the top of the casing, and then read off the level to the nearest centimetre. When using a dipper with a cable marked off in metres, use a steel tape to measure the distance from the nearest metre mark *below* your fingers and add the two values together. Record the dipped level and time of measurement and make a note of the datum used (see section 6.2). If the dipper is of the 'lamp type', position it so that bright sunlight will not prevent you from seeing when the indicator light comes on, perhaps testing the light before starting to make sure that no readings are missed. In some makes, the electrical circuit includes a mechanical relay which makes a 'click' as the light goes on and off. On the whole, fewer mistakes are made with audible dippers. It is a good idea to test the dipper each day before lowering it down a borehole. The usual way is to unscrew the weighted end of the probe to expose the inner electrode, and then to complete the circuit either by using the weight to short out the contacts or by immersing the end in water. The commonly used, unhygienic alternative is to wet the fingers with spittle to do the same job, but this is not good practice. If the lamp or buzzer does not work, check the batteries (and bulb), and should these be working, inspect the cable for breaks. The first thirty metres of cable gets most wear, and the insulation can

be rubbed off as the tape is lowered over sharp edges such as the top of the casing. Try to reduce this wear as much as possible by using softer materials such as wood or your hand. If the insulation is worn through to the wires, they may break, thereby preventing the circuit from being completed. Do not be tempted to cut off the damaged section and reconnect the probe, otherwise you will always have to remember to deduct a constant length from your readings and errors will inevitably occur. Occasionally, the circuitry inside the drum may be faulty and will need checking and repair by an electrician. It is worth remembering that dippers will not work in groundwater with a low conductivity. Such conditions are unusual and occur in aquifers with a low chemical reactivity, such as pyroclastic rocks. Great confusion can be caused in the field when the dipper works at the surface but fails down the borehole. In these circumstances try an improvised dipper which 'feels' the water surface (see below).

### 2.1.2 Improvised dippers

If a commercial dipper is not available, it is possible to make your own using the sort of electrical cable used for door bells, provided that it is weighted adequately to make it hang straight. Make sure that the two electrodes cannot touch accidentally and that the only way a circuit can be completed is when both are underwater (see Fig. 2.3). Before you use the probe in a well, test it in a bucket of

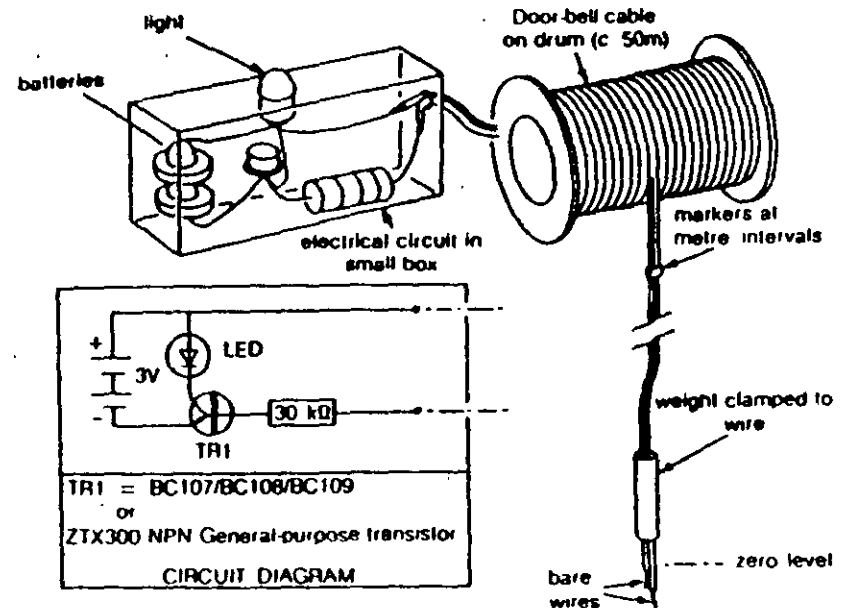


Fig. 2.3 This home-made dipper comprises a length of door-bell cable and a simple electronic circuit which is made from components which are available from any electronics supplier. The cable should be weighted to make it hang straight, and then hung to allow it to stretch before markers are fixed at metre intervals. Special adhesive numbers can be obtained, but care must be taken during use to ensure that they do not move or come off. The electronic circuit consists of a transistor, a 30 kΩ resistor, a LED display light and is powered by two 'bottom' batteries. Make sure that the two bare ends of the cable cannot touch and the circuit will then only be completed when both electrodes are submerged. Test the circuit in a bucket of water before using in the field.

water. Divide the cable into metre graduations, using electrical insulation tape as markers. This improvised dipper should be used in the same way as a commercial one, with a steel tape being used to measure from the nearest marker, as described above.

An old-fashioned way of measuring a water level is the 'wetted string' method. Tie a weight to a length of string and then rub the string with coloured chalk. Lower the weight into

the well until it is submerged. Now pull it out and lay the string in a straight line on the ground. Measure the depth to the water level with a tape, using the point where the chalk was washed off to indicate the water surface. This method is cumbersome, slow to use and susceptible to errors if water is flowing into the well from levels higher than the standing water level. It can be improved a little, however, by using a surveyor's tape instead of string. The technique will

taken from small-diameter boreholes or where access is limited. The main disadvantages are the limited volume of sample (100–150 ml), which may mean several trips, and a somewhat cumbersome means of retrieval.

If a depth sampler is not available, you can improvise one, using a weighted bottle. Choose a one-litre size glass bottle, capable of withstanding high pressure, e.g. one which has held beer or lemonade. It needs to have a narrow neck, otherwise restrict the opening by punching a small hole (2–5 mm) in the cap which is left on. Make sure that the bottle is thoroughly clean, so as not to contaminate the sample.

Weight the bottle with a suitable object of at least half a kilogram and firmly secure strong string around the neck. Calculate the depth from which you want to take your sample; remember, it should be from below the stagnant water inside the casing. This information should be available from the driller's records or by talking to the owner. Mark this length on the string and then wind the string on to a stout stick. To take the sample, lower the bottle into the well as quickly as possible until the predetermined depth is reached. As the bottle sinks, the air trapped inside it will bubble out through the restricted opening and prevent a significant inrush of water before you reach the depth you want. Once you have let out all the string, wait for a couple of minutes or so, to allow all the air to bubble out. Then carefully haul the bottle to the surface.

When taking a depth sample, bear in mind that the water obtained is unlikely to be totally representative of groundwater at that depth in the aquifer. Groundwater flow in the borehole is common and usually affects the groundwater quality within the borehole by mixing or chemical reaction.

### 2.3.1 Sample bottles

It is essential to have a supply of clean glass bottles in which to put your samples for transport back to the laboratory. In most cases 500 ml is large enough, but some laboratories require 1-litre samples. Use a funnel to help avoid spillage, and always rinse the funnel and bottle with a little of the sample before you fill it to the top. It is usual to take a sample of about one litre, which provides enough water for rinsing out and also a separate 50 ml sample for heavy metal determinations. This small sample should be put into a separate bottle, usually of polythene, which contains 1 ml of nitric acid ( $\text{HNO}_3$ ), thereby keeping the metals in solution.

Several parameters are often measured at the well-head, as well as in the laboratory. This is important in order to assess how much change has occurred between the sample being taken and the analysis being carried out. These changes are generally due to the reduction in pressure of the groundwater sample since it was removed from the bottle. A general description of the appearance of the

sample should always be made, e.g. clear, cloudy, etc. The usual parameters measured in the field include pH, temperature and conductivity. Probes are available which will enable you to take these measurements very easily. Indicator paper can also be used to measure pH, although this does not give such accurate results.

Once you have filled the bottles, take great care not to drop them. Wet

glass is slippery and you do not want to have to repeat depth samples if it can be avoided – they are hard work! Simple carriers are available (see Fig. 2.9), which are also useful in preventing samples from rolling about in your car-boot. Make sure that you label the bottles very clearly to identify the borehole or well and the depth from which the sample was taken. Table 2.2 lists the information

Table 2.2 Information to be recorded in the field for groundwater samples

#### (1) General information

Date: day/month/year

Time: hours/minutes (indicate time zone, daylight saving, etc.)

Sampler: name and initials

Sample point: location where sample was taken, e.g. Blogg's No. 2 borehole or Brown's spring

Description:

Sample point

Number: reference number in well catalogue, etc.

Total depth of borehole (in metres)

Rest/pumping water level (in metres below datum); state the pumping information and give details of datum

Sampler's comments: give any relevant information to help to interpret the data

General appearance of the sample – e.g. clear, cloudy, coloured (state which)

#### (2) Field measurements

Depth sampled (give depth below datum and specify datum used)

Pumped sample (state how long the pump was running before the sample was taken)

Temperature ( $^{\circ}\text{C}$ )

Dissolved oxygen (DO) (mg/litre)

DO % saturation

Alkalinity to pH 4.5 (mg/l as  $\text{CaCO}_3$ )

Eh (mV)

pH

Conductivity ( $\mu\text{siemens/cm}$  measured at field temperature)

## 5 Field evaluation of aquifers

This chapter is concerned with the assessment of how water flows through an aquifer. Geological features such as lithology, petrology and structure, largely control the ease with which water will flow through the ground. Hence, by looking at these features, it is possible to identify the various flow mechanisms which exist in an aquifer. Besides examining these mechanisms of flow, it is important to consider the rate at which water is able to flow through the rock, as this governs the yield of wells and dictates the rate at which excavations will flood. It is also useful to know how much water is stored in an aquifer and can be extracted from wells. The characteristics which control groundwater flow and storage are usually referred to as the hydraulic properties. These can be measured in the field or laboratory but can also be assessed in general terms by consideration of the overall aquifer geology.

### 5.1 Hydraulic properties of aquifers

Groundwater flows through an aquifer when the water levels within it

are at different elevations. This difference in level is called *head loss* and is usually expressed in metres. The slope of the water table is called the *hydraulic gradient*, and is a dimensionless ratio of head to distance (Fig. 5.1). The equation which relates the velocity of groundwater flow ( $v$ ) to the hydraulic gradient  $h/l$  is known as Darcy's law and has the following form:

$$v = k \times h/l$$

In this equation,  $k$  is the *hydraulic conductivity*, which is defined as the volume of water that will flow through a unit cross-sectional area of aquifer in unit time, under a unit hydraulic gradient and at a specified temperature. The usual units of hydraulic conductivity used by hydrogeologists are metres per day. (This is a reduced dimension from  $m^3/dm^2$ .) Hydraulic conductivity is sometimes expressed in  $m/s$  and there are other units which are included in Appendix I.

Hydraulic conductivity depends on the properties of the aquifer to allow water to flow through it, and also on the density and viscosity of the water. These properties of water are affected

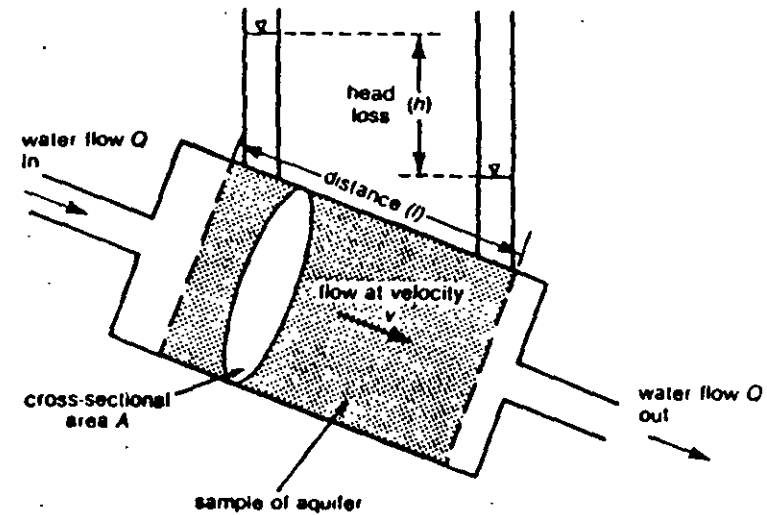


Fig. 5.1 Darcy showed that the velocity ( $v$ ) of water flowing through a porous medium is equal to the hydraulic gradient ( $h/l$ ), times a constant ( $k$ ), which he called permeability. For a porous medium, the value of permeability varies according to the fluid involved, and water permeability is called *hydraulic conductivity*. As the amount of flow ( $Q$ ) is determined by the velocity ( $v$ ), and the cross-sectional area of the sample ( $A$ ), Darcy's law can be used to calculate discharge.

by a number of conditions, such as the concentration of dissolved minerals, but the most important factor is temperature, because it alters the viscosity of the water. An increase in water temperature from  $5^{\circ}\text{C}$  to about  $30^{\circ}\text{C}$ , for example, will double the hydraulic conductivity. According to Darcy's law this will then double the velocity at which groundwater flows. As the temperature of groundwater generally remains constant throughout the year, this is not normally a serious problem for hydrogeologists, except in some shallow aquifers in areas of climatic extremes or in particular situations involving waste

water and industrial effluent. It can prove a problem where tests are being carried out, either in the field or the laboratory, to measure the hydraulic conductivity – if they involve pumping water into a test section or sample. It is important to ensure that the temperature of the test water is the same as the usual groundwater temperatures in that aquifer.

The property of a rock which controls the hydraulic conductivity is its *intrinsic permeability*. As this is a property of the rock, it remains constant whatever the fluids are flowing through it and applies equally well to oil and gas as to water. Intrinsic

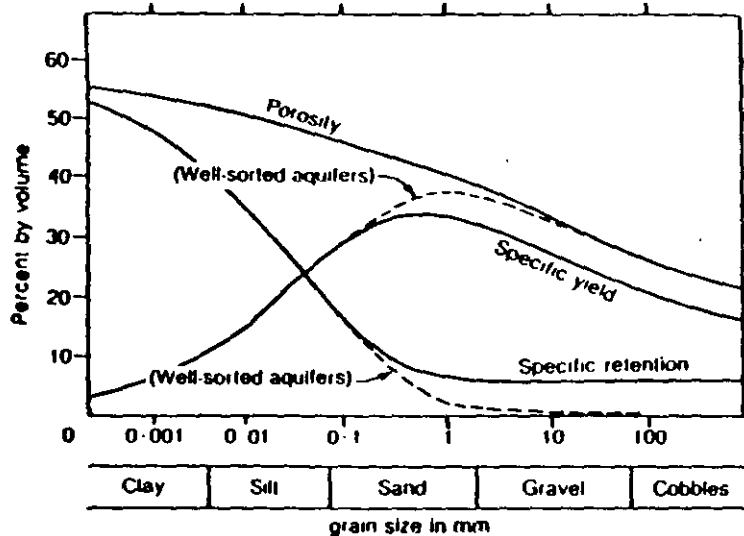


Fig. 5.4 The relationship between porosity, specific yield, specific retention and grain size for unconsolidated sediments only. The lines on this graph are best fit curves drawn through scattered points and you should not ascribe any degree of precision to them.

Particle size	Assumed proportion of sample (%)	Typical specific yield (%)	Estimated specific yield (%)
Clay/silt	10	10	1.0
Fine sand	15	25	3.75
Medium/coarse sand	45	30	13.5
Fine/medium gravel	30	25	7.5
TOTAL			25.75

From total specific yield estimated as 20%

Fig. 5.5 In this example, the specific yield of an unconsolidated aquifer has been estimated using the grain-size distribution from a sieve analysis and estimated typical values for specific yield taken from Fig. 5.4. Each particle size is assumed to contribute to the overall specific yield of the aquifer in the same proportion as its volume. The components are summed and the estimated specific yield rounded down from this total. It must be stressed that this is a first-order estimate only, and the results should be treated with caution.

if you have obtained information about the grain size distribution for the aquifer. A method is outlined in Fig. 5.5. It is very important to remember that this is only a very rough estimate of the specific yield, and the results should be used with caution. Both porosity and specific yield can be measured in the laboratory but require adequate samples of aquifer material.

Table 5.1 shows the range of values of porosity associated with different unconsolidated sediments and solid rocks. Table 5.2 gives typical values of specific yield in a similar way. By comparing the two tables, it is apparent that the relationship between porosity and specific yield is more

complicated in solid rocks than in unconsolidated sediments. From this comparison it is possible to get an idea of the effect of cementation and compaction in reducing specific yield and the influence of fracturing in increasing specific yield.

### 5.2.2 Permeability

The permeability of a rock is affected by the same geological factors as is its porosity. It is important, however, not to confuse porosity and permeability. Porosity is a measure of how much water the rock contains, whereas permeability determines how fast the water can flow through it. In this way, permeability and specific yield are

Table 5.1 Indicative values of porosity for a range of geological materials. Compare with Table 5.2

Material	Porosity (per cent)	Material	Porosity (per cent)
Coarse gravel	28	Loess	49
Medium gravel	32	Peat	92
Fine gravel	34	Schist	18
Coarse sand	39	Siltstone	15
Medium sand	39	Claystone	43
Fine sand	43	Shale	6
Silt	46	Till - mainly sand	31
Fine-grained sandstone	33	Till - mainly silt	34
Clay	42	Tuff	41
Medium-grained sandstone	37	Basalt	17
Limestone	30	Gabbro (weathered)	43
Dolomite	26	Granite (weathered)	45
Dune sand	45		

(Adapted from Water Supply Paper 1819-D by permission of the United States Geological Survey).



Table 5.4' List of indicative porosities and hydraulic conductivities for unconsolidated sediments and rocks

Geological material	Grain size (mm)	Porosity (per cent)	Hydraulic conductivity, K (metres per day)
<b>Unconsolidated sediments</b>			
Clay	0.0005-0.002	45-60	$< 10^{-2}$
Silt	0.002-0.06	40-50	$10^{-2}$ -1
Alluvial sands	0.06-2	30-40	1-500
Alluvial gravels	2-64	25-35	500-10 000
<b>Consolidated sedimentary rocks</b>			
Shale	Small	5-15	$5 \times 10^{-4}$ - $5 \times 10^{-6}$
Sandstone	Medium	5-30	$10^{-2}$ -10 (secondary permeability)
Limestone	Variable	0.1-30 (secondary porosity)	$10^{-1}$ -10 (secondary permeability)
<b>Igneous and metamorphic rocks</b>			
Basalt	Small	0.001-1 (up to 50 if vesicular)	0.0003-3 (secondary permeability)
Granite	Large	0.0001-1 (up to 10 if fractured)	0.0003-0.03 (secondary permeability)
Slate	Small	0.001-1	$10^{-4}$ - $10^{-1}$
Schist	Medium	0.001-1	$10^{-2}$ - $10^{-4}$

(Reproduced from S248 by permission of the Open University.)

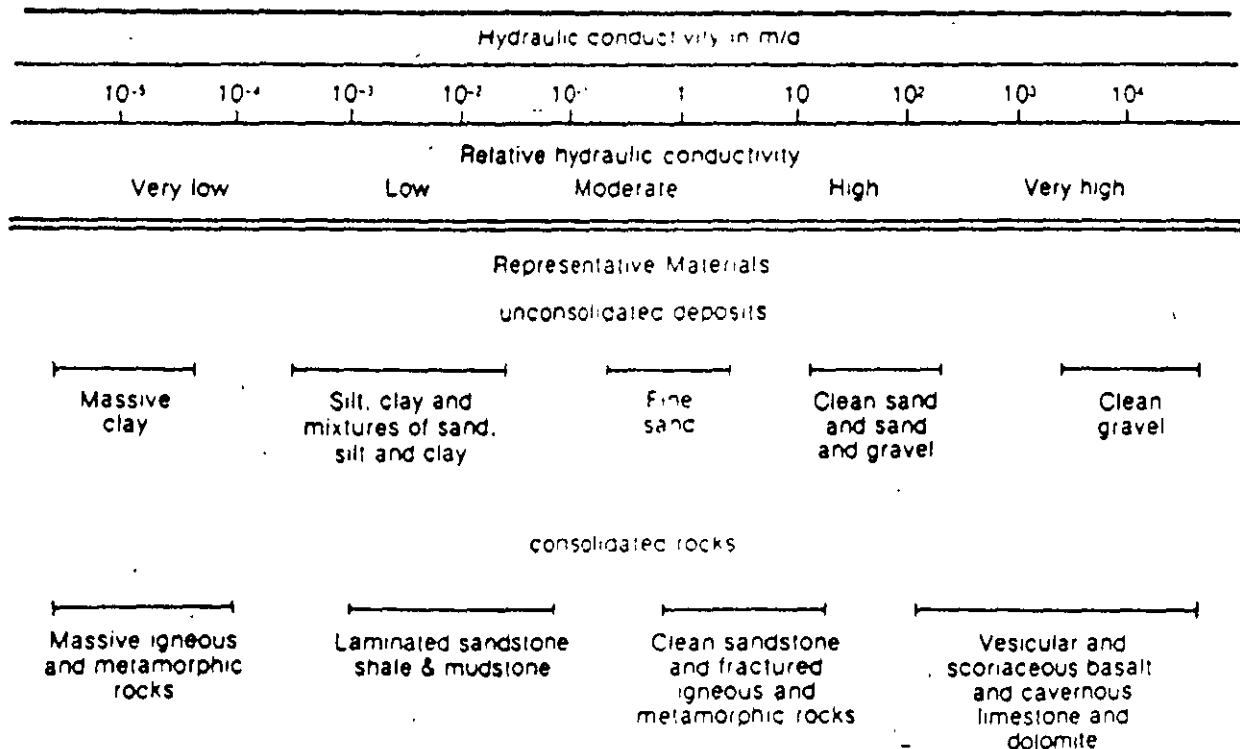


Fig. 5.6 Hydraulic conductivities in metres/day for various rock types. Adapted from the *Groundwater Manual* by permission of the United States Department of the Interior.

	Grain size, sorting, etc	Estimated hydraulic conductivity m/d	Estimated specific yield	Type of permeability	Notes
<b>Main aquifers</b>					
1 Glacial sands and gravels	medium/ coarse sands and fine gravel with some cobbles	10 - 10'	25%	primary	grain size analysis
2 Triassic sandstone	fine/medium silt well cemented in parts	1 - 10	15%	primary + bedding fissures	confined by till in part
3 Carboniferous limestone	massive, dense rock	10'	15%	secondary via fissures	some evidence of least development
<b>Poor aquifers</b>					
1 Alluvium	mainly silt and thin sands	10'	5%	intergranular	
2 Granite	weathering c. 1.2 m deep	10	5%	secondary via fissures	joint sets mapped
<b>Non-aquifers</b>					
1 Glacial clay	mainly clay, some silt	10'	< 5%	primary	till and varved clays
2 Carboniferous mudstone		10'	< 1%	secondary in weathered rock	

Fig. 5.8 Build up a picture of the aquifers in your study area, and their hydraulic properties, from field observations. Use the information contained in this chapter to estimate likely values of aquifer properties from which you can identify the main aquifers. Supplement this information with notes on relevant points. These notes are used in conjunction with a geological map of the area and groundwater-level information to complete the picture of the groundwater-flow system.

the glacial clay or the Carboniferous mudstone. It would be necessary, however, to ensure that the secondary permeability developed in the mud-

stones by weathering did not allow polluted water to escape from the waste.

To assess the overall flow through

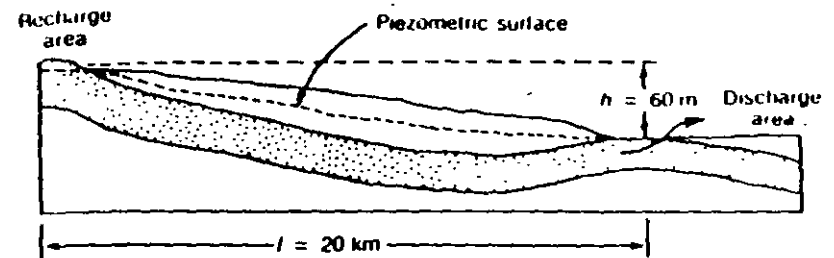


Fig. 5.9 Regional flow ( $Q$ ) through a sandstone aquifer can be calculated using Darcy's Law. The sandstone has an average thickness of 200 m and is 10 km wide. The distance from the recharge area to the discharge points is 20 km, and the head difference is 60 m on average. The hydraulic conductivity is 5 m/d. Substituting these values into Darcy's Law we get:

$$Q = k A h / l = 5 \times (200 \times 10\,000) \times 60 / 20\,000 = 30\,000 \text{ m}^3/\text{d}$$

If the specific yield is 15%, then the total volume of usable storage in the aquifer will be

$$200 \times 10\,000 \times 20\,000 \times 0.15 = 6 \times 10^8 \text{ m}^3$$

an aquifer once a value for the hydraulic conductivity has been obtained, simply apply Darcy's law as shown in Fig. 5.9. It is also possible to work out how long it will take for water to flow through the aquifer, again using Darcy's law. Using the information from Fig. 5.9 and the first equation given in section 5.1,

$$v = k h / l = \frac{5 \times 60}{20\,000} = 0.015 \text{ m/d}$$

This means that it would take over 3560 years for water to travel from the recharge area to emerge from springs in the discharge zone.

The usable volume of water stored in the aquifer can be calculated using the specific yield. This figure does not necessarily represent all the water which could be removed from the aquifer by pumping, because of practical limitations, but it is the upper

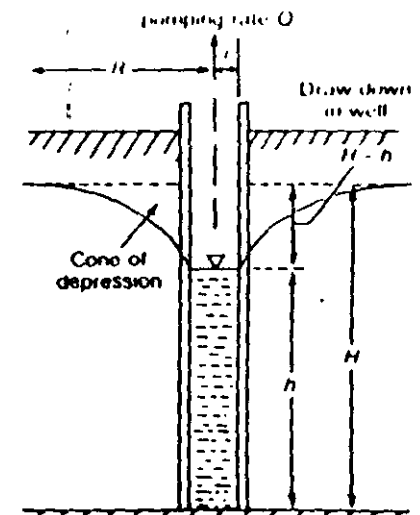


Fig. 5.10 The water table is drawn down into a cone of depression around a pumped well.  $Q$ ,  $R$ ,  $r$ ,  $H$  and  $h$  are used in the equilibrium well equation (see text) for the determination of the hydraulic conductivity of the aquifer.

## Capítulo 5.2

# Los acuíferos o embalses subterráneos

### 2.1 INTRODUCCIÓN

Dentro de esta obra, la palabra acuífero y en menor proporción, otras tales como acuícludos, acuitardos y acuífugos aparecerán muchas veces. Ello se debe a que la Hidrología subterránea, o la Hidrogeología para algunos autores, se centra en el estudio de aquellas formaciones geológicas que pueden proporcionar agua en cantidades suficientes para subvenir a las necesidades humanas. En realidad, se puede apreciar fácilmente que toda la problemática e interés científico y práctico (muy importante en el caso de una materia tan necesaria como es el agua) de su estudio, se polariza hacia un cada vez más perfecto conocimiento del funcionamiento de los acuíferos, su recarga, o alimentación, relaciones con el medio geológico que los alberga, relaciones con otros acuíferos, influencias que el hombre puede provocar en el mismo, etc.

En este sentido, la palabra acuífero, se ha generalizado en gran manera desde hace pocos años hasta hoy, especialmente en España, país de características áridas o semiáridas en la mayor parte de su territorio, y además, a la cada vez mayor demanda de agua, que ha potencializado, en parte, el estudio de los recursos hidráulicos subterráneos de muchas zonas.

Por todas estas razones parece lógico estudiar en este tema de conceptos básicos, los acuíferos en general, las formaciones geológicas, o mejor dicho litológicas, que pueden constituir acuíferos, los parámetros esenciales de los mismos (permeabilidad o conductividad hidráulica, coeficiente de almacenamiento, transmisividad y porosidad) y proceder, finalmente a una clasificación de los acuíferos. Este es, resumido, el contenido del presente capítulo.

### 2.2 DEFINICIÓN DE ACUÍFERO, ACUÍCLUDO, ACUITARDO Y ACUÍFUGO

En la Hidrología subterránea, se denomina acuífero a aquel estrato o formación geológica que permitiendo la circulación del agua por sus poros o grietas, hace que el hombre pueda aprovecharla en cantidades económicamente apreciables para subvenir a sus necesidades.

Si se analiza detenidamente esta definición, (del latín aqua = agua y fero = llevar), se aprecia que el agua encerrada en una formación geológica cualquiera (gravas de un río, calizas muy agrietadas, areniscas porosas) puede estar ocupando ya sea los poros o vacíos intergranulares que presenta la misma, ya sean las fracturas, diaclasas o grietas que también pueden darse. En este sentido algunos autores especialmente franceses, emplean las denominaciones de acuíferos por porosidad y acuíferos por fracturación o fisuración para cada uno de los casos anteriores.

La idea de un aprovechamiento económico del agua encerrada en un acuífero, aún siendo relativa en sí misma, ya que puede ser tan importante la obtención de 100 o más litros por segundo para una industria papelera, como la obtención de 1 l/seg para los habitantes de una pequeña aldea sita en una zona especialmente árida, sugiere la idea de que, en realidad formaciones geológicas de que puedan considerarse como totalmente impermeables no existen, puesto que aún un nivel de pizarras arcillosas puede poseer un nivel de alteración superficial que permita una pequeña circulación de aguas subterráneas, y por lo tanto constituya un acuífero, quizá muy pobre, pero acuífero al fin y al cabo.

Como ejemplos del término anterior se pueden citar los aluviones de los ríos, formados por una mezcla de

etcétera, ya que si aquella es escoriácea, con grandes intersticios, puede constituir excelentes acuíferos. Hasta la fecha, los valores más altos de la transmisibilidad se han hallado en basaltos recientes (Davis y De Wiest, 1967, pág. 333), pero si es densa y compacta, como algunas riolitas y basaltos, por ejemplo, sus propiedades hidrológicas serán muy pobres.

Finalmente, en las rocas ígneas y metamórficas (granitos, dioritas, gabros, pizarras y esquistos) las únicas posibilidades de formar buenos acuíferos residen en la zona alterada superficial, o en las regiones muy fracturadas por fallas y diaclasas que permitan una apreciable circulación de agua, pero de todos modos, constituyen los peores acuíferos en cuanto a rendimiento en caudal. Como antes se ha indicado, cuando ambos tipos de rocas están poco o nada alterados pueden considerarse como acuífugos.

## 2.4 PARÁMETROS HIDROLÓGICOS FUNDAMENTALES

Considerando los acuíferos mencionados como sistemas físicos que poseen un cierto funcionamiento, regulado por la recarga, extracciones, etc., se comprende que deben poseer unas ciertas características fundamentales de las cuales dependa aquél. Así, estas características o parámetros permiten definir y en algunos casos, predecir, el funcionamiento o respuesta del acuífero frente a unas determinadas acciones exteriores.

Estos parámetros son, concretamente, la porosidad, la permeabilidad (la transmisividad no es sino un producto de la permeabilidad por un espesor saturado) y el coeficiente de almacenamiento. En este capítulo se dan las nociones elementales de los mismos, mientras que en la sección 8 se discuten detalladamente cada uno de ellos, y se explica su determinación e importancia en la Hidrología subterránea.

### 2.4.1 Porosidad

La porosidad de un material viene expresada por la relación entre el volumen de su parte vacía u ocupada por aire y/o agua y su volumen total.

Si se considera un cierto volumen de una muestra de una roca o suelo cualesquiera se puede distinguir:

- Volumen de la parte sólida ( $V_s$ )
- Volumen de huecos ( $V_v$ )
- Volumen total ( $V_t = V_s + V_v$ )

En este supuesto la porosidad sería

$$n = \frac{V_v}{V_t}$$

No se debe confundir este concepto con el de índice de huecos usado en mecánica de suelos que viene dado por la relación

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

El tipo de empaquetado de las partículas que componen una roca, determina el tipo de poro, y asimismo la porosidad total.

En la mayoría de los libros de hidrogeología se encuentra la clasificación de Meinzer relacionando la estructura de las rocas con su porosidad tal como se expresa en la figura 8.13, ordenándolas de mayor a menor:

- Depósito sedimentario de granulometría homogénea y gran porosidad.
- Depósito sedimentario de granulometría heterogénea y escasa porosidad.
- Depósito sedimentario de granulometría heterogénea y porosidad media.
- Depósito sedimentario de granulometría homogénea cuya porosidad ha disminuido por cementación de sus intersticios con materias minerales.
- Roca con huecos originados por disolución. Suele presentarse en calizas, yesos, etc.
- Roca con huecos originados por fracturación.

En la porosidad influyen varios factores, entre los que distinguiremos los siguientes:

- Forma de los granos que determina la forma y dimensiones de los poros.
- Disposición de los granos, con relación a la cual pueden citarse las seis agrupaciones de un mismo tamaño de grano citadas por Slichter y Granton y Fraser (fig. 8.9 de la sección 8).
- Tamaño del grano. Su influencia en la porosidad es manifiesta, tal como se observa en la figura 8.13, asimismo perteneciente a la sección 8.

En la práctica no es frecuente encontrar uniformidad en los granos. Por tamizado y sedimentación se establece la granulometría del material en cuestión, aunque la determinación de la porosidad a partir de su granulometría es muy difícil de establecer si se considera que alguno de los factores determinantes de la porosidad (empaquetamiento, por ejemplo) no quedan reflejados en una granulometría, lo que hace que los valores halla-

TABLA 5.1 Distribución del agua en la Hidrosfera\*

	(1) Área (km <sup>2</sup> × 10 <sup>6</sup> )	(2) Volumen (km <sup>3</sup> × 10 <sup>6</sup> )	(3) Altura equivalente (m)	(4) % del agua total	(5) Tiempo de residencia medio
Océanos	362 000	1 350 000	2700	97,6	3000 años
<i>Tierras emergidas</i>					
Ríos (volumen instantáneo)	—	1,7	0,003	0,0001	15-20 días
Lagos de agua dulce	825	125	0,25	0,009	10 años
Lagos agua salada	700	105	0,20	0,008	150 años
Humedad del suelo en la zona no saturada	131 000	150	0,30	0,01	semanas a años
Casquete de hielo y glaciares	17 000	26 000	50	1,9	miles de años
Agua subterránea	131 000	7000	14	0,5	decenas a miles de años
Total en las tierras emergidas	148 000	33 900	65	2,4	—
Atmósfera (vapor de agua)	510 000	13	0,025	0,001	8-10 días
Total	510 000	1 384 000	2750	100	—

\* Los datos proceden de Lvovitch (1967) y Nace (1969), y como estos autores indican, deben interpretarse sólo como aproximaciones.

(1968, 1969 y 1970) y Lvovitch (1967 y 1970), y a no ser que se indique otra cosa, debe entenderse que todas las cifras proceden de dichas fuentes.

En la tabla 5.1 se indican ocho emplazamientos o lugares de la hidrosfera que contienen agua (no se tiene en cuenta el agua de constitución molecular ni la que pueda existir en las rocas o sedimentos situados debajo de los océanos). Las columnas (3) y (4) tienen por objeto facilitar la comprensión de la diferencia en los órdenes de magnitud del agua almacenada en cada emplazamiento. Por último, la columna (5) —*Tiempo de Residencia*— es muy ilustrativa para tener una idea del orden de magnitud del tiempo medio que una partícula de agua permanece en cada emplazamiento; la deducción de las cifras del Tiempo de Residencia se hará al estudiar el balance hidráulico en el apartado siguiente, en función del volumen almacenado y de los volúmenes medios del flujo. La utilidad de este concepto, aún reconociendo el amplio espectro de desviaciones que los valores reales presentan respecto al valor medio, ha sido

reconocida por el Grupo de Trabajo sobre el Balance Hidráulico Mundial del Decenio Hidrológico Internacional (cfr. Chapman, 1970).

Llama la atención el hecho de que, casi la totalidad del agua (97 %) esté en los océanos. Su volumen equivale a la evaporación oceánica media anual durante unos 3000 años y esta cifra puede tomarse como un orden de magnitud del tiempo que una molécula de agua permanece en el océano, pero sin olvidar que algunas moléculas estarán sólo unos instantes y otras podrán parar en los fondos oceánicos incluso cientos de miles de años, antes de que vuelvan a entrar en el ciclo.

Como contraste, vemos que el volumen medio de vapor de agua que contiene la atmósfera equivale a 25 mm, es decir, hipotéticamente sería sólo suficiente para producir una lluvia medianamente fuerte durante unas pocas horas. Si tenemos en cuenta que la lluvia media anual sobre el globo son 1000 mm, resultaría una lluvia media diaria de 2,7 mm, es decir, que el tiempo de residencia de una molécula de agua en la

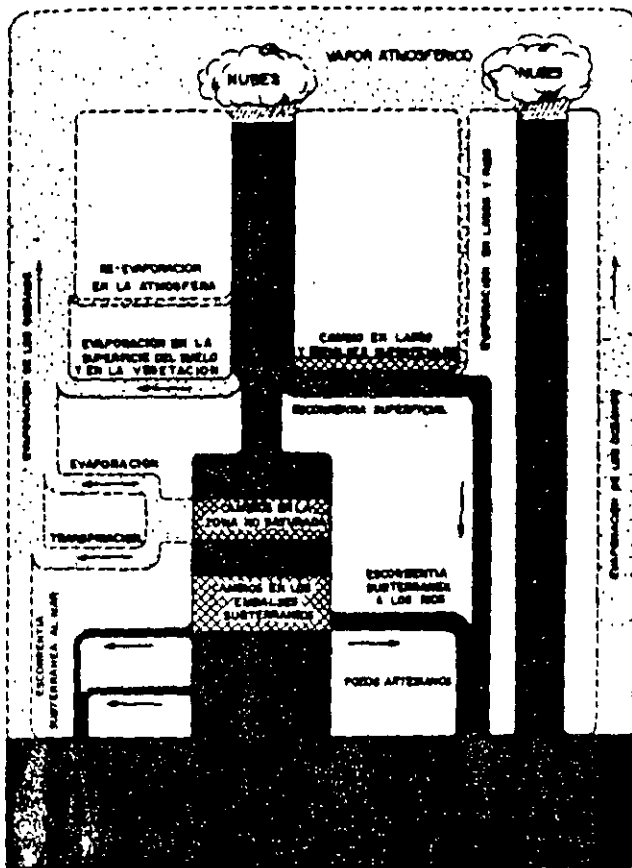


FIGURA 5.4  
El ciclo hidrológico (inspirado en Meinzer, 1942).

tre no se ha mantenido prácticamente constante, al menos durante los últimos tiempos geológicos.

Parece, sin embargo, que a la superficie de la tierra llegan ciertas cantidades de agua «nueva», también denominada en ocasiones «juvenil» o «primaria», que proceden de las rocas ígneas cuando los magmas correspondientes son de origen profundo y alcanzan la superficie en las erupciones volcánicas o se enfrían lentamente bajo la superficie. Ahora bien, la geología moderna, al profundizar en el estudio del ciclo de las rocas, ha llegado a la conclusión de que pocas veces se puede asegurar que los magmas procedan de zonas profundas, sino que, más bien, son rocas sedimentarias que han llegado a ser magmas después de pasar por procesos de ultrametamorfismo o gmatización.

El papel de las «aguas juveniles» fue objeto de viva discusión en los Estados Unidos hace dos o tres lustros. La idea de que las «aguas juveniles» podían ser muy importantes, tanto teórica como prácticamente, tuvo un defensor destacado en Salzman (1960). La opinión oficial, o al menos, oficiosa, del U.S. Geological Survey puede verse en el trabajo de McGuinness y Poland (1954) y la del California Department of Water Resources, en su Bulletin núm. 63 del año 1960. Una síntesis de la historia de esta controversia puede verse en McGuinness (1963, págs. 18-21). En resumen, la idea de este último autor es que las aguas primarias tienen un alto contenido de sustancias disueltas y que el caudal que alcanza la superficie terrestre es insignificante, en relación con el caudal que interviene en el ciclo hidrológico. El planteamiento de McGuinness, es actualmente compartido por la absoluta mayoría de los hidrólogos.

### 3.1.3 Descripción del movimiento del agua

El concepto de ciclo hidrológico lleva consigo el movimiento o transferencia de las masas de agua, definidas en el apartado anterior, de un sitio a otro y de un estado a otro. La figura 5.3 describe gráficamente las etapas o componentes esenciales del ciclo hidrológico, y la figura 5.4 lo hace de un modo esquemático pero algo más completo. El movimiento permanente del ciclo se debe fundamentalmente a dos causas: la primera, el Sol, que proporciona la energía para elevar el agua del suelo, al evaporarla; la segunda, la gravedad, que hace que el agua condensada precipite y que, una vez sobre la superficie, vaya hacia las zonas más bajas.

Podemos suponer que el ciclo se inicia cuando una parte del vapor de agua de la atmósfera se condensa y da origen a precipitaciones en forma de lluvia o nieve. No toda la precipitación alcanza la superficie del terreno, ya que una parte se vuelve a evaporar en su caída y otra es retenida —intercepción— por la vegetación o por las superficies de edificios, carreteras, etc., y de vuelta a la atmósfera, al poco tiempo, en forma de vapor.

Del agua que alcanza la superficie del terreno, una parte queda retenida en charcas o pequeños surcos —almacenamiento superficial— y en su mayoría vuelve pronto a la atmósfera en forma de vapor. Otra parte circula sobre la superficie y se concentra en pequeños regatos que luego se reúnen en arroyos y más tarde desembocan en los ríos —escorrentía superficial—; este agua irá a parar a lagos o al mar, de donde será evaporada o bien, se infiltrará en el terreno.

## Capítulo 5.3

# Situación y movimiento del agua en la hidrosfera

### 3.1 EL CICLO HIDROLÓGICO: CONCEPTO Y ELEMENTOS

#### 3.1.1 Introducción

El hidrogeólogo debe tener una clara concepción del proceso de la naturaleza, que se conoce con el nombre de ciclo hidrológico y que ya Meinzer (1942) consideraba el concepto central de la Hidrología. En las figuras 5.3 y 5.4 se representan dos esquemas simplificados del ciclo hidrológico, cuya comprensión no requiere grandes explicaciones para una persona de una cultura media. Sin embargo (ver apartado 1.2 de esta sección), este modelo conceptual de la circulación de las aguas terrestres no fue aceptado por la generalidad de los científicos hasta hace poco más de dos siglos y las aplicaciones prácticas de muchos de los principios

en él contenidos, especialmente de las relaciones entre las aguas superficiales y subterráneas, no se han desarrollado hasta muy entrado el presente siglo. En amplios sectores de la ingeniería hidráulica todavía se proyecta y construye como si las aguas superficiales y las subterráneas fuesen totalmente independientes.

#### 3.1.2 Localización, estado y origen del agua en el ciclo hidrológico

El agua en la Hidrosfera (ámbito constituido por la atmósfera y por las capas superiores de la corteza terrestre), se encuentra en los tres estados físicos: sólido, líquido y gaseoso. El segundo estado es el que tiene mayor interés para el hidrólogo ya que en esa forma está la lluvia, los ríos y lagos; y también las aguas subterráneas de la zona saturada y buena parte de la zona no saturada. De hecho, tanto en el lenguaje vulgar como en el científico, la palabra agua, si no se indica otra cosa, se refiere al agua en estado líquido. En el estado sólido se presenta el agua en la naturaleza en forma de nieve, hielo y granizo. Por último, el vapor de agua es bastante abundante en las capas bajas de la atmósfera y en las capas más superficiales de la corteza terrestre. En el apartado 3.2 se analizará cuantitativamente la distribución o almacenamiento del agua en las distintas zonas de la hidrosfera, y en el apartado 3.3 el flujo y movimiento del agua entre esas zonas, lo que frecuentemente, va unido a un cambio de estado.

Queda fuera del objetivo de este libro elucidar sobre el origen del agua que existe en la tierra y, más concretamente, en la atmósfera y en las capas de la corteza terrestre accesibles a la observación humana. Según la opinión más común de los hidrólogos (véase Davis y De Wiest, 1966, pág. 17) no hay ningún motivo para pensar que la cantidad total de agua de la corteza terres-

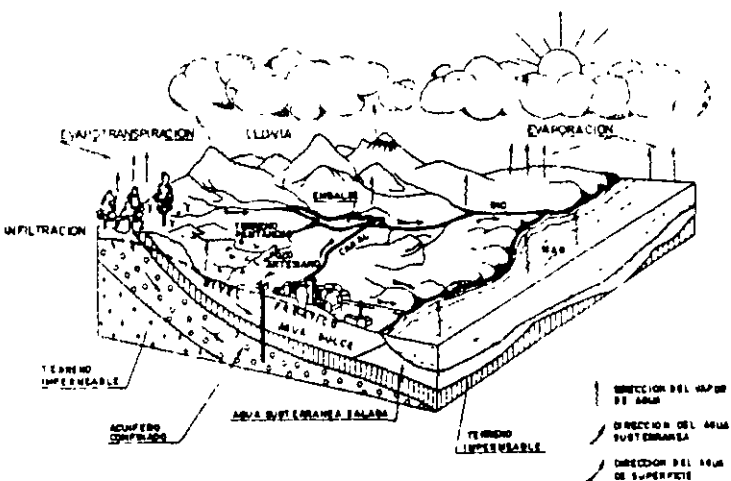


FIGURA 5.3  
El ciclo hidrológico.

llamado el gradiente hidráulico  $i = h/l$ , resulta:

$$v = k i \quad ; \quad k = \frac{v}{i}$$

Este parámetro  $k$  o coeficiente de permeabilidad, tiene las dimensiones de una velocidad, ya que la ecuación dimensional es:

$$(k) = \frac{L^3/T}{(L/L) L^2} = L/T$$

y se define como el caudal que pasa por una sección unidad del acuífero bajo un gradiente también unidad a una temperatura fija o determinada.

Los factores que determinan la permeabilidad pueden ser intrínsecos y extrínsecos. Los intrínsecos son los propios del acuífero y dependen del tamaño de los poros. Así vemos que dos acuíferos que estuvieran formados por esferas de 0,1 m y  $10^{-3}$  m, respectivamente, pueden tener igual porosidad, pero siempre tendrán diferente permeabilidad: Si el resto de condiciones se mantiene, siempre tendrá mayor permeabilidad el medio que tenga mayor diámetro de las partículas.

Los factores extrínsecos son los que dependen del fluido y son fundamentalmente su viscosidad y su peso específico. La viscosidad de un fluido es la medida de la fuerza resistente, por unidad de área y por unidad de gradiente de velocidad transversal a la dirección del movimiento del fluido. Tanto la viscosidad como el peso específico dependen de la temperatura, por lo que en casos especiales debe tenerse en cuenta ésta, sobre todo por la notable influencia de la viscosidad en la permeabilidad (véase a este respecto el capítulo 2 de la sección 8).

Para tener una idea de órdenes de magnitud, de la misma se reproduce la tabla que da Benítez (1963), a  $10^\circ\text{C}$ , bajo un gradiente de 1 m por metro:

### 2.4.3 Transmisividad

La ley de Darcy ha sido expresada como  $Q = k A i$ . Ahora bien si la sección  $A$  igual a la del acuífero tiene una longitud  $L$  y una altura  $b$ , tendremos

$$A = b \cdot L$$

y la ley de Darcy se puede escribir como

$$Q = K \cdot b \cdot L \cdot i$$

Al producto  $K \cdot b$  se le llama transmisividad y se designa por  $T$ , quedando la ley de Darcy en la forma:

$$Q = T \cdot L \cdot i$$

El concepto de transmisividad fue introducido por Theis en 1935, y se define como el caudal que se filtra a través de una franja vertical de terreno, de ancho unidad y de altura igual a la del manto permeable saturado bajo un gradiente unidad a una temperatura fija determinada.

Sus dimensiones son las de una velocidad por una longitud, es decir

$$(T) = [L]^2 \cdot [T]^{-1}$$

expresándose en consecuencia en  $\text{m}^2/\text{día}$  o  $\text{cm}^2/\text{seg}$ .

### 2.4.4 Coeficiente de almacenamiento

Cuando se bombea agua de un pozo, el agua procede del acuífero mediante uno de estos dos sistemas: drenaje o vaciado de los poros del mismo (acuíferos libres) o de los pequeños efectos elásticos del armazón físico del acuífero y de la propia elasticidad del agua, siendo ésta la única forma de obtener agua en un acuífero cautivo.

Permeabilidad (m/día)	$10^4$	$10^3$	$10^2$	$10^1$	1	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$
Tipo de terreno	Grava limpia	Arena limpia; mezcla de grava y arena		Arena fina; arena arcillosa; mezcla de arena, limo y arcilla; arcillas estratificadas			Arcillas no meteorizadas				
Calificación	Buenos acuíferos				Acuíferos pobres			Impermeables			
Capacidad de drenaje	Drenan bien					Drenan mal		No drenan			



TABLA 5.1 *Distribución del agua en la Hidrosfera\**

	(1) Área (km <sup>2</sup> × 10 <sup>6</sup> )	(2) Volumen (km <sup>3</sup> × 10 <sup>6</sup> )	(3) Altura equivalente (m)	(4) % del agua total	(5) Tiempo de residencia medio
<i>Océanos</i>	362 000	1 350 000	2700	97,6	3000 años
<i>Tierras emergidas</i>					
Ríos (volumen instantáneo)	—	1,7	0,003	0,0001	15-20 días
Lagos de agua dulce	825	125	0,25	0,009	10 años
Lagos agua salada	700	105	0,20	0,008	150 años
Humedad del suelo en la zona no saturada	151 000	150	0,30	0,01	semanas a años
Casquete de hielo y glaciarcas	17 000	26 000	50	1,9	miles de años
Agua subterránea	151 000	7000	14	0,5	decenas a miles de años
Total en las tierras emergidas	148 000	33 900	65	2,4	—
<i>Atmósfera</i> (vapor de agua)	510 000	13	0,025	0,001	8-10 días
Total	510 000	1 384 000	2750	100	—

\* Los datos proceden de Lvovitch (1967) y Nace (1969), y como estos autores indican, deben interpretarse sólo como aproximaciones.

(1968, 1969 y 1970) y Lvovitch (1967 y 1970), y a no ser que se indique otra cosa, debe entenderse que todas las cifras proceden de dichas fuentes.

En la tabla 5.1 se indican ocho emplazamientos o lugares de la hidrosfera que contienen agua (no se tiene en cuenta el agua de constitución molecular ni la que pueda existir en las rocas o sedimentos situados debajo de los océanos). Las columnas (3) y (4) tienen por objeto facilitar la comprensión de la diferencia en los órdenes de magnitud del agua almacenada en cada emplazamiento. Por último, la columna (5) —*Tiempo de Residencia*— es muy ilustrativa para tener una idea del orden de magnitud del tiempo medio que una partícula de agua permanece en cada emplazamiento; la deducción de las cifras del Tiempo de Residencia se hará al estudiar el balance hidráulico en el apartado siguiente, en función del volumen almacenado y de los volúmenes medios del flujo. La utilidad de este concepto, aún reconociendo el amplio espectro de desviaciones que los valores reales presentan respecto al valor medio, ha sido

reconocida por el Grupo de Trabajo sobre el Balance Hidráulico Mundial del Decenio Hidrológico Internacional (cfr. Chapman, 1970).

Llama la atención el hecho de que, casi la totalidad del agua (97 %) esté en los océanos. Su volumen equivale a la evaporación oceánica media anual durante unos 3000 años y esta cifra puede tomarse como un orden de magnitud del tiempo que una molécula de agua permanece en el océano, pero sin olvidar que algunas moléculas estarán sólo unos instantes y otras podrán parar en los fondos oceánicos incluso cientos de miles de años, antes de que vuelvan a entrar en el ciclo.

Como contraste, vemos que el volumen medio de vapor de agua que contiene la atmósfera equivale a 25 mm, es decir, hipotéticamente sería sólo suficiente para producir una lluvia medianamente fuerte durante unas pocas horas. Si tenemos en cuenta que la lluvia media anual sobre el globo son 1000 mm, resultaría una lluvia media diaria de 2,7 mm, es decir, que el tiempo de residencia de una molécula de agua en la

que se produce en el agua subterránea es pequeña, excepto en aquellos casos en que la superficie freática se encuentre cerca de la del terreno. Su magnitud, depende de la posición de la franja capilar con respecto a la superficie del terreno. La figura 7.3 muestra la relación que existe entre la profundidad de la superficie freática y la magnitud de la evaporación del agua subterránea, medida como un porcentaje de la que se genera en un evaporímetro de 12 pies de diámetro (2). Cada punto representa, para una profundidad determinada, el valor de la evaporación en el acuífero, como un % de la evaporación mensual en el evaporímetro. La dispersión de los puntos se debe a que se analizaron diferentes suelos. Del análisis de la gráfica se deduce que la evaporación del agua subterránea es de poca magnitud para profundidades de la superficie freática mayores de 3 pies (90.5 cm)

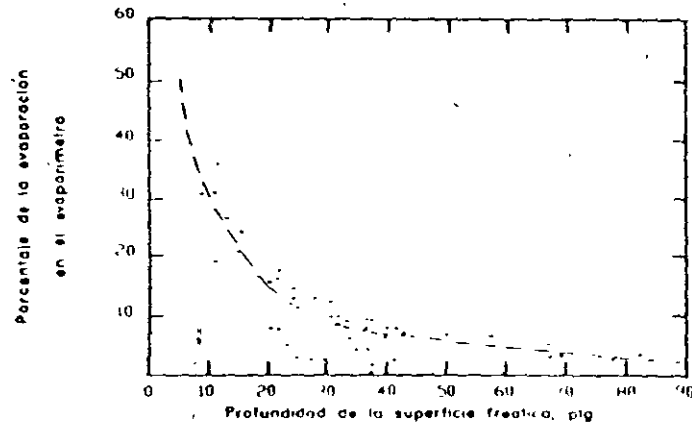


Figura 7.3 Evaporación del agua subterránea

Cuando las raíces de las plantas alcanzan la zona saturada, la cantidad de agua que absorben es casi igual a la que transpiran. La magnitud de la transpiración es variable dependiendo del tipo de planta, clima y estación del año. El máximo se alcanza para los días del año con altas temperaturas y viento, mientras que los mínimos valores ocurren en días fríos y nublados. El corte de la vegetación elimina o reduce sensiblemente la magnitud de ésta. Las descargas de agua subterránea por transpiración no ocurren ni en áreas sin vegetación ni en áreas en donde el nivel freático se encuentre lejos de la superficie del terreno.

### 7.3 CONFIGURACION DEL NIVEL ESTADICO

El conocimiento de la distribución de niveles en un acuífero, aporta la información necesaria para la determinación de las direcciones preferenciales de movimiento del agua subterránea y, por lo tanto, de su red de flujo. La medición de niveles se efectúa periódicamente en aquellos aprovechamientos que reúnen características favorables para la observación continua y sistemática de la posición de los niveles estáticos del agua. Una vez seleccionados los apro-

vechamientos en los que se realizarán las mediciones del nivel (estático, o cuando esto no sea posible, por estar operando el equipo de bombeo, el dinámico), se procede a efectuar la nivelación de brocales de los pozos, a fin de referirlos a un banco de nivel topográfico común (el que a su vez se refiere al nivel medio del mar).

La elevación de los brocales se define mediante la nivelación diferencial directa, que se apoya en los bancos de nivel que tengan, dentro de la zona de estudio, INEGI, SARH o la SDN. La nivelación se lleva a cabo tomando lecturas al milímetro y siguiendo los métodos de ida y vuelta y el de doble altura de aparato. El error de cierre cometido deberá quedar dentro de la tolerancia permisible para nivelación de tercer orden, definida por la siguiente expresión:  $T = \pm 10.0 (N)^{1/2}$ , en donde T es la tolerancia en milímetros y N el número de kilómetros nivelados. La memoria de la nivelación, además de anotarse y presentarse en su respectiva libreta, se entrega en formas tipo, diseñadas para ese propósito por la Subgerencia de Exploración Geohidrológica. Deberá incluirse, asimismo, un plano en el que se trace la ruta de nivelación seguida y la localización de los pozos nivelados con su cota de brocal.

Conocida la profundidad del nivel estático de los pozos seleccionados para efectuar las mediciones, se hace uso de esta información para el trazo de un plano de curvas de igual profundidad. Este plano, junto con el topográfico, define las probables zonas de descarga por evaporotranspiración. Los datos recabados de la nivelación de brocales y de las mediciones de la profundidad del nivel estático del agua, para las fechas de cada recorrido, hacen posible determinar las elevaciones del nivel estático en la zona, las que pueden ser configuradas en un plano para mostrar la distribución de las equipotenciales del flujo subterráneo.

Las mediciones piezométricas obtenidas en dos recorridos de medición, pueden ser aprovechadas para la formación de planos de curvas de igual evolución del nivel estático, para el intervalo de tiempo que separa a ambas observaciones. Las curvas de igual evolución, cuando el lapso de tiempo es el adecuado, muestran la ubicación de las zonas en donde es conveniente la reducción o incremento del bombeo.

La configuración de las elevaciones del nivel estático, de una fecha determinada, junto con las líneas ortogonales a estas, delimitan la red de flujo de la formación.

### 7.4 PROPIEDADES DE LAS REDES DE FLUJO

En el punto 2.11 se ha visto que la ley de Darcy y la ecuación de continuidad, para el caso de acuíferos estacionarios, homogéneos e isotrópicos en los que el movimiento del agua es bidimensional, se expresa como

$$V_x = -K \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$V_y = -K \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} = 0$$

las primeras ecuaciones, mediante un cambio de variable, se escribirían

$$V_x = \partial\Phi/\partial x \quad (7.1)$$

$$V_y = \partial\Phi/\partial y$$

la nueva variable introducida  $\Phi = -Kh$ , difiere de la carga hidráulica sólo en la constante  $K$  y recibe el nombre de potencial de velocidad o, simplemente, potencial.

El potencial  $\Phi$ , al igual que la carga hidráulica satisface la ecuación de Laplace. Esto puede comprobarse con la sustitución de (7.1) en la ecuación de continuidad

$$\partial V_x/\partial x + \partial V_y/\partial y = 0 \quad (7.2)$$

para obtener

$$\partial^2\Phi/\partial x^2 + \partial^2\Phi/\partial y^2 = 0 \quad (7.3)$$

La función de potencial  $\Phi$  puede ser representada gráficamente en el plano  $x, y$  como una serie de líneas en las que la función toma un valor constante. Éstas, además de ser líneas de igual potencial, son también de igual carga hidráulica (figura 7.4).

De especial importancia es la representación gráfica en la que las líneas se trazan con paso  $\Delta\Phi$  constante entre ellas. Las líneas trazadas en la figura (7.4) son equipotenciales; es decir, la diferencia de potencial es constante entre dos líneas vecinas. En la figura (7.4) se trazan también una serie de líneas ortogonales a las equipotenciales. Estas son las líneas de corriente. El conjunto de líneas equipotenciales y de corriente constituye una red de flujo.

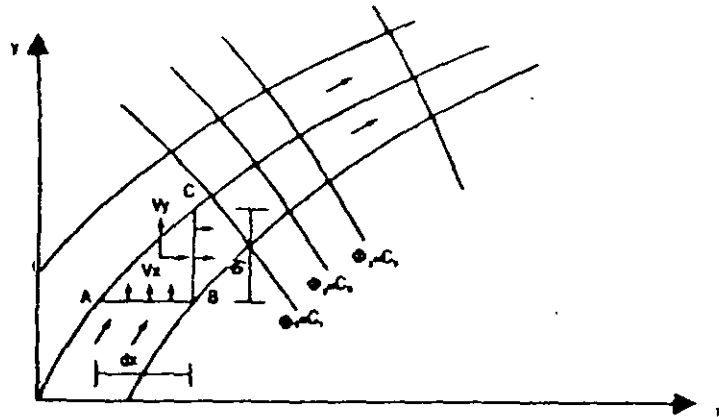


Figura 7.4 Líneas equipotenciales y de corriente

El trazo de redes de flujo es un método gráfico de resolución de la ecuación de Laplace, uti-

lizado frecuentemente en la práctica de la ingeniería.

Las líneas de corriente, para el caso de  $K$  constante, son en todos los puntos tangentes al vector de velocidad (3). Definen por lo tanto la dirección que siguen las partículas de agua en su movimiento

Para la determinación de las propiedades principales de las redes de flujo, considérese ahora la familia de líneas equipotenciales  $\Phi = C_1, C_2, C_3, \dots, C_n$ . La tangente a una línea equipotencial cualquiera  $\Phi = C$  tiene una pendiente  $dy/dx|_{\Phi=C}$  que puede ser valuada de la siguiente manera

$$d\Phi = (\partial\Phi/\partial x)dx + (\partial\Phi/\partial y)dy = 0 \quad (7.4)$$

de donde

$$dy/dx|_{\Phi=C} = -(\partial\Phi/\partial x)/(\partial\Phi/\partial y) = -V_x/V_y \quad (7.5)$$

entre dos líneas de corriente se forma un tubo de corriente a través del cual fluye un gasto  $dq$ . La continuidad del flujo (por no existir fuentes ni sumideros) exige que el gasto  $dq$  que pasa por la sección  $AB$  sea el mismo que pasa por la sección  $BC$

$$dq = V_y dx = V_x dy$$

$$-V_y dx + V_x dy = 0 \quad (7.6)$$

en (7.6)  $dx$  y  $dy$  son las componentes de un arco de longitud elemental  $ds$ , medido sobre una línea de corriente

La ecuación (7.6) recuerda por su forma a una diferencial total (ecuación 7.4). Si se supone que

$$V_x = +\partial\Psi/\partial y \quad (7.7)$$

$$V_y = -\partial\Psi/\partial x$$

la sustitución de (7.7) en (7.6) permite deducir la expresión

$$(\partial\Psi/\partial x)dx + (\partial\Psi/\partial y)dy = 0 = d\Psi \quad (7.8)$$

ecuación que se obtiene de la función

$$\Psi(x, y) = C$$

nótese que de la definición dada de las velocidades en (7.7), éstas también satisfacen la ecuación

ción de continuidad (7.2)

$$-\partial^2 \Psi / \partial x \partial y + \partial^2 \Psi / \partial x \partial y = 0$$

De la ecuación (7.1) se deduce también que

$$\partial V_x / \partial y = \partial V_y / \partial x \quad (7.9)$$

la condición establecida en (7.9) la satisfacen los fluidos en los que su movimiento es irrotacional (4)

El remplazo en (7.9) de las definiciones de la velocidad dadas por (7.7) permite demostrar que la función  $\Psi$  satisface también la ecuación de Laplace

$$-(\partial/\partial y)(\partial\Psi/\partial y) = (\partial/\partial x)(\partial\Psi/\partial x) \quad \partial^2 \Psi / \partial x^2 + \partial^2 \Psi / \partial y^2 = 0 \quad (7.10)$$

a las funciones que satisfacen la ecuación de Laplace se les llama funciones armónicas. Las funciones  $\Phi$  y  $\Psi$  son de este tipo

De la ecuación (7.8) se desprende que

$$dy/dx \Big|_{\Psi} = -(\partial\Psi/\partial x) / (\partial\Psi/\partial y) = V_x / V_y \quad (7.11)$$

la comparación de (7.11) y (7.5) demuestra que las funciones  $\Phi$  y  $\Psi$  son ortogonales. En las ecuaciones (7.1) y (7.7) se definen las velocidades a partir de las funciones  $\Phi$  y  $\Psi$ , respectivamente. La comparación de ambas definiciones es la siguiente:

$$\partial\Phi/\partial x = \partial\Psi/\partial y \quad \partial\Phi/\partial y = -\partial\Psi/\partial x \quad (7.12)$$

las ecuaciones (7.12) son las condiciones de Cauchy Riemann. Si éstas se cumplen, la combinación lineal de las funciones  $\Phi$  y  $\Psi$

$$w = \Phi + j\Psi$$

es una función de la variable compleja  $z = x + jy$ . A la función  $w(z)$  se le llama el potencial complejo.

Cuando para el problema planteado es posible determinar el potencial complejo  $w(z)$ , a partir del mismo, pueden ser definidas todas las características del flujo (velocidad, carga hidráulica, presión, etcétera).

Ejemplos prácticos de utilización de la teoría de las funciones de variable compleja en el análisis de problemas de flujo en medios porosos, pueden ser encontrados en (4, 5, 6, 7). En el presente trabajo, sólo se incluirán, con fines didácticos, algunos ejemplos simples.

## 7.5 APLICACIONES DE LAS REDES DE FLUJO

Conocidas las condiciones de frontera de un acuífero o de una de sus partes, pueden ser trazadas las líneas equipotenciales y de corriente para formar una red de flujo.

El trazado de la red de flujo es, normalmente, un poderoso auxiliar en el conocimiento de las características de un acuífero. Cuanto mayor sea la cantidad de información disponible de piezometría de una región (siempre y cuando ésta sea confiable), los resultados que pueden obtenerse serán también de mayor calidad. No obstante, aun con poca información es posible obtener conclusiones importantes respecto al comportamiento del acuífero. Por ejemplo, conocida la carga hidráulica ( $h = z$ ) en tres puntos cercanos de un acuífero libre, se puede trazar una red de flujo aproximada (figura 7.5) constituida por líneas de igual nivel freático y líneas de corriente.

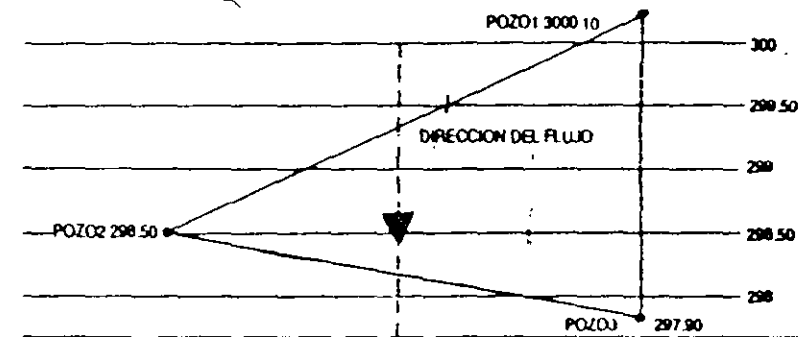


Figura 7.5 Determinación de la dirección del flujo

Los mapas de isolinias de la superficie freática o de la piezometría, proporcionan información valiosa que puede ser empleada en la localización de nuevos pozos.

La figura (7.6) muestra la geología y la piezometría del material granular de relleno del acuífero cercano a la ciudad de Piedras Negras, Coahuila (8). Este acuífero se encuentra limitado aproximadamente por los paralelos 28°10' y 28°50' de latitud norte y por los meridianos 100°10' y 101°50' de longitud oeste, cubriendo una superficie de cerca de 6,500 km<sup>2</sup>, ubicados en su totalidad dentro del estado de Coahuila.

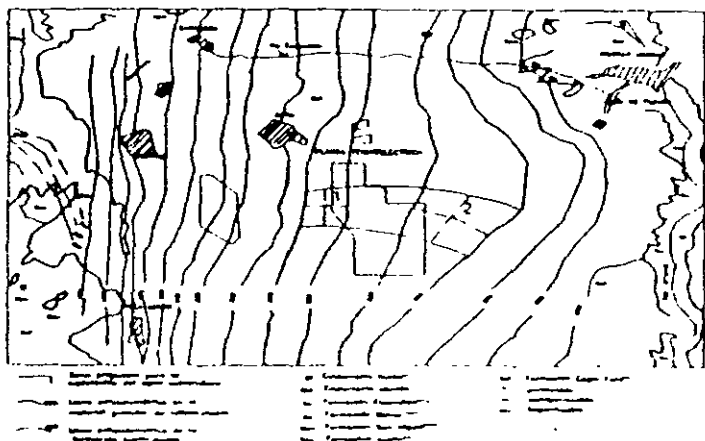


Figura 7.6 Geología y potenciometría del material granular de relleno y zona de explotación

Las curvas de igual elevación del nivel estático, están referidas al nivel medio del mar. De la observación del plano es posible obtener las siguientes conclusiones

- La zona de recarga del acuífero se ubica al suroeste de la ciudad de Piedras Negras en la Serranía del Burro. Esta serranía está constituida por rocas calizas de la formación Austin (Kau), que desde un punto de vista geohidrológico pueden ser clasificadas como semipermeables. (las curvas de igual nivel estático toman valores superiores a 400m en esta zona)
- La subcuenca del Río Escondido forma parte de la cuenca del Río Bravo (Región Hidrológica Bravo-Conchos No. 24). Esta subcuenca capta los escurrimientos que se originan en la parte alta de la Serranía del Burro y aguas abajo está influenciada por aportaciones de manantiales y lloraderas, hasta formar dos corrientes perennes: el Río Escondido, y hacia el norte de éste, el Río San Antonio.

Al sur del cauce del Río Escondido, sobre la planicie, los escurrimientos no definen avenamiento de importancia, debido a que existen materiales altamente permeables (Qal, material granular de relleno).

- Los estudios realizados han definido como un acuífero importante al constituido por los materiales granulares de relleno. Éstos tienen un espesor de aproximadamente 40 m y constan de fragmentos de calizas y lutitas, en ocasiones cementados por carbonato de calcio e interdigeridos con material arcilloso. Desde un punto de vista geohidrológico, el acuífero que forman puede ser clasificado como libre (aun cuando existen zonas en donde el acuífero se comporta como semiconfinado, debido a la presencia de estratos de arcilla).

Hacia el suroeste de Piedras Negras, los materiales granulares descansan sobre la formación Austin. Esta última formación presenta permeabilidad secundaria de mucha importancia, manifestada por manantiales de gran caudal (más de 1 m<sup>3</sup>/s) como los de Allende, Las Corrientes, Nava y Morelos.

- Debido a la posición estratigráfica y topográfica de los materiales granulares de relleno, éstos se encuentran alimentados por

- a) El agua que escurre o se precipita sobre las calizas y que se infiltra por la permeabilidad de éstas.
- b) El aporte de los ríos durante épocas de lluvia.
- c) La recarga en forma lateral y vertical proveniente de las calizas, como las de la formación Austin.

- El agua subterránea fluye (en dirección perpendicular a las líneas equipotenciales) de la zona de recarga (Serranía del Burro) hacia la planicie, en dirección aproximadamente perpendicular a la del Río Bravo. El gradiente hidráulico medio del acuífero es de 3.8/1000 hacia la zona de recarga éste es mayor (6.6/1000) y menor hacia la zona de descarga lateral (2.5/1000).

Para la interpretación de la red de flujo se tomarán dos líneas de corriente vecinas, marcándose en el tubo de corriente formado las secciones de control 1 y 2.

Dentro del tubo de corriente, el flujo en las secciones indicadas es igual a

$$Q = A_1 V_1 = A_2 V_2$$

en donde V es la velocidad y A el área saturada perpendicular al flujo. Al aplicar la ley de Darcy

$$A_1 K_1 i_1 = A_2 K_2 i_2$$

expresión que puede ser reescrita como

$$K_1/K_2 = (A_2/A_1)(i_2/i_1)$$

Para la determinación del cociente A<sub>2</sub>/A<sub>1</sub> sólo se requiere conocer el espesor saturado del

acuifero en cada sección y la distancia que separa a dos líneas de corriente vecinas. En la región estudiada  $A_1 = A_2$ , lo que conduce a la igualdad

$$K_1 i_1 = K_2 i_2 \quad (7.13)$$

Del análisis de la ecuación (7.13) se deduce que la permeabilidad es mayor en las zonas en las que el gradiente hidráulico es menor. Para el tubo de corriente considerado, la permeabilidad es mayor en la sección 2 y por lo tanto, el sitio 2 es mejor que el sitio 1, desde el punto de vista de su permeabilidad, para la ubicación de pozos.

En la localización de nuevos pozos, además de la permeabilidad del terreno, es importante considerar su orientación con respecto a la red de flujo. Es claro que la orientación más favorable de una batería de pozos es en dirección perpendicular a las líneas de corriente de la red de flujo.

#### 7.6 DETERMINACION DE VOLUMENES DE EXTRACCION DE AGUA SUBTERRANEA. METODOS DIRECTOS E INDIRECTOS

Además de las mediciones de los niveles estáticos y dinámicos, para el cálculo del comportamiento de un acuifero, se requiere conocer los volúmenes que son extraídos de cada pozo durante periodos de tiempo determinados. Esta información resulta especialmente útil como comprobación de que el volumen anual concesionado está siendo respetado, además de ser uno de los datos fundamentales para definir, con fines de planeación, la evolución de una formación acuifera.

La determinación del caudal que se extrae de un pozo, puede ser efectuada tanto por métodos directos (mediciones de campo) como por métodos indirectos (estimaciones de su magnitud). A ambos tipos de procedimientos se recurre en México con frecuencia.

##### Medición de caudales de extracción

El caudal producido por un equipo de bombeo puede ser medido de diferentes maneras. Un método simple consiste en la observación del tiempo requerido para llenar un recipiente de volumen conocido. La medición se repite varias veces (tres o cuatro) para posteriormente obtener un promedio. Este método se aplica cuando el gasto producido por el pozo es pequeño. Un medidor de caudal comercial puede ser también utilizado. La carátula del medidor muestra el volumen total descargado en metros cúbicos a través de él. La diferencia entre dos medidas tomadas en un cierto lapso define la magnitud del caudal.

El método directo de determinación de caudales más comúnmente usado consiste en el empleo de un orificio circular calibrado. La figura 7.7 muestra los detalles principales de la construcción y armado del aparato (9).

Este método se emplea para medir la descarga de una bomba centrífuga de turbina. El orificio consiste en una abertura circular que se hace en una placa de acero. La placa se fija a una corona de acero que posteriormente se coloca en el extremo exterior de la tubería de descarga de la bomba, de modo que quede centrada en ésta. El extremo del tubo se corta a escuadra para que la placa quede en posición vertical.

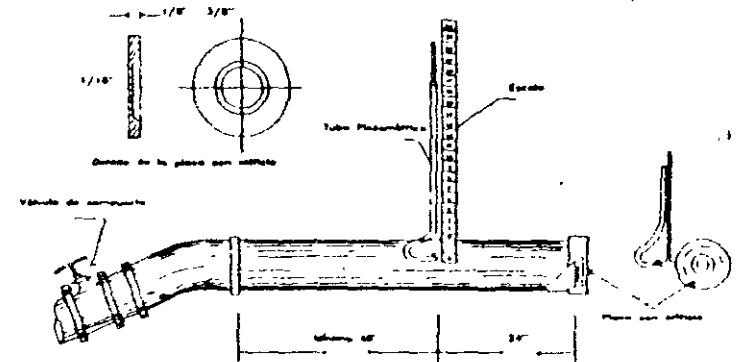


Figura 7.7 Medición de caudales. Orificio circular calibrado.

Para medir la carga de presión dentro de la tubería de descarga, se instala, en el orificio ubicado a 2 pies de la descarga (ver figura), un piezómetro. Éste es un tubo de plástico o hule de 1.2 a 1.5 m de longitud al cual se le inserta un tubo de vidrio en su extremo exterior. La elevación del agua en el piezómetro representa la carga de presión del agua cuando fluye a través del orificio de salida. La magnitud de ésta se mide con una escala graduada. El caudal que pasa por el orificio calibrado se calcula con la fórmula (9)

$$Q = K A (2gh)^{1/2}$$

si el gasto  $Q$  se expresa en  $m^3/s$  el área  $A$ , la aceleración de la gravedad  $g$  y la altura piezométrica  $h$  se expresan respectivamente en metros cuadrados, metros por segundo al cuadrado y metros. El factor de descarga  $K$  es función de la relación existente entre el diámetro del orificio y el diámetro de la tubería, tal como se muestra en la figura 7.8 (9). Para garantizar la calidad de las mediciones a efectuar, deberán ser observadas las siguientes restricciones:

El diámetro del orificio debe ser menor que 0.8 del diámetro interior de la tubería, para evi-

tar imprecisiones en la determinación del coeficiente K

El tubo piezométrico debe estar completamente libre de obstrucciones y de burbujas de aire al hacer las mediciones

Las mediciones de caudal hechas con orificio calibrado, de acuerdo con la Universidad de Purdue, tienen un margen de error de 2%, cuando se realizan con el instrumento adecuado y se efectúan correctamente (9).

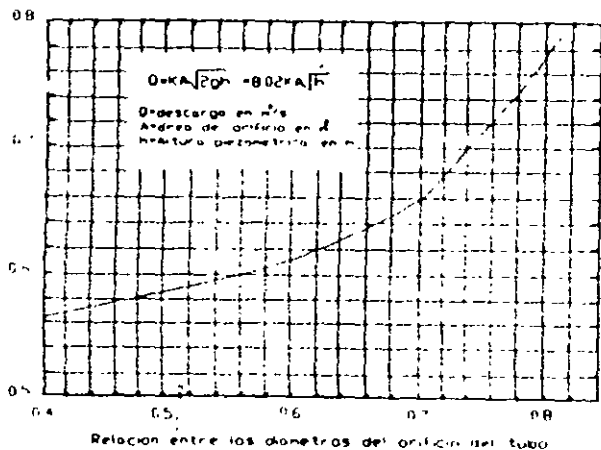


Figura 7.8 Valores que toma el factor de descarga K

#### Métodos indirectos de determinación de extracciones

Cuando no es posible la ejecución de mediciones, o no se cuenta con determinaciones del caudal producido por un pozo, es necesario recurrir a la cuantificación aproximada de los caudales de extracción. Tomando como base el censo de aprovechamientos de agua subterránea, se hace una selección de aquellos pozos que por las características de su equipo de bombeo o de su régimen de operación, tengan influencia significativa en el volumen total de extracción. Según el uso al que se destinen, se elegirá la forma más conveniente de estimar el caudal extraído

Para pozos de uso agrícola, la estimación puede hacerse en base a caudales y tiempo de operación, o bien, conocido el tipo de cultivo, mediante la determinación de la lámina y la superficie de riego (punto 1.5). Para el caso de pozos equipados con motores eléctricos, el tiempo de operación puede ser obtenido a partir de los registros de consumo de energía

Si el pozo es de uso público urbano, su extracción puede estimarse en base a caudal y tiempo de operación, o bien, mediante la dotación y el número de habitantes servidos

Si es de uso industrial, la estimación puede hacerse al definir el caudal y el tiempo de operación o determinando los factores de consumo, de acuerdo al tipo de industria

En los pozos cuya extracción individual sea poco significativa, se estimará globalmente el volumen de extracción, obteniendo el volumen total extraído en la zona de estudio, en el año fiscal. Posteriormente, se hará su distribución por usos

#### 7.7 BALANCE DE AGUAS SUBTERRANEAS

Prácticamente toda el agua subterránea tiene su origen en la precipitación y en los escurrimientos superficiales. En forma natural, el agua se recarga como resultado de la precipitación sobre suelos y rocas permeables y por infiltración en cauces naturales y en los vasos de lagos y presas. Las aguas infiltradas en el subsuelo no permanecen estáticas, parcialmente retornan a la atmósfera por evaporación, o bien, emergen a la superficie del suelo como manantiales, aportando el gasto base de escurrimientos perennes o, al encontrarse almacenadas en acuíferos costeros, descargan sus excedentes directamente al mar. Artificialmente, la recarga al subsuelo puede ser producida por infiltración en canales de riego, sobrriego de terrenos agrícolas y otros métodos aplicados expresamente para incrementarlas. El balance hidrológico de una cuenca subterránea puede ser expresado de manera semejante al principio de conservación de la masa o ecuación de continuidad (punto 2.10). Para un intervalo de tiempo determinado la ecuación de continuidad se expresa en la forma

$$\text{Entradas} - \text{Salidas} = \text{Cambio en el almacenamiento}$$

$$E - S = \Delta V \quad (7.14)$$

Las dimensiones de la ecuación (7.14) son las de volumen, es decir, longitud al cubo (L<sup>3</sup>). Si las entradas son mayores que las salidas se almacena agua en el acuífero y por lo tanto  $\Delta V$  conserva su signo positivo. Si las salidas son de mayor magnitud que las entradas, se mina el acuífero y  $\Delta V$  toma el signo negativo. El cambio en el almacenamiento en un acuífero, para un intervalo de tiempo  $\Delta t$  determinado, puede ser valuado mediante la ecuación

$$\Delta V = S A \Delta h \quad (7.15)$$

en donde S es el coeficiente de almacenaje, A el área del acuífero y  $\Delta h$  la variación de la carga hidráulica. En (7.15) se tienen las mismas dimensiones que en (7.14), longitud al cubo (L<sup>3</sup>). La ecuación de balance (7.14) puede ser planteada de muy diferentes formas, dependiendo de cuales son las componentes importantes de las entradas y las salidas. Entre éstas pueden ser citadas las siguientes (no están incluidas todas las posibles):

Entradas horizontales: Intrusión salina, Ingreso de agua dulce por las fronteras.

Entradas verticales: Lluvia, Infiltración por riego, infiltraciones en canales de riego de tierra y revestidos, infiltraciones en cauces de ríos y arroyos, infiltraciones en vasos de presas, lagos y lagunas, recarga artificial

Salidas horizontales: Hacia el mar, hacia otros acuíferos, a drenes

Salidas verticales: Extracción en pozos, manantiales, evaporación, evapotranspiración e infiltración profunda.

Por ejemplo, para un acuífero confinado, en el que actúa un sistema de pozos, la ecuación de balance puede ser escrita de la siguiente manera (en los acuíferos confinados las fronteras verticales son impermeables):

$$E_H - S_H - Q \cdot \Delta t + R = S \cdot A \cdot \Delta h \quad (7.16)$$

en donde

- $E_H$  - entradas horizontales por las fronteras
- $S_H$  - salidas horizontales por las fronteras
- $Q$  - gastos de extracción de una batería de pozos
- $R$  - recarga natural del acuífero.

La información disponible en nuestro país sobre las aplicaciones prácticas de la ecuación de balance, casi siempre ha resultado insuficiente. La escasez de datos dificulta la comprensión del funcionamiento real de una buena parte de los acuíferos nacionales. Un ejemplo típico de esto, es lo que ocurrió al elaborar el modelo matemático del acuífero de Cananea. So nora, en septiembre de 1983 (10).

"El desconocimiento de los volúmenes que anualmente han sido extraídos del acuífero subya cente al río San Pedro, no permitieron el establecimiento de una valuación rigurosa de las entradas y salidas horizontales y verticales de la formación regional, puesto que solo se disponía de la siguiente información".

- Mediciones del nivel estático realizadas en el periodo de octubre de 1943 a diciembre de 1954.
- Observaciones realizadas en una segunda etapa que se inicia en enero de 1980 y concluye en septiembre de 1982. La mayor parte de las mediciones recopiladas corresponden a niveles dinámicos y sólo una parte de los datos recabados corresponde a niveles estáticos
- Hasta la fecha del estudio se contaba solamente con una prueba de bombeo con mediciones en un pozo de observación. Se disponía de unos cuantos valores de transmisividad, y un

solo valor del coeficiente de almacenaje

Cuando se intentó aplicar la ecuación (7.15) se obtuvieron resultados altamente sensibles a pequeñas variaciones en los datos originales. Lo anterior probablemente se debía a que los volúmenes extraídos del acuífero en el periodo de ajuste (1946 - 1980) eran del mismo orden de magnitud que la recarga y menores que ésta (10). A partir de la piezometría, se dedujo que por las fronteras norte y sur se fugaban del orden de 3.3 y 2.84 millones de metros cúbicos, y la magnitud aproximada del coeficiente de almacenaje 0.013

La ecuación de balance (7.14) puede ser planteada y ajustada de diferentes maneras. Especial cuidado debe de tenerse en probar la sensibilidad de los datos con el fin de obtener resultados congruentes con la realidad

#### BIBLIOGRAFIA

- 1 - Todd, David K., Ground Water Hydrology, John Wiley & Sons, 336 pp., 1965
- 2 - Davis, Stanley N., Roger J. M., De Wiest, Hydrogeology, John Wiley & Sons, New York, 463 pp., 1966
- 3 - De Wiest, Roger J. M., Geohydrology, John Wiley & Sons, 366pp., 1965
- 4 - Bear, Jacob, Dynamics of Fluid in Porous Media, American Elsevier, New York, 757 pp., 1972
- 5 - Poluvarinova Kochina, P. Ya., Teoría del movimiento de las aguas subterráneas, en ruso, Ed. Estatal de Literatura Técnico- Teórica, Moscú, 1952
- 6 - Muzcat, M., The Flow of Homogeneous Fluid Throug Porous Media, Mc Graw Hill, New York, 763 pp., 1937
- 7 - Aravin V. I., Numerov, C. N., Teoría del movimiento de líquidos y gases en un medio no deformable, en ruso, 616 pág., GITTL, Moscú, 1953
- 8 - Hidrolegro, S. C., Estudio para determinar los volúmenes de agua existentes en la zona del Tajo NPN de Piedras Negras Coahuila, Minera Carbonífera Río Escondido, 52 páginas, 1988
- 9 - Johnson Division, UOP Inc., El agua subterránea y los pozos, Saint Paul, Minnesota, 513 pág., 1975
- 10 - Hidrolegro, S. C., Un modelo matemático para representar el acuífero de los alrededores



## PRUEBA DE POZOS DE

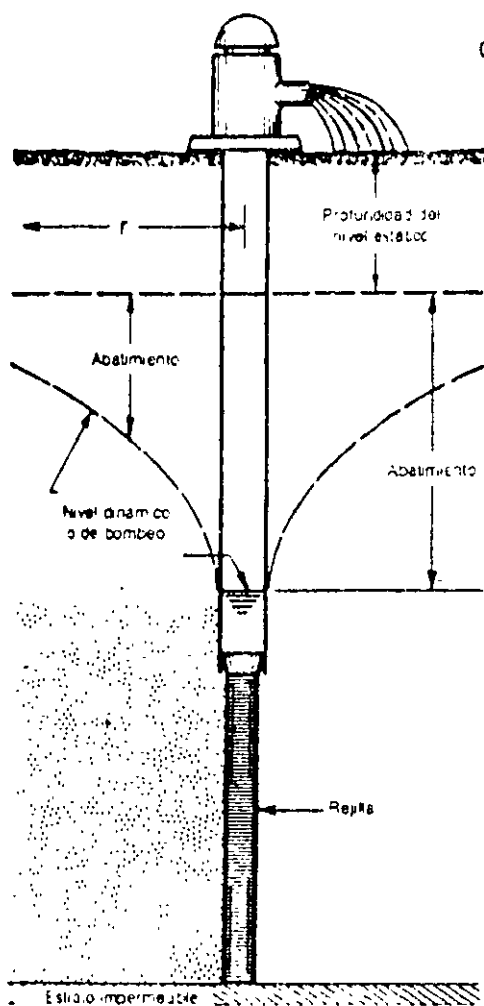


Fig. 50: Medidas relativas el comportamiento de los pozos, y a pruebas de bombeo de acuíferos y pozos.

calculada. La anterior información, analizada bajo ciertas condiciones, nos dará una medida de la capacidad productora del pozo terminado y nos permitirá tener una base para la selección del equipo de bombeo.

El otro objetivo de las pruebas, y que ha adquirido gran importancia, es el de suministrar datos de los cuales se obtienen los factores principales para calcular el comportamiento de los acuíferos. Una prueba organizada con este propósito puede denominarse, con más propiedad, una "prueba de acuífero", pues es éste o sea la formación productora, la que más que el pozo, se está probando.

Este método consiste en bombear de un pozo y registrar tanto el abatimiento en éste, como el producido por el bombeo en otros pozos vecinos de observación. Si la prueba se ha realizado adecuadamente, los datos que se obtengan pueden analizarse para descubrir las características hidráulicas del acuífero. Conforme más personas se familiarizan con los métodos para realizarlas, vemos que las pruebas de bombeo se usan con frecuencia creciente como una de las más importantes herramientas con que se cuenta en la investigación práctica de las aguas subterráneas.

Las mediciones que deben hacerse para lograr cualquiera de los propósitos antes descritos, incluyen los niveles estáticos antes de empezar el bombeo, la razón de bombeo o descarga del pozo de bombeo, niveles de bombeo o niveles dinámicos durante varios intervalos de tiempo a lo largo de todo el período de bombeo, tiempo en que la bomba arranca, tiempo en que se haya observado cualquier cambio en la descarga, y tiempo al cual se detuvo el bombeo. Las mediciones de los niveles dinámicos después de cesar el bombeo, son también de utilidad para el estudio de la recuperación.

El procedimiento que se sigue para una prueba de acuífero es algo más complicado que el que se utiliza con el fin de determinar la capacidad de un pozo de producción ya terminado. Sin embargo, la diferencia es pequeña en cuanto a la manera en que la descarga y el abatimiento se miden y registran en ambos casos.

Los procedimientos que se discutirán en las páginas siguientes abarcan un número de detalles que se aplican con particularidad a las pruebas de acuíferos. Los métodos para determinar la descarga y el abatimiento, sin embargo, son los mismos que deberán emplearse en cualquier prueba de bombeo, aunque el propósito principal sea solamente el de verificar el comportamiento de un pozo para un propósito u otro.

El orificio consiste de una abertura perfectamente redonda situada en el centro de una placa circular de acero. El orificio debe tener bordes a escuadra definidos. La placa debe ser de un espesor de 1.6 mm. alrededor de la circunferencia de la abertura. Esta placa deberá fijarse contra el extremo exterior de una tubería de descarga a nivel, de modo que el orificio quede centrado en ésta. El extremo del tubo debe cortarse a escuadra, de modo que la placa quede en posición vertical. El interior de la tubería deberá ser liso y encontrarse libre de cualquier obstrucción que pudiera causar turbulencia anormal. La tubería de descarga debe ser recta y a nivel en una distancia de por lo menos 1.80 metros hacia atrás de la placa de orificio. De ser posible esta conducción deberá ser más larga. A 0.60 metros exactamente de la placa del orificio, deberá perforarse el tubo con un agujero de 3.2 mm. ó 6.4 mm. de diámetro, situado en un plano coincidente con el diámetro

horizontal. Las rebarbas internas que resulten de esta perforación deberán eliminarse completamente.

Para medir la carga de agua o presión dentro de la tubería de descarga, se fija a este orificio un aditamento especial. Este se denomina tubo piezométrico. Consiste de un tubo plástico o de hule de 1.20 a 1.50 metros de longitud, al cual se le agrega un tubo de vidrio en el extremo exterior. El otro extremo se conecta adecuadamente mediante accesorios de plomería a la perforación efectuada en el tubo de descarga. El niple que se enrosca a la perforación hecha en el tubo, no debe proyectar hacia adentro de éste. El nivel que el agua alcanza en el tubo piezométrico representa la presión existente en el tubo de descarga cuando el agua fluye a través del orificio de salida. Este nivel puede observarse en el tubo de vidrio, sosteniéndolo verticalmente a una altura justamente encima del punto al cual rebosaría.

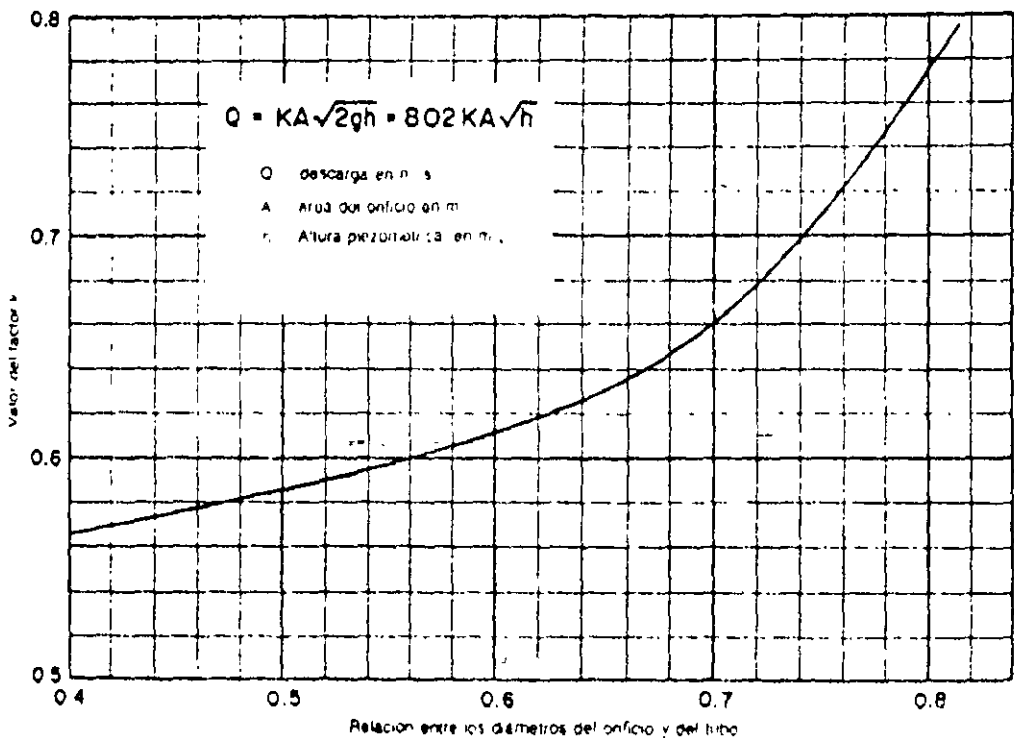


Fig. 52: Los valores del factor de descarga, K, en la fórmula del orificio circular, varían con la relación del diámetro del orificio, tal como se muestra en la figura

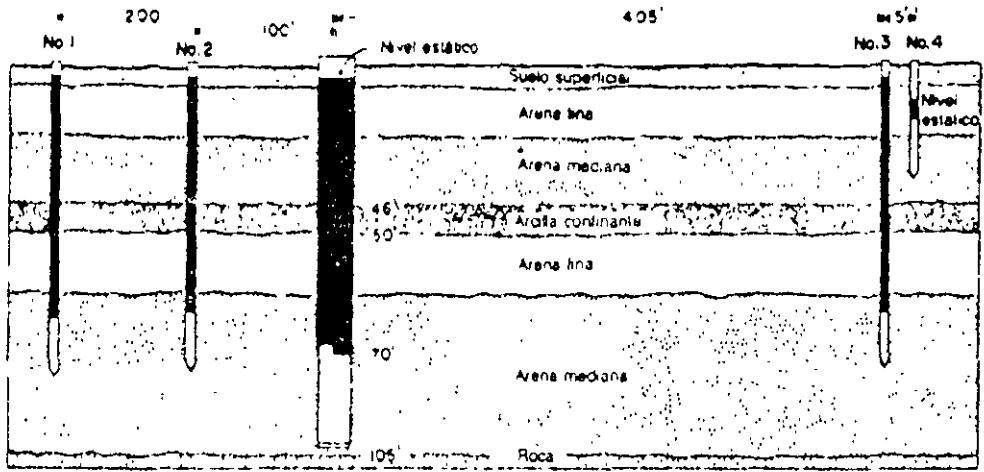


Fig. 61: Sección geológica a través de una línea que une el pozo de prueba con los pozos de observación. El estrato de arcilla separa el acuífero freático superior del artesiano inferior. La presión artésiana del acuífero inferior hace que los niveles del agua en los pozos más profundos permanezcan alrededor de 0.90 metros por encima del nivel freático.

Cualquier cambio de nivel del agua que se manifestase en el pozo somero causado por el bombeo del pozo de prueba, indicaría la existencia de una discontinuidad en algún punto del estrato de arcilla. Se recopilaron registros del bombeo de la galería de infiltración y se compararon con las lecturas tomadas en el pozo de observación No. 4, durante la prueba.

Obsérvese que dos pozos de observación fueron localizados a aproximadamente la mitad de la distancia entre la galería de infiltración y el pozo de bombeo, aunque los pozos No. 1 y No. 2 se hallasen en el lado opuesto del pozo de bombeo. Tal distribución era importante en este caso. Si el bombeo del pozo artesiano tuviera algún efecto sobre el acuífero freático y sobre la galería de infiltración, los pozos No. 3 y No. 4, situados donde fueron emplazados, percibirían tal efecto.

### Estimación del Rendimiento de un Pozo

Hay veces en que es de desear el empleo de métodos que den una medida aproximada del rendimiento de un pozo. El extraer agua de un pozo mediante la cuchara de

perforación, es una manera de obtener una estimación preliminar de la productividad del pozo. Agregando agua al pozo y observando cuán rápido la absorbe éste, puede dar también una medida de su capacidad. La magnitud del chorro que fluya de una tubería, ya sea vertical u horizontal, puede también utilizarse para estimar el orden de magnitud de la descarga, cuando no se dispone de métodos más precisos.

### Prueba de Cuchara

En tanto que el costo de probar aquellos pozos que van a estar en funcionamiento más o menos continuo, representa una buena inversión, no se justifica tanto en el caso de pozos pequeños. Algún otro procedimiento más sencillo resulta adecuado para aquellos pozos de uso doméstico que se van a bombear intermitentemente y a bajo caudal. La prueba de cuchara reúne los requisitos.

Cuando se extrae agua de un pozo por medio de la cuchara, deben hacerse las siguientes mediciones:

1. Nivel estático en el pozo.
2. Volumen de agua que cabe en la cuchara
3. Número de cucharas llenas que se

existen dos tipos de flujo que deben considerarse al estimar la descarga de tubos verticales. Cuando la altura del agua sobre el borde del extremo abierto del tubo es menor que cierto valor crítico, la descarga se asemeja a la que se produce en un vertedero. Cuando la altura de la lámina de agua sobrepasa otro valor crítico, el flujo es del tipo de descarga a chorro. Las descargas comprendidas entre estos dos valores límite, guardan una relación errática con respecto a la altura del agua.

La Figura 62 indica la manera en que debe medirse la altura de la cresta cuando prevalece el flujo a chorro. El flujo debe ser suficientemente constante de manera tal que la altura  $h$  no varíe apreciablemente. El mejor procedimiento es el de promediar varias medidas. La Tabla XI suministra las descargas para varios valores de la altura de la cresta sobre el borde del tubo. Los valores corresponden a tubería estándar de acero de los tamaños indicados y de superficie interior lisa.

Este método puede utilizarse para estimar la descarga proveniente de un pozo artesiano surgente o de un pozo bombeado en el cual el tubo de descarga pueda volverse hacia

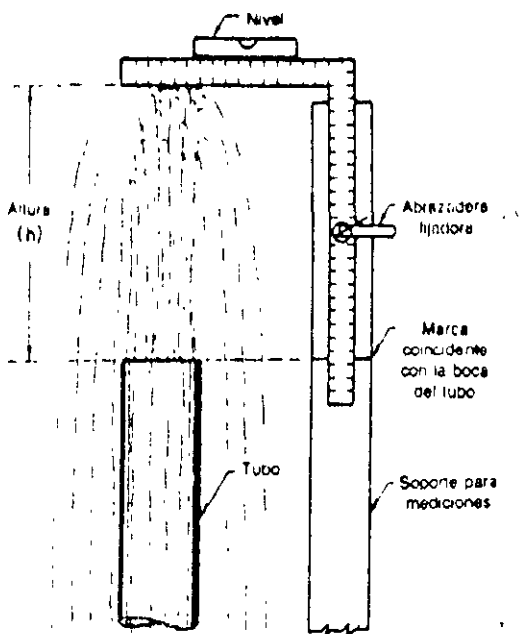


Fig. 62: Forma de medir la altura de la cresta en descarga a chorro de una tubería vertical.

arriba. La tubería vertical debe consistir de un tramo recto, no menor de 0.90 metros de longitud, de modo que el extremo abierto se halle a esa distancia por lo menos, de cualquier codo, doblez o válvula.

Para medir aproximadamente el valor de la descarga de una tubería horizontal,

Tabla XI  
Descarga en Tubos Verticales, en Metros Cúbicos por Minuto

Altura de la Cresta en mm.	Diámetro Nominal del Tubo					
	2" = 50.8 mm	3" = 76.2 mm	4" = 101.6 mm	5" = 127.0 mm	6" = 152.4 mm	8" = 203.2 mm
38 (1.5")	0.083	0.163	0.257	0.322	0.416	0.606
51 (2")	0.098	0.208	0.352	0.454	0.606	0.871
76 (3")	0.125	0.280	0.492	0.700	0.926	1.457
102 (4")	0.144	0.333	0.587	0.871	1.211	1.978
127 (5")	0.167	0.375	0.662	1.022	1.438	2.385
152 (6")	0.182	0.416	0.719	1.136	1.628	2.763
203 (8")	0.212	0.473	0.852	1.363	1.930	3.407
254 (10")	0.235	0.530	0.965	1.514	2.195	3.974
305 (12")	0.261	0.606	1.060	1.665	2.422	4.353
381 (15")	0.295	0.662	1.192	1.893	2.650	4.921
457 (18")	0.322	0.738	1.325	1.908	2.952	5.299
523 (21")	0.352	0.795	1.438	2.251	3.217	5.867
609 (24")	0.379	0.879	1.514	2.422	3.482	6.245

## Capítulo 4

### EL AGUA CARSTICA

#### IV.1 - GENERALIDADES Y DIFERENCIAS CON EL AGUA FREATICA

Hemos llamado "agua carstica" al agua que circula por las regiones calizas para distinguirla del agua freática y de cualquier otro tipo de agua subterránea. El agua carstica tiene características muy específicas que justifican plenamente esta denominación. Si intentamos hacer una comparación entre las aguas carsticas y las aguas freáticas, por ser estas últimas las que podemos considerar como prototipo de aguas subterráneas, apreciaremos en seguida, entre ambas, notables diferencias.

#### IV.2 CIRCULACION

La circulación freática tiene un límite inferior de temperatura, y por tanto, de clima más restringido que el agua carstica. Un poco por debajo de 0°C el manto freático se hiela y se convierte en un *mohelich* (= suelos helados estacionales de las regiones periglaciares). A veces, el manto freático helado puede tener carácter más persistente, como ocurre en los *pergelisuehos* (= suelo helado persistente), formando la "tjåle" de las regiones boreales. En cambio, el agua carstica puede conservarse líquida en condiciones glaciares o periglaciares, como ocurre en los *Karsts subglaciares*, desarrollados en las zonas de ablación de las lenguas glaciares de las regiones calizas y en los *Karsts polares*. Ello es debido a que las temperaturas por debajo de la masa del inlandsis son superiores a los ambientes que originan el medio glaciar, especialmente en las zonas de ablación del glaciar, lo que también explica la persistencia del medio glaciar en zonas situadas por encima de la isoterma de 0°C.

#### IV.3.-ACTIVIDAD QUIMICA

Las aguas de infiltración pueden ser:

- a) De origen fluvial.
- b) De precipitación atmosférica.
- c) De fusión de nieve.
- d) De fusión de hielo.

Estos cuatro tipos de agua tienen distinta capacidad de disolución, puesto que mientras las aguas de fusión de nieve e hielo no tienen salinidad alguna, siendo prácticamente equiparables a agua destilada, las aguas pluviales y fluviales, sobre todo estas últimas, tienen un cierto grado de salinidad que las hacen menos activas químicamente. Cuando estos cuatro tipos de agua penetran en el manto freático se homogeneizan y mezclan rápidamente, disolviendo las sales contenidas en la litofacies del manto adquieren un cierto grado de salinidad. Las aguas que llegan al Karst con cierto grado de salinidad, como son las pluviales y sobre todo las fluviales, tienen en general un poder disolvente relativamente bajo, mientras que, por el contrario, las procedentes de la fusión de nieve e hielo lo tienen más elevado, como consecuencia de su menor salinidad. La salinidad de un agua cársica de origen pluvial o fluvial será, pues, *híbrida*, puesto que habrá sido adquirida en parte en zonas extracársicas y en parte en el Karst, en cambio, la salinidad de un agua cársica de origen nival o glaciar será adquirida exclusivamente en el Karst. La composición de ambos tipos de agua acusará claramente su procedencia, Marchi (1916), Lamar y Shrode (1953), Catalán (1969)

En consecuencia, por su origen, las aguas frías procedentes de fusión de nieve e hielo tendrán una agresividad mayor que las aguas templadas fluviales y telúricas.

Ahora bien, las posibilidades de disolución de la caliza no dependen del mayor o menor grado de salinidad inicial del agua, puesto que las calizas son un material totalmente insoluble en las condiciones normales. Para que la caliza pueda disolverse hace falta que el agua posea una determinada acidez, y esta acidez, en la mayoría de los casos, se la proporciona el  $\text{CO}_2$  que pueda tener en disolución por la reacción siguiente:



y a su vez el ácido carbónico, actuando sobre la caliza, la transforma en bicarbonato cálcico, según la ecuación siguiente:



siendo el bicarbonato cálcico soluble en el agua, ésta se enriquecerá de este modo en  $\text{CO}_3\text{Ca}$ .

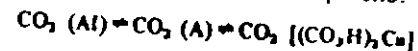
La acidez del agua, medida por el pH, influye considerablemente en su poder disolvente. Las aguas con pH bajos son las más agresivas, porque contienen ácidos en mayor proporción.

Así, pues, el agua desprovista de  $\text{CO}_2$ , aun el agua fría procedente de la fusión del hielo, tendría poco poder disolvente sobre la caliza en la presencia del  $\text{CO}_2$ . La agresividad del agua para la caliza está finalmente determinada por las cantidades de  $\text{CO}_2$  que el agua pueda contener. El agua desprovista de  $\text{CO}_2$  sólo es capaz de disolver 16 mg. de  $\text{CO}_3\text{Ca}$  por litro a la temperatura de 16°C. La presencia de  $\text{CO}_2$  cambia pues, completamente las posibilidades disolventes del agua para la caliza.

La capacidad de disolución del  $\text{CO}_2$  por el agua depende también de la temperatura, de tal modo que las aguas frías, a igualdad de presión, disuelven mayor cantidad de  $\text{CO}_2$  que las aguas templadas o calientes.

No obstante, sólo una parte del  $\text{CO}_2$  disuelto se combina con el agua para dar ácido carbónico, el resto se equilibra con el  $\text{CO}_2$  contenido en el aire y con el del

bicarbonato de calcio, de tal modo que si llamamos  $\text{CO}_2$  (A) al contenido en el aire y  $\text{CO}_2$  (B) al disuelto en el agua, y  $\text{CO}_2$  [( $\text{CO}_3\text{H}$ )<sub>2</sub>Ca] el del bicarbonato de calcio, podremos establecer la siguiente ecuación de equilibrio.



Toda disminución de la cantidad de  $\text{CO}_2$  (A) se traduce por una disminución de  $\text{CO}_2$  (B) o de  $\text{CO}_2$  [( $\text{CO}_3\text{H}$ )<sub>2</sub>Ca], y en este último caso la descomposición del bicarbonato de calcio en  $\text{CO}_2$ ,  $\text{CO}_3\text{Ca}$  y  $\text{H}_2\text{O}$ , precipitándose carbonato cálcico. La relación  $\text{CO}_2$  (A)/ $\text{CO}_2$  (B) varía con la temperatura, decreciendo cuando la temperatura aumenta; de aquí que, como ya hemos dicho, a menor temperatura aumenta la cantidad de  $\text{CO}_2$  (A)

A 1 atmósfera, 1 litro de agua disuelve, a 0°C., 2,15 litros de  $\text{CO}_2$ , a 15°C., 1 litro de  $\text{CO}_2$ , a 25°C., 0,8 litros

No obstante, el agua templada tiene mayor poder disolvente para el bicarbonato cálcico que el agua fría, de tal manera que se produce una compensación en las cantidades totales de  $\text{CO}_3\text{Ca}$  capaces de ser disueltas en aguas frías o templadas.

No obstante, el poder disolvente de las aguas frías no está aún suficientemente aclarado. Corbiel (1957), que ha estudiado los Karsts polares y periglaciares del NW. de Europa, piensa que la agresividad del agua fría es muy superior a la de las aguas templadas o calidas, y que en su consecuencia los fenómenos cársicos evolucionan con mayor rapidez en las regiones polares que en las tropicales conclusión con la que no están de acuerdo todos los morfólogos del Karst.

Además de  $\text{CO}_2$ , el agua cársica puede contener otras sustancias que aumenten su poder disolvente, tales como ácidos húmicos procedentes de la desintegración bacteriana de la materia vegetal u otros ácidos minerales, como el  $\text{NO}_3\text{H}$ , que puede formarse sintéticamente durante las tormentas en los países tropicales (ver Cap. VI)

#### IV.4.- MATERIA EN SUSPENSIÓN Y SU CONTENIDO MICROBIANO

Las aguas freáticas son aguas filtradas por la percolación. Pueden penetrar en el manto conteniendo materiales minerales y orgánicos en suspensión, pero en el momento de su emergencia aparecen totalmente desprovistas de sustancias sólidas, puesto que las rocas permeables por donde circulan actúan de filtros naturales, y en las partes altas de la zona de saturación del manto quedan detenidas todas las materias de diámetro superior a los poros. No así, en cambio, las aguas cársicas, que circulan en masa, especialmente durante los periodos de sequedad del Karst, arrastran gran cantidad de arenas y arcillas en suspensión, así como un cierto porcentaje de materia orgánica y diversas bacterias. Esta fracción sólida que transporta el agua cársica puede ser depositada en parte en los lagos hipogeos y en las zonas de débil pendiente de los talwegs subterráneos, pero buena parte de ella emerge de nuevo al exterior por las surgencias, en especial la fracción bacteriana, motivo por el cual las aguas cársicas no son modelo de aguas potables

Los porcentajes de materia mineral y orgánica, en suspensión, son mucho más crecidos cuando se suman en los aparatos cársicos aguas fluviales que han sufrido poluciones diversas al pasar por núcleos urbanos o industriales, pero aun las aguas

sumidas en las montañas son sospechosas, puesto que muchas veces las cavernas con ellas relacionadas sirven de letrinas a los pastores, que incluso arrojan ganado muerto, medio propicio a fermentaciones proteicas.

#### IV.5.—CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

Las temperaturas de las aguas cásticas oscilan entre 9° y 11 °C, en las zonas templadas. Estas temperaturas se mantienen muy constantes durante el año y no acusen variaciones estacionales. Las aguas freáticas, en cambio, tienen, para las mismas regiones templadas, una amplitud de variación térmica mucho mayor, oscilando entre 5° y 15 °C. Por otra parte, las aguas cásticas son en su mayor parte, aun tratándose de mantos, aguas de superficie, mientras que los mantos cautivos de las aguas artesanas pueden circular a profundidades grandes donde comienza a notarse la infiltración del gradiente geotérmico. Las aguas cásticas adquieren la temperatura ambiente del medio hipogeo, que en las regiones centroeuropeas oscila alrededor de los 11 °C, lo que hace sentir sensación de frío en verano y de calor en invierno, al penetrar en una caverna.

#### BIBLIOGRAFIA

- CATALAN LAFUENTE, J. (1969). "Química del Agua". Ed. Brume, Madrid, 355 pags.  
EK, C. (1968). "La Teneur en  $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$  et en  $\text{CO}_2$  des eaux des grottes belges". Act. Congr. Int. Spel. Ljubljana, pp. 75-77.  
ERASO, A. (1969). "La insaturación del agua en la zona freática del Karst y sus fundamentos termodinámicos". Bol. Geol. y Min. LXXX, IV, pp. 336-343.  
JINGIWA HIGU, K. (1963). "Solubility of dolomite and composition of Florida ground-waters". Jour. Hydrology, 1, pp. 288-310.  
LOMAR, J.E. y SHRODE, R.S. (1953). "Water soluble salts in limestones and dolomites". Econ. Geology, V, 48, pp. 97-112.  
MARCHI, D. (1916). "L'acqua di carso". Scientia, V, 20.  
MURRAY, A.M. y LOVE, W.W. (1929). "Action of organic acids upon Limestone". Bull. Amer. Ass. Petr. Geol., 13, págs. 1467-1475.  
ROQUES, H. (1963). "Sur la répartition du  $\text{CO}_2$  dans les karsts (2° mem.)". Ann. Spékol., 18, pp. 141-184.  
ROQUES, H. (1964). "Contribution à l'étude statique et cinétique des systèmes gaz carbonique-eau-carbonate ( $\text{CO}_2 - \text{H}_2\text{O} - \text{CO}_3^{2-}$ )". Ann. Spékol., XIX, págs. 255-484, 106 figuras.  
ZOGOVIC, D. (1967). "Sur le rapport de la solubilité des calcaires et des dolomites". A.I.H.S. Unesco. Act. Colloq. Dubrovnik, p. 615-623.

## Capítulo 5

# LA GEOLOGIA DE LA CALIZA

### V.1. GENERALIDADES

La caliza es el elemento permanente del fenómeno cárstico. Es el medio de circulación del agua cástica en el interior de la masa caliza y es el dominio donde tiene lugar la larga y compleja evolución subterránea. No podemos despreciar el concurrencio de este medio cástico si queremos conocer en su integridad, el desarrollo del Karst, puesto que en él tiene lugar el complejo conjunto de fenómenos físico-químico-geológicos que se denomina *karstificación*.

Para que la karstificación pueda realizarse se precisan una serie de circunstancias, externas unas a la caliza e intrínsecas otras, concernientes a su composición y estructura. El conjunto de concurrencios que poseemos hoy sobre la caliza justifica plenamente la formación de un cuerpo de doctrina dedicado exclusivamente al estudio de esta roca, que bien puede denominarse *Geología de la Caliza*. Ello es consecuencia de la extensión que tienen en la corteza terrestre las formaciones calizas. El dominio calizo no es de negligir ni mucho menos, puesto que aunque a primera vista pueda parecernos insignificante, constituye en realidad uno de tantos dominios litológicos del planeta; especialmente extendido en las zonas mediterráneas, donde se desarrollaron la Mesogea hercínica y el Thetys alpino, cuencas madres de calizas, North (1930). En la España peninsular las regiones calizas tienen una extensión de unos 100.000 km<sup>2</sup> en números redondos, distribuidos en 17.000 km<sup>2</sup> en la Cordilla Cantábrica, País Vasco y Pirineos, 48.000 km<sup>2</sup> en la Cordillera Ibérica, 7.500 km<sup>2</sup> en la Costa de Cataluña, y 30.000 km<sup>2</sup> en Andalucía, lo que justifica plenamente la antigua concepción de Eduardo Hernández-Pacheco (1932), de una "España caliza" que comprende la quinta parte aproximadamente del territorio peninsular.

No obstante, la hegemonía que hoy tiene la caliza en el Planeta, es una roca de formación relativamente reciente en comparación con las rocas silíceas, cuyos orígenes lejanos hay que buscarlos en la evolución endógena de la Tierra. La caliza es un material fundamentalmente organógeno, y por consiguiente se ha desarrollado paralelamente a la evolución biológica desde la aparición de la vida en la Tierra, y así vemos como las calizas más antiguas aparecen en el planeta.

- ERASO, A. - (1969) "Mecanismos sobre la corrosión en el Karst y su repercusión en la geodinámica kárstica". Boletín Geol. y Min. t. LXXX, II, pp. 146-168
- ERASO, A. - (1969) "La insaturación del agua en la zona freática del Karst y sus fundamentos termodinámicos". Bol. Geol. y Min. t. LXXX, IV, pp. 336-343.
- GOMEZ DE LLARENA, J. - (1953). "El lenar inverso en la formación de las Cavernas". *Speleon*, IV, pp. 3-10, 3 figs., 4 láms.
- HOWARD, A. D. - (1964). "Processes of limestone cave development". *Intes. Journal of Speleology*, 1, pp. 47-60, 1 fig., 5 láms.
- JINGHWA HSU, K. - (1963) "Solubility of dolomite and composition of Florida groundwaters". *Jour. Hydrology*, 1, pp. 288-310.
- JOHNSTON, J. - (1915) *Jour. Amer. Chem. Soc.*, V, 37, pp. 2.001
- JOHNSTON, J. y WILLIAMSON, E. D. - (1916) *Jour. Amer. Chem. Soc.*, V, 38, pp. 975-983.
- MAUCCI, W. - (1952). "L'ipotesi dell'erosione inversa come contributo allo studio della speleogenesi". *Bol. Soc. Adnat. Sc. Nat.*, 46
- MONTORIOL POUS, J. - (1954) "La Hidrología Kárstica del Plá de les Bases y sus relaciones con la de otras zonas del macizo de Garraf (Barcelona)". *Speleon*, V, pp. 55-104, 11 figs., 2 láms
- MONTORIOL POUS, J. - (1959) "Relaciones entre la quimilobiotogénesis y la termocirculación". *Speleon*, X, pp. 33-44
- MONTORIOL POUS, J. - (1959) "La distribución térmica en las formaciones hipogeas y sus consecuencias en cuanto a la dinámica del aire". *Mem. Asamb. Regional de Espeleología*, pp. 121-146
- MURRAY, A. M. y LOVE, W. W. - (1929) "Action of organic acids upon Limestone". *Bull. Amer. Ass. Petr. Geol.*, 13, p. 1467-1475
- PITTY, A. F. - (1965) "An approach to the study of Karst Water". *Univ. Hull Publ. Occ. Papers Geogr.*, num. 5, 70 págs., 5 figs.
- REFFAY, A. - (1968) "Quelques observations sur la décomposition des calcaires sous la tourbe dans la région de Sligo, Irlande". *Rev. Geogr. Alpine*, Grenoble, 57, p. 521-527.
- ROQUES, H. - (1962) "Considérations théoriques sur la chimie des Carbonates". *Annales de Spéléologie*, XVII (1<sup>o</sup>), pp. 11-42; (2<sup>o</sup>), pp. 241-284, (3<sup>o</sup>), pp. 463-467.
- ROQUES, H. - (1963) "Sur la répartition du CO<sub>2</sub> dans les Karsts. ((2<sup>o</sup> mem))". *Ann. Spéol.*, 18, pp. 141-184
- ROQUES, H. - (1964) "Contribution à l'étude statique et cinétique des systèmes gaz carbonique-eau-carbonate. (CO<sub>2</sub>-H<sub>2</sub>O-CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>)". *Ann. Spéol.*, XIX, pp. 255-484, 106 figs.
- ROQUES, H. - (1969) "Problèmes de transfert de masse posés par l'évolution des eaux souterraines". *Ann. Spéol.*, 24, p. 435-494.
- SWETTING, M. et al. - (1965) (Coloq. Limestone Dissolution). *Geogr. Jour.*, 131, pp. 34-56
- ZOGOVIC, D. - (1967) "Sur le rapport de la solubilité des calcaires et des dolomites". *AHS. Unesco Act. Colloq. Dubrovnik*, pp. 615-623

## Capítulo 7

### EL APARATO CARSTICO

#### VII.1.-CARACTERISTICAS DEL APARATO CARSTICO

El conjunto del medio calizo, la fisuración, el agua circulante y el trabajo de disolución y erosión inherentes a la circulación cárstica, constituyen lo que podemos denominar un *aparato cárstico*. Cuando en el aparato cárstico concurren todas estas circunstancias será *viviente*, cuando falte la circulación, le llamaremos *muerto*.

El prototipo de aparato cárstico deberá concebirse desarrollado sobre una masa de calizas horizontales, cortadas por los sistemas de diaclasas normales y apoyándose sobre un sustrato margoso o arcilloso impermeable, situado por debajo de los valles epigeos.

Sobre la masa caliza se establecerán una serie de zonas o puntos de absorción, de tal modo que por ellos penetrará el agua pluvial o la de escorrentía, circulando a continuación a través de la fisuras hasta emerger en el contacto de la caliza con el sustrato impermeable. De este modo, en un aparato cárstico se considerarán tres regiones, atendiendo a la circulación y su relación con la topografía:

- 1 Una zona superior superficial o *zona de absorción*
- 2 Una zona interna de *circulación* libre o alternativamente libre y a presión.
- 3 Una zona inferior de circulación permanente a presión. Entre las zonas 2 y 3 aparecerá una zona de emergencias.

#### VII.2.-LAS FORMAS DE ABSORCIÓN

La zona superficial del aparato cárstico o zona de absorción posee formas muy características, que se denominan formas de absorción o exocársticas. Las formas de absorción corresponden a dos tipos distintos: *Formas cerradas*, en las cuales la absorción se realiza lentamente, y *formas abiertas* en las que el agua puede penetrar en masa. Seguiremos tomando, como siempre, como tipo de aparato cárstico la masa de caliza horizontal atravesada por los sistemas de diaclasas-tipo y sostenido por una capa impermeable de margas o arcillas. Las principales formas de absorción están indicadas en la figura VII.1.



CERRADAS	ABIERTAS	ALOCTONAS
Dolinas	Simas	Cañones
Uvalas	Sumideros	
Poljes	Cuevas	
Valles ciegos	Ponor	
Pérdidas	Marinos	
Valles muertos		

Fig VII-1 - Principales formas superficiales del Karst (Exocársticas).

### VII.3. FORMAS CERRADAS

No escasean en las zonas mesozoicas y terciarias tectónicas, ejemplos de masas calizas karstificadas. En España tenemos el de las calizas pontienses de nuestras Mesetas, que forman extensas mesas, en las cuales el espesor de la caliza puede oscilar entre 40 y 60 m., constituyendo ejemplos de Karst incipientes, altamente ilustrativos.

En estos casos, el desarrollo de las zonas de absorción vendrá esencialmente condicionado por las diaclasas, especialmente determinado por la intersección de dos o más diaclasas. Estos puntos serán óptimos para la absorción, tanto más cuanto mayor sea el número de individuos que interfieran en un punto.

En estas intersecciones el agua penetra favorecida además por la red de diaclasas menores y leptoclasas que las rodean.

La Comisión del Karst de uno de los Congresos de Geografía tomó el acuerdo de que las leptoclasas no tenían influencia ninguna en la absorción de agua por las masas calizas. No obstante, la observación de multitud de fenómenos en la superficie del Karst y en el interior de las cavernas nos hace reconsiderar seriamente esta determinación de la Comisión. Las formas alveolares en su origen, y más tarde cilindroideas, descritas por Montoriol (1934) en Garraf, ya mencionadas, pueden ser explicadas mucho más satisfactoriamente si se hace intervenir la red de leptoclasas. Especialmente en las formas más avanzadas de evolución, cuando se produce la conjugación de tubos cilindroideos, ésta se hace con separación de "terra rossa",

difícil de explicar, no ha habido una penetración íntima del agua en la masa caliza. Por otra parte, en todos los techos de las cavernas de los Karsts activos, especialmente aquellos que tienen una cobertura vegetal poco potente, que permite una alimentación regular de la caliza, aparecen gotas de agua en zonas rocosas perfectamente lisas, siempre en relación con leptoclasas visibles a la lupa. El agua debe haber atravesado, pues, la masa caliza a lo largo de las leptoclasas. El fenómeno se complicaría extremadamente si hiciéramos intervenir la presión. El agua a presión se difunde más profusamente en la masa rocosa y puede atravesar poros de diámetro muy pequeño, que en las condiciones normales resultarían completamente impermeables. Multitud de ejemplos a este respecto nos proporcionan las rocas calizas de baja permeabilidad, consideradas como acuíferos medianos, produciendo 8 y 10 m<sup>3</sup>/hora, sin perjuicio de que destacados morfólogos como Barot, Chardonnet, admitan la circulación por las leptoclasas.

Tampoco pueden explicarse fácilmente las formas superficiales del Karst si se niega toda intervención de las fisuras menores en la disolución, de manera que, por el momento, debemos pensar en que la infiltración del agua en la caliza puede hacerse a través de leptoclasas.

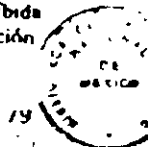
#### 3.1. Las Dolinas

##### a) Génesis de las Dolinas

El resultado de la infiltración del agua por las intersecciones de dos diaclasas y por las fisuras menores es la creación de una zona de máxima disolución, y en su consecuencia, se producirá allí una mayor emigración de caliza disuelta, hacia abajo, y la consiguiente pérdida de volumen del conjunto. Estos fenómenos tienen por núcleo la ya indicada intersección de diaclasas y van disminuyendo concentricamente a partir de este punto hasta anularse. Un ancho círculo de caliza, cuyo centro es la intersección, estará pues afectado por este fenómeno con tanta mayor intensidad cuanto más próxima esta la zona al centro. La emigración de caliza, separación de "terra rossa" de descalcificación y consiguiente pérdida de volumen, determinará el hundimiento lento de toda la zona afectada a partir de su centro, originándose entonces una depresión circular, en principio embudoforme, llamada *dolina*, nombre utilizado en Yugoslavia para designar este tipo de depresiones cársticas. En España se llaman también *torcas*, nombre no recomendable, puesto que también equivale a *simas*; tampoco debe admitirse en el lenguaje científico el de *nava* o *navajo*, que se emplea para designar cualquier tipo de depresión, aunque no tenga nada que ver con el Karst. Por otra parte, el nombre de *dolina* se ha internacionalizado ya suficientemente para no tener que utilizar otro mejor.

En toda dolina debemos diferenciar dos regiones: la externa o *embudo*, por la que se recogen las aguas de precipitación y de escorrentía, principal elemento colector que en ocasiones sirve también de depósito, y la *chimenea* o tubo de absorción, asiento de los fenómenos de disolución y región por la cual el agua se infiltra. La chimenea puede tener el mismo diámetro que el embudo en las formas juveniles, pero en la madurez el diámetro de la chimenea es menor que el del embudo, sin perjuicio de que puedan existir varias chimeneas.

En el momento en que la dolina se engendra, la cantidad de agua absorbida aumenta considerablemente, puesto que actúa de verdadero embudo de absorción. Ello trae como consecuencia su progresivo crecimiento en diámetro y el sur



de la disolución en profundidad; las dolinas son, pues, depresiones cársticas generadas por disolución, en su forma primaria, en la intersección de dos o más diaclasas.

La dolina representa una zona óptima de absorción, puesto que no sólo absorbe las aguas pluviales que vierten directamente sobre ella, sino también las resultantes del escurrimiento de las vertientes sobre las que pueden desarrollarse talwegs transitorios que favorecen la conducción de las aguas de escurrimiento hacia la dolina, que funciona como nivel de base de dichas aguas de escurrimiento.

El tamaño de las dolinas es muy diverso, oscilando desde algunos pocos metros hasta algunos centenares. Existen en todas las zonas cársticas dolinas muy extensas que constituyen verdaderas depresiones, comparables a los niveles de base epigeos. A medida que la dolina evoluciona en profundidad, hundiéndose progresivamente, la "terra rossa" resultante de la decaificación se acumula en el fondo, uniéndose a ella los lodos y arcillas aportados por las aguas de escurrimiento, de tal modo que llega a constituirse un sedimento que hace cambiar totalmente la

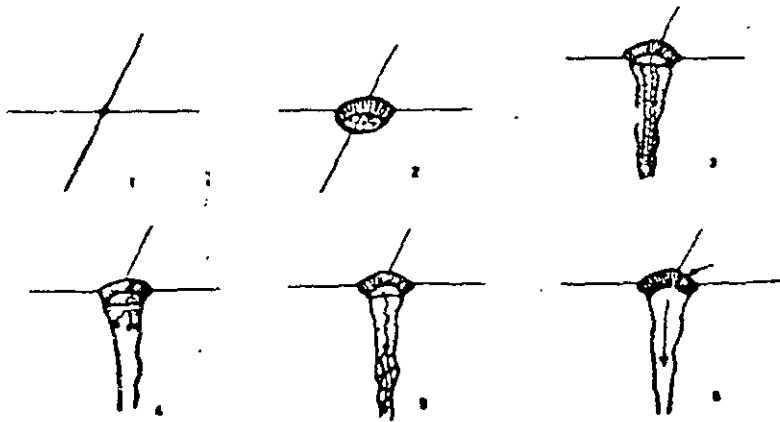


Fig. VII.2. - Génesis de dolinas desde la fisura. 1 Sistema de diaclasas en corte ortogonal, los fenómenos de disolución son máximos en el punto de intersección. 2 Depresión circular embudoiforme, con depósito de "terra rossa" dolinar. 3, 4 y 5 Desarrollo de la dolina en profundidad. 6 Sima sumidero partiendo de una dolina.

primitiva morfología de la dolina, que pasa a tener el aspecto de una artesa, por lo que puede denominarse *dolina de artesa*. Estas dolinas de artesa son las características de los Karsts de régimen pluvial.

En estas dolinas la absorción se realiza lentamente, puesto que el sedimento arcilloso constituye un impedimento para una absorción rápida, de tal modo que en épocas de mucha pluviosidad las aguas aportadas pueden acumularse en la depresión, constituyendo charcas o lagunillas cuya agua va infiltrando poco a poco hasta desaparecer en su totalidad.

La dolina es el prototipo de la forma de absorción del Karst, de tal modo que un Karst típico no puede dejar de poseer dolinas. Existen, como ya veremos, otras formas de absorción, pero la fundamental es la dolina (Fig. VII.2).

Muchas superficies de aparatos cársticos están materialmente acibilladas de dolinas, lo que les permite tener extensas superficies de absorción. Cuanto mayor es su desarrollo tanto mayor es la capacidad de absorción del aparato cárstico. Por otra parte, las dolinas constituyen un sistema regulador de la absorción y, por tanto, de la circulación en el aparato cárstico, puesto que en lugar de penetrar el agua tumultuosamente y rápidamente en las fisuras, por el contrario, lo hace lentamente, determinando una circulación más regular, de tal modo que en este caso existen ciertas semejanzas entre la absorción y circulación cárstica y las freáticas.

#### b) Morfología y morfometría de las dolinas

Situadas en la intersección de dos o más diaclasas y siendo éstas las que condicionan su desarrollo, la forma que adquieren dependerá de la mayor o menor disolución que se realice sobre las fisuras. Si la disolución se realiza por igual a lo largo de todas las diaclasas concurrentes, la forma será perfectamente circular e isotrópica, en la cual la relación de diámetros sería 1:1. Puede ocurrir que la disolución progrese más en una dirección que en otra, en cuyo caso se originan dolinas ovaladas en las cuales la relación de diámetros será de 2:1, o aun 3:1. En este caso, tendremos dolinas anisótropas y elipsoidales.

Para estudiar la frecuencia de unas u otras formas se han hecho medidas morfométricas que han conducido a la obtención de un índice de circularidad, *CI*, Segre (1948), que viene dado por la siguiente ecuación:

$$CI = \frac{Dm + dm}{DM}$$

siendo *Dm* el diámetro mayor, *dm* el diámetro menor, y *DM* el diámetro medio.

Otro dato morfométrico de interés es su depresión o profundidad la cual depende del ángulo de las vertientes, esta depresión se expresa por la diferencia de altura existente entre la superficie exterior y el fondo. Las dolinas embudoiformes son generalmente muy depimadas por no tener sedimentos, mientras que las dolinas en artesa generalmente son poco depimadas. Pero la forma de las dolinas depende de una serie de circunstancias que han determinado su formación, entre las cuales consideraremos las siguientes:

#### b.1.) Influencia del relieve

Hasta ahora hemos venido considerando el aparato cárstico como desarrollado sobre la plataforma estructural de una mesa pero existen muchos casos de aparatos cársticos instalados sobre estructuras diversas a las que debe adaptarse el Karst. En estos casos las dolinas se adaptan también a estas estructuras y a los relieves que de ellos derivan, y adoptan formas características.

Las *dolinas de mesa* son las típicas y que nos han servido de modelo.

Las *dolinas de penillanura* se reparten sobre todo por las zonas planas, altas, de las penillanuras, y por depresiones o valles maduros, como consecuencia de que en estas zonas es donde se producirán las máximas acumulaciones hídricas en las zonas altas, como consecuencia de que estas formas peneplanizadas tienen siempre una marcada tendencia hacia el endorreísmo, se generará entonces un Karst endo-

meko, mientras que las zonas deprimidas serán regiones de acumulación de aguas aportadas por el escurrimiento. Es aquí, donde se producirá el máximo de carstificación.

Las *dolinas en hombrera* se generan normalmente sobre los amplios rellenos de los relieves policíclicos, puesto que para que la instalación de las dolinas tenga lugar, hace falta una zona de poca pendiente o rigurosamente plana. En un relieve policíclico las únicas zonas aptas para una buena instalación de las dolinas son las hombreras.

Las *dolinas de vertiente* exigen para su formación dos condiciones: 1. Que las vertientes tengan poca inclinación, 2. Que en dichas vertientes se encuentran circunstancias estructurales diversas, como, por ejemplo, buzamientos contrarios al sentido del escurrimiento, los cuales detienen el agua y producen acumulaciones locales. Cuando los accidentes estructurales son más importantes, como es el caso de la existencia de contactos entre rocas permeables e impermeables, fallas o pliegues, las dolinas encuentran condiciones óptimas para su instalación. Son numerosísimos los ejemplos de dolinas desarrolladas en el contacto de cabzas con otras rocas impermeables o sobre zonas de fractura. En estos casos casi siempre las dolinas tienen un gran desarrollo.

Finalmente, las *dolinas de valle* aparecen en los talwegs, porque estas formas topográficas ofrecen condiciones óptimas, a consecuencia de ser zonas deprimidas rodeadas de vertientes, que conducen aguas de escurrimiento y tener zonas de muy poca pendiente.

### b.2.) Influencia de la estructura

Ya hemos visto que la circulación de las dolinas depende de la desigual importancia de la disolución a lo largo de los ejes tectónicos determinados por las diaclasas. Si la dolina es circular e isotropa nos presentará una simetría de tipo regular, pero si es elipsoidal por estar más desarrollado uno de sus ejes, adoptará una simetría rómbica; pero podremos encontrar otros tipos de simetría, puesto que puede ocurrir que el desarrollo se haga de diferente manera en dos regiones del mismo eje (simetría monoclinica), y aún, que sea diferente en todas las regiones de todos los ejes (simetría triclínica). Desde este punto de vista las dolinas pueden ser, pues: simétricas y asimétricas, según correspondan a los tipos regular, rómbico, monoclinico o triclínico.

Estas simetrías están siempre condicionadas por la estructura, desarrollándose especialmente las simétricas sobre mesas o estructuras similares, mientras que en los países de plegamiento o de estructuras más complejas dominan las formas asimétricas o de simetrías inferiores, como *dolinas de cuesta* y *dolinas de contacto*; estas últimas son el prototipo de dolinas asimétricas estructurales, en ellas la alimentación es óptima, puesto que se hace por la vertiente impermeable y la absorción, sobre todo a través de los planos de estratificación.

Sobre las fallas ocurren fenómenos parecidos, pero con un desarrollo mucho mayor; en estos casos la zona de absorción más importante suele ser el plano de falla, especialmente si tiene brechas.

En las zonas de plegamiento de estilo jurásico encontramos las dolinas repartidas morfológicamente sobre las estructuras de los pliegues: en los flancos, encontramos dolinas de cuesta asimétricas, mientras que en el eje del pliegue se hallan dolinas simétricas cuya absorción está condicionada por las diaclasas.

### b.3.) Influencia del clima

El clima es un factor muy importante por lo que se refiere a la morfología de las dolinas.

En los climas fríos, nivales y glaciares, las dolinas adoptan formas de embudo muy pronunciado, con laderas muy pendientes, profundamente hundidas, un "terra rossa" y con fondo cubierto de cantos de gelivación, un ejemplo muy didáctico de este tipo de dolinas lo tenemos en los "jous" de los Picos de Europa y en otras las zonas nivales y glaciares de los Pirineos y de los Alpes. Crose (1964), Corbell (1954), Julivan (1967) y Miotke (1968). El nombre de "jou" podría adoptarse para significar este tipo de dolinas, aunque en realidad sólo significa hoy en el dialecto local, significado que, por otra parte, tienen todos los nombres locales que aluden a dolinas (el propio de dolina, sotch, etc.).

En los climas templados y lluviosos centroeuropeos se desarrollan las típicas dolinas pluviales, poco deprimidas, de fondo cubierto de "terra rossa" (dolina en artesa), en las cuales la profundidad es aproximadamente igual al diámetro mayor. Estas dolinas son las que se toman como modelo de descripción por ser las más conocidas y asequibles a la observación. Las dolinas de los climas mediterráneos tienen las mismas características de las anteriores, aunque la profundidad suele ser menor que el diámetro mayor. Son clásicas en el Karst yugoslavo.

En los climas tropicales la profundidad es mayor que el diámetro mayor, como en los "jou", pero en el fondo está ocupado por "terra rossa" y generalmente son muy amplias.

No cabe duda que existe una estrecha relación entre la morfología de las dolinas y el clima. En algunos puntos excepcionales del planeta se pueden apreciar estas diferencias morfológicas de manera ostensible, tal ocurre en las zonas de montañas calizas tropicales, en las cuales puede existir una estratificación de climas con la consiguiente estratificación de Karsts. En los Picos de Europa, en España, tenemos un ejemplo único en Europa y uno de los pocos del mundo, en que aparece esta estratificación, gracias a que dicho macizo, casi enteramente calizo, se desarrolla desde el nivel del mar, en la plataforma de Llanes hasta las cumbres de Peña Santa, a 2.600 m. de altitud. Durante el Cuaternario existieron climas glaciares en las cumbres, climas que hoy son nivales y climas tropicales en la plataforma de Llanes durante los interglaciares, climas que aun hoy son muy calurosos en verano. En su consecuencia se desarrollan "jous" entre los 1.000 y 2.500 m. que aún se conservan por alimentación nival; formas de transición glaciar-pluvial entre los 1.000 y 600 m., dolinas pluviales entre los 600 y 200 m. y dolinas de tipo tropical en la plataforma de Llanes al nivel del mar.

El macizo de los Picos de Europa sirvió ya de pantalla a los ciclones atlánticos, durante el Cuaternario, tal como ocurre hoy. Las precipitaciones se realizaban en la zona alta, mientras que la plataforma de Llanes constituía un enclave de clima extremadamente cálido para la latitud a que se encontraba.

### c) Evolución de las dolinas y dolinización.

Ya hemos dicho que el origen de toda dolina está en la disolución de los puntos de interacción de dos o más diaclasas, con la consiguiente decalcificación, pérdida de volumen de la masa caliza afectada por la disolución, y como consecuencia hundimiento con generación del embudo que caracteriza la morfología de la

Es en este momento cuando las dolinas están ya constituidas como tal, cuando comienza su evolución. Esta evolución se realiza tanto en extensión superficial como en profundidad.

La evolución superficial es el resultado del continuo retroceso de sus vertientes y consiguiente aumento de superficie. Esta progresión superficial va acompañada de la progresión en profundidad. La decalcificación aumenta constantemente por debajo de la dolina y el hundimiento que se produce es progresivo. El  $\text{CO}_2\text{Ca}$  es arrastrado abajo, disuelto en el agua, pero la "terra rossa", producto de la decalcificación, lo es sólo en una fracción pequeña; en parte se acumula en el embudo originando el fondo plano tan característico de las dolinas de génesis pluvial.

Pero el relleno de la dolina puede efectuarse también con depósitos alógenos, cuando afluyen a ella arroyos epigeos, aunque sólo sean periódicos o cuando su capacidad de absorción es inferior al volumen de aguas que llegan hasta ella, en cuyo caso se inunda, constituyendo una pequeña laguna. En el primer caso se depositan aportes de aspecto aluvial, nunca verdaderos aluviones, puesto que los arroyos que realizar el transporte no tienen ninguna longitud suficiente para generar depósitos típicamente aluviales; en el segundo caso se depositarán arcillas lacustres (Fig. VII. 3)

El proceso de generación y desarrollo de las dolinas se puede llamar *dolinización*. La dolinización comienza con la generación de algunos individuos aislados que luego van haciéndose más densos hasta constituir un *campo de dolinas*. Estos campos son propios de las regiones calizas de alta solubilidad, y son tanto más ricos en individuos cuanto mayor es la solubilidad de la caliza. La caliza del material carstificado desempeña, pues, un papel muy importante en la dolinización, y precisa, siempre que sea de solubilidad media, como son las calizas muy puras, Morawetz (1965).

En las rocas ultrasolubles, como la sal y el yeso, las dolinas evolucionan muy rápidamente hacia formas abiertas, de tal modo que no tienen permanencia alguna en la zona de absorción. Por el contrario, en las rocas poco solubles no llegan a formarse, tal ocurre con las dolomías, las molasas y los conglomerados calizos. En las calizas normales, el 60-70 por 100 de la zona de absorción está ocupada por dolinas, mientras que en las dolomías sólo el 20 por 100 de la superficie carstificada está dolinizada. Las molasas y los conglomerados calizos no tienen generalmente dolinas, como puede verse muy bien en las masas de conglomerados terciarios que jalonan los rebordes pirenaicos e ibero-catalán de la depresión del Ebro, y en las cuales se han modelado los relieves de Montserrat y Sant Llorenç del Munt, cerca de Barcelona, a pesar de que estos conglomerados tienen una carstificación bastante avanzada, con numerosas formas de conducción, no aparecen dolinas en las zonas altas; en otros climas más lluviosos, como el cantabro, hemos visto, no obstante, dolinas en conglomerados calizos de tipo montserretino en la zona de Llanera, al N. de Oviedo, pero su desarrollo no es nunca grande. En estos casos estamos en presencia de un Karst sin formas de absorción.

La evolución de las dolinas conduce hacia dos líneas de desarrollo diferentes (Fig. VII 4):

- 1.-Predominio del desarrollo superficial, con lo que se llega a otras formas cerradas.
- 2.-Preludio del desarrollo vertical, en profundidad, que conduce hacia las formas abiertas.

### 3.2. Las uvalas.

Cuando las dolinas evolucionan en superficie más rápidamente que en profundidad, es frecuente que los bordes de dos individuos próximos se conjuguen, originando una depresión más amplia, llamada *uvala*, pero que ha perdido ya su forma primitiva, condicionada exclusivamente por la estructura y la disolución. Las uvalas

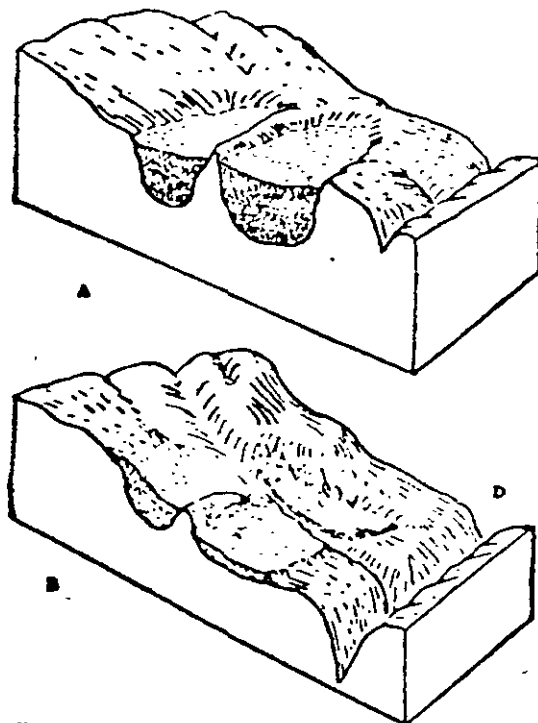


Fig. VII-3 - Evolución del yacimiento de manganeso de Narganes. A Génesis del yacimiento por relleno de dolinas. B Evolución y destrucción por excavación del Deva (D) (Ilops 1952)

tienden a tomar formas elipsoidales cuando derivan de la conjugación de dos dolinas, pero cuando a éstas se juntan otras, los contornos pueden llegar a ser muy irregulares, aunque conservan casi siempre parte de sus formas primitivas, especialmente los individuos periféricos que han sufrido una transformación menor. Como las dolinas se encuentran casi siempre formando *campos de dolinas*, los fenómenos de conjugación son muy frecuentes y, por tanto, la generación de uvalas se produce rápidamente. El nombre de uvala, que en lengua yugoslava significa valle, encaja perfectamente con su morfología general, puesto que consti-

tuye una verdadera depresión cuya extensión superficial dependerá de la de las dolinas que la engendren y también de la importancia del campo de dolinas en el que se desarrolle. La generación de una uvala aumenta considerablemente la capacidad absorbente de la región caliza, puesto que actúa de zona colectorora de agua en mucha mayor escala que la dolina, las aguas afluentes pueden tener también mayores caudales. Las uvalas se encuentran en todos los Karsts que presentan un cierto grado de evolución, pero, sin duda, representan ya formas más maduras que las dolinas.

### 3.3. Los poljés.

Constituyen las formas de absorción del Karst, de mayor extensión superficial.

Poljé significa llanura o campos en el lenguaje yugoslavo, y en realidad morfológicamente no difiere gran cosa de las fosas tectónicas o graben; sus formas son alargadas en el sentido de los accidentes tectónicos; los grandes poljés yugoslavos que constituyen, sin duda, los ejemplos más grandiosos de Europa, están alineados de N.W.-S.E., paralelamente a los accidentes tectónicos dinámicos, sus dimensiones oscilan de 2 a 3 km. a 50-60 km. de longitud, por anchura de 1 a 10 km. Son de fondo plano, cubiertos de sedimentos, de entre los cuales emergen islotes rocosos, fuertemente carsificados y atravesados por carvenas muertas, llamados "hum". Pueden encontrarse a altitudes diferentes, desde los 1.000 m. de altitud, en el Karst yugoslavo hasta casi el nivel del mar. Desde el punto de vista hidrológico hay

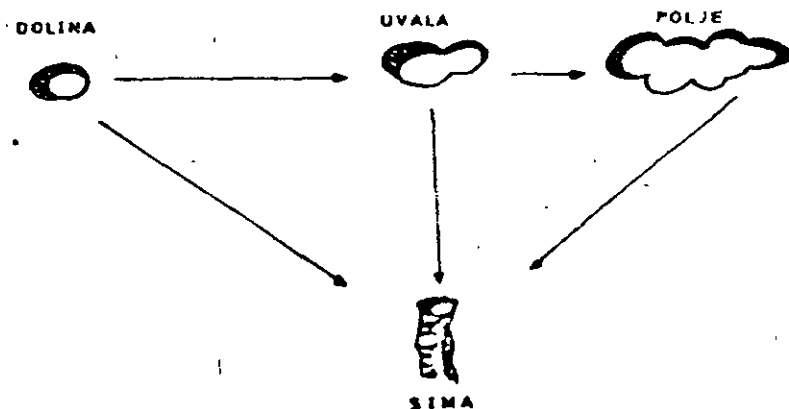


Fig. VII-4. Líneas de evolución de las dolinas.

tres tipos de poljés: 1) Poljés secos, situados generalmente a mayores altitudes; 2) Poljés inundados recurrentemente, y 3) Poljés inundados permanentemente. Los segundos tienen un funcionamiento complejo, puesto que se inundan total o parcialmente durante los períodos húmedos y quedan en seco durante las sequías. Fernández-Rubio (1965).

Por lo tanto, en los poljés encontramos muchas veces una alternancia de tres tipos de depósitos: "terra rossa", aluviones y arcillas lacustres, porque en muchos

de ellos aparece una rotación de sedimentación a consecuencia de su funcionamiento hidrogeológico: los poljés, que sufren inundaciones periódicas estacionales, pueden tener tres regímenes de sedimentación anual: período seco, con sedimentación de "terra rossa", período fluvial, con depósitos de aluviones, período lacustre con sedimentación de arcillas.

La génesis de los poljés puede ser diversa, según Cvijic (1918) pueden generarse

1. Por progresiva conjugación de dolinas y uvalas; en efecto, si exageramos el fenómeno de conjugación de dolinas, obtendremos uvalas de gran extensión superficial, es decir, poljés; en ellas quedarán numerosos restos de rebordes calizos de las dolinas conjugadas, formando los cerros denominados "hum".

2. Por desarrollo de uvalas sobre una falla.

3. Por carsificación de una zona tectónica (fosa, frente de cabalgamiento, etc.). Las fosas tectónicas de los poljés y, sin duda, sobre estos accidentes tectónicos se han desarrollado los poljés más extensos del globo.

En realidad, toda dolina por pequeña que sea requiere para su instalación un accidente tectónico aunque sea elemental, como una diaclasa, y por consiguiente, tanto los poljés de uvala como los de falla tienen como directrices comunes un accidente tectónico. Sólo los grandes poljés se instalan sobre estructuras mayores, como los graben y fosas en general, y en ellos no hay huellas de hums, lo que parece indicar que la erosión cársica ha desempeñado allí un papel secundario.

La generación de los poljés por conjugación de dolinas y uvalas solo puede explicarse en los casos de extensión restringida, pero los grandes poljés del Karst dinámico, así como otros muchos que aparecen en distintas zonas cársicas del planeta, no pueden explicarse de esta manera, tanto más cuanto que están estrechamente relacionados con accidentes tectónicos importantes, sean unclinales, sean fosas tectónicas. La fosa tectónica es una forma muy propicia al desarrollo de los poljés, puesto que originariamente tiene ya tendencia a dificultar el drenaje y la instalación de cornisas cerradas en las fosas modeladas sobre calizas no es difícil. Así, pues, debe insistirse acerca del origen tectónico de los grandes poljés.

Desde Cvijic (1918) se ha adquirido ya la noción de que el funcionamiento hidrológico diverso de los poljés es consecuencia de su grado de evolución y sobre todo, de la posición del nivel impermeable subsiguiente del Karst. Cuando el nivel piezométrico teórico del Karst está muy por debajo del fondo del poljé, éste está siempre en seco, cuando por el contrario, el fondo del poljé está cerca de la capa impermeable, éste estará siempre inundado, si se encuentra a una distancia moderada existirán períodos de inundación y períodos secos. Como los poljés evolucionan en profundidad de la misma manera que las dolinas, el fondo de los poljés se va hundiendo poco a poco, a medida que progresa su madurez y se acerca la senilidad; en consecuencia, cuanto más maduro sea un poljé más próximo estará de la capa impermeable subsiguiente, y por consiguiente, estará más largo tiempo inundado, hasta que al llegar a la senilidad, cuando la capa impermeable está casi aflorando, el poljé estará inundado permanentemente.

Los poljés, grandes o pequeños, han constituido siempre zonas de atracción humana, gracias a que son las únicas regiones fértiles del Karst. El desierto calizo tiene sus oasis en los poljés; la "terra rossa" de decalcificación permite ser cultivada, y en ocasiones, ríos epígeos llegan hasta los poljés para surtirlos en ellos, las ciudades más importantes y aun las villas y aldeas del interior de Yugoslavia están edificadas en los poljés.

Todas las regiones cársicas extensas poseen grandes poljés y en todas partes constituyen los núcleos de concentración humana del Karst.

### 3.4. Valles muertos, perdidos y valles ciegos.

Son valles epigeos que han dejado de funcionar a consecuencia de la carstificación en las zonas de sus cabeceras. Estas formas se encuentran frecuentemente en todas las regiones cársicas a consecuencia de que el 90 por 100 de los Karsts se han generado durante el Cuaternario y, por tanto, han sufrido los acusados cambios climáticos glaciares e interglaciares. Durante los pluviales interglaciares, los aparatos cársicos no podían absorber la totalidad de las precipitaciones, y así se formaron redes fluviales permanentes o accidentales en las regiones cársicas, que dejan de funcionar durante los glaciares y que hoy encontramos en forma de valles muertos.

Estos valles son en cierta manera formas de absorción, puesto que aún son susceptibles de funcionar durante las grandes precipitaciones, en la zona de Levante de España no difieren en nada de las "ramblas", valles cársicos o no, pero de funcionamiento intermitente, las ramblas que atraviesan las regiones calizas tienen abundantes *pérdidas*, como los ríos de circulación permanente. La mayor parte de los macizos cársicos mediterráneos están cruzados por redes fluviales muertas, cuyo origen debe remontarse tal vez al plioceno, pero de activo funcionamiento durante el cuaternario.

Los *valles ciegos*, son formas fundamentalmente estructurales desarrolladas sobre haces de diaclasas, o sobre fallas, que presentan formas alargadas en la dirección del accidente que las ha originado; estos valles ciegos pueden estar recorridos por arroyos epigeos subsecuentes, cuya hidrografía ha sido desorganizada por el Karst. Así, los encontramos sobre cuevas degeneradas por la carstificación, al pie de hog-backs, a lo largo de planos de escamación tectónica y de planos de falla. Si sobre uno de estos valles epigeos comienza a producirse una absorción cársica, la circulación epigea se desorganiza y se producen divisorias de aguas subterráneas y superficiales a lo largo del valle subsecuente, originándose así los valles ciegos. Finalmente pueden producirse también valles ciegos sobre las penillanuras, en las zonas deprimidas, generándose del mismo modo que en los valles subsecuentes.

Los valles ciegos, desde el punto de vista de la absorción, tienen casi la misma importancia que los poljes a igualdad de extensión, aún podemos decir que son formas de absorción de mayor eficacia que aquéllas puesto que la infiltración se realiza a todo lo largo de sus talwegs (Fig. VII-5).

Los valles ciegos recién constituidos presentan casi intactos todos sus atributos, los talwegs epigeos continúan funcionando del mismo modo que antes de generarse el valle ciego. No obstante, cuando llevan mucho tiempo funcionando como tales, su morfología se modifica poco a poco y se asemeja cada vez más a la de las uvalas. Chardonnet llama *bugaz* a las dolinas de formas muy elípticas, desarrolladas en el fondo de valles; pueden tener 100 m. de longitud por sólo 6 ó 7 de anchura.

Un último tipo de absorción en formas cerradas lo encontramos en las que podemos llamar *zonas de pérdidas*, que constituye una forma de transición a las formas abiertas. En efecto, en muchos ríos que cortan regiones cársicas, procedentes de otras áreas no calizas, se observan sensibles disminuciones de caudal cuando

salen de la región cársica. Estos caudales desaparecidos deben haber sido absorbidos por diaclasas o fracturas existentes en la vaguada e incorporados a la circulación cársica general del macizo.

Cuando los caudales que tienen los ríos son precarios e inferiores a los que se absorben en las zonas de pérdida, el río queda en seco en una zona de corta extensión. Cerca de Barcelona existe un caso, ya conocido de antiguo y citado por

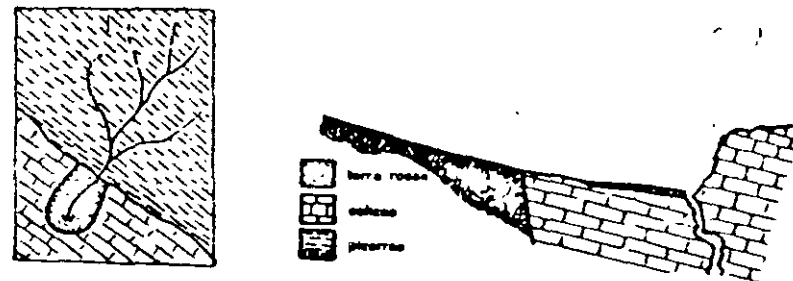


Fig. VII-5.- Mapa geológico y perfil de un valle ciego

Font y Sagué, como un curioso fenómeno hidrológico, las aguas de la Riera de La Bancé se sumen poco antes de su confluencia con el río Congost. En invierno, la Riera de La Bancé tributa abundantemente al Congost, pero en verano las aguas desaparecen a pocos centenares de metros de la confluencia.

## VII.4. LAS FORMAS DE ABSORCIÓN ABIERTAS

### 4.1. Simas.

Las formas de absorción abiertas difieren fundamentalmente de las cerradas en los volúmenes de agua que son capaces de absorber, en ellas la absorción se realiza en masa, contra lo que ya hemos visto ocurre en las formas cerradas. No obstante, entre unas y otras existen estrechas relaciones, que comienzan ya en la génesis de las formas abiertas más elementales.

En efecto, cuando la evolución de una dolina progresa más en profundidad que en superficie, se produce una continuada depresión de la misma, este progresivo hundimiento es consecuencia de que la dolina se ha instalado sobre un haz de diaclasas o sobre una falla, es decir, sobre un accidente que facilita excepcionalmente la disolución; el resultado final, en muchos casos de este progreso hacia la profundidad, es el hundimiento brusco de los bloques de la chimenea de la dolina. Esto sólo puede ocurrir cuando por debajo de la misma existen ya huecos determinados por la propia disolución o que ya existían antes de la instalación de la dolina. La evolución de la dolina es un proceso lento que se desarrolla paralelamente a la evolución de todo el aparato cársico, de manera que ha de pasar largo tiempo hasta que pueda producirse el hundimiento de una dolina, es decir, el tiempo necesario para que se formen, más abajo, las cavidades necesarias para alojar a los productos cársicos resultantes del hundimiento. Cuando esto existe, la

dolina puede sufrir un hundimiento brusco que determine un desplazamiento rápido de bloques y "terra rossa" hacia el interior del aparato cárstico, originándose de este modo una forma de absorción abierta, penetrable, denominada *sima*, cuya topografía es fundamentalmente de desarrollo vertical. En la generación de una *sima* por decalcificación debemos considerar, pues, las siguientes fases:

1. *Fase premonitoria*. Ensanchamiento de la intersección de las diaclasas madres.
2. *Fase juvenil*. Generación de una dolina de fondo plano.
3. *Fase de madurez*. Relleno diverso. Intensa decalcificación en profundidad. Generación de embudos satélites.
4. *Fase de senilidad*. Multiplicación de los embudos. Hundimiento total.
5. *Génesis de la sima*.

El hundimiento de la dolina para originar la *sima* puede ser total o parcial, es decir, que puede ocurrir que el hundimiento afecte a toda la superficie de la dolina o solamente a una parte de ella. Sólo en las dolinas pequeñas, que evolucionan muy deprisa en profundidad, se producen hundimientos totales; pero lo más frecuente es que el hundimiento sea parcial y se produzca en una región de la dolina que ha ido ya deprimiéndose poco a poco, constituyendo una especie de dolina satélite dentro de la principal, con cuya generación se da ya un paso hacia las formas de absorción compuestas. Así, pues, de la observación de una de estas dolinas puede diagnosticarse perfectamente el lugar preciso por donde ocurriría el derrumbamiento.

Es necesario indicar que el nombre de *sima* es muy genérico en el sentido de que alude mejor a una forma topográfica subterránea que a un estado evolutivo. Así, en la literatura espeleológica se emplea para designar cavidades de desarrollo vertical, sea cualquiera su origen (= *aven*, en francés; *avenc*, en catalán; *jama*, en yugoslavo).

La *sima* no tiene que ser forzosamente una forma totalmente abierta. En ocasiones, los clastos procedentes del hundimiento generador se acumulan en zonas más estrechas, menos decalcificadas, y obstruyen la continuidad topográfica en profundidad y también el paso del agua, que es previamente filtrada a través de la acumulación de material clástico. Cize (1953) hace una clasificación de las *simas* desde el punto de vista genético y morfológico, pero más con el significado de formas endocársticas que de absorción.

El contenido clástico del fondo de las *simas* puede ser importante si se tiene en cuenta que a los bloques originales procedentes del derrumbamiento inicial pueden sumarse las aportaciones exteriores, con lo que la potencia del sedimento acumulado aumenta constantemente. De este modo se puede llegar a producir la "fosilización" de la *sima*, que constituye la muerte, o, por lo menos, el *enquistamiento* de la *sima* durante un tiempo más o menos largo, hasta que la decalcificación de la *angostura sostén* del sedimento se ensancha y comienza la evacuación del material hacia la profundidad, con el que la *sima* recupera su carácter de forma de absorción masiva.

Como consecuencia de esta evolución, la morfología primitiva de la *sima* se modifica considerablemente, una vez generado el embudo de hundimiento, las paredes de la *sima* son angulosas y conservan numerosos restos de bloques y "terra rossa" adheridos a ellas, pero cuando las aguas se sumen masivamente, estos últimos restos clásticos son arrastrados hacia la profundidad y las paredes de la *sima*

van siendo retocadas por la erosión hasta adquirir formas características de los pot-holes, puesto que muchas veces, si la masa de agua es importante, se produce erosión turbilhonar típica (= pot-hole erosion); el primitivo embudo de hundimiento se transforma así en una sucesión de marmitas encajadas.

Cuando estas formas pertenecen a carstificaciones preactuales, pasan a ser formas residuales o *simas residuales*, Llopió (1952), caracterizadas porque la superficie topográfica actual está situada a un nivel inferior al que tenía en el momento de generarse la *sima*, con lo que no queda de ésta más que un fragmento del tubo conductor, enormemente evolucionado, de tal modo que sólo tienen forma de marmitas arrosariadas y fondo generalmente obstruido por los sedimentos

#### 4.2. Los Sumideros.

En el transcurso de la evolución de las dolinas a *simas*, la capacidad absorbente de las nuevas formas va en aumento progresivo. En la fase dolina la absorción es lenta, puesto que como ya hemos dicho se realiza gota a gota, mientras que al aparecer las dolinas satélites es ya mucho mayor, aumentando considerablemente en el momento de formarse la *sima*, puesto que entonces la absorción es masiva. En este caso, la *sima* recibe el nombre de *sumidero* (*angulador* en catalán, *ponor* en yugoslavo; *katawhatra* en griego), reservándose precisamente el nombre de *simas* a las formas muertas de sumideros, aunque en este sentido no está bien definido el vocabulario hidroespeleológico.

Los sumideros pueden actuar constantemente, siendo entonces *permanentes*. En este caso constituyen las absorciones normales de arroyos y aun río interior. Otras veces pueden ser *sumideros accidentales* que actúan únicamente durante las crecidas de los ríos o en los períodos de fuertes precipitaciones. Finalmente, existen también *sumideros periódicos* que tienen régimen estacional o funcionan en primavera durante la fusión de nieves, o en otoño, durante los períodos lluviosos.

Los sumideros permanentes son los más característicos, por imprimir a las regiones cársticas un sello de gran originalidad, puesto que es muy frecuente en zonas de montaña, donde los caudales de agua generados por fusión de nieves son tan grandes que no pueden ser absorbidos por el Karst, o en zonas de plegamiento, donde alternan en los pliegues, capas calizas con otros materiales a menudo impermeables, se forman valles epigeos normales que drenan. Las aguas en competencia con las formas de absorción del Karst. Pero generalmente estos ríos al llegar a las zonas calizas se infiltran en ellas por intermedio de sumideros una vez atravesada la barra de caliza, o allí donde las condiciones estructurales son propicias. De este modo, tenemos ríos como el Timavo, en la propia región del Karst, en Istria, que se pierde totalmente en San Cazin para reaparecer en el mar cerca de Duino, en la región de Trieste, formando las fuentes de Timavo, que tienen un caudal veinte veces mayor. En la montaña asturiana tenemos magníficos ejemplos a este respecto, especialmente en las regiones del centro de Asturias, donde las calizas aparecen intercaladas con capas de pizarras y areniscas carboníferas, las cuales tienen a veces gran extensión; los ríos que se forman en las pizarras, al llegar a las calizas se sumen para reaparecer a varios centenares de metros aguas abajo. En Campo de Caso tenemos bellos ejemplos en la cabecera del Caudal. En cuanto al conocido caso del Guadiana, no se ha dicho a este respecto la última palabra, puesto que mientras se había pensado en un fenómeno cárstico, según E. Hernández-Pacheco, existe la posibilidad de que se trate de una simple dispersión del río en un man-

freático, aspecto comprobado recientemente. Sánchez de la Torre, Peláez Pruneda y Agueda Villar (1969)

Los sumideros derivados de dolinas son generalmente simas, es decir, de desarrollo vertical, porque vertical es la disolución de la caliza por debajo de las dolinas, también pueden existir otras absorciones en masa a lo largo de cavidades de desarrollo horizontal que nada tienen que ver genéticamente con aquéllos, aunque lleven el mismo nombre y realicen la misma función. Tales son los casos de ostensibles absorciones de aguas fluviales en las márgenes del río por cavernas excavadas sobre planos de estratificación horizontales, como ocurre con el Thoré, en Caucahières (Tarn, Francia). De estos sumideros a las pérdidas parciales o totales en los talwegs de los ríos, no hay en realidad sino un estado diferente de evolución.

El nombre de sumidero, no es, pues, específico más que en sentido funcional, puesto que la absorción en masa puede realizarse por órganos cársticos de origen diferente. El caso extremo de sumidero lo encontramos en las absorciones de aguas marinas en gran escala, como ocurre en los celebres molinos del mar de Argostoli y en otras regiones de las costas griegas del Adriático. En la isla de Cephalonia (Islas Jónicas), en el cabo de la península de Argostoli, el agua marina se sume permanentemente por unas simas excavadas en la costa caliza. Hace ya más de un siglo se instaló en este sumidero una rueda hidráulica que actuaba de molino.

El hecho es en sí muy extraño, y en la época heroica de la Hidrogeología cárstica el fenómeno no se explicaba satisfactoriamente, Martel (1921). El agua penetra en una caverna de algunas decenas de metros de longitud y luego desaparece por cuatro puntos distintos. Sólo puede invocarse para explicar el fenómeno un retorno inmediato al mar del agua absorbida, lo que tampoco es fácil de explicar. Posteriormente, Géze (1947) y Thombe (1952), han dado sendas explicaciones plausibles. Admitiendo que el sumidero comunica con el mar a cierta profundidad, mediante un tubo en U, la dificultad estriba en hacer funcionar el sistema de vasos comunicantes, que de no actuar fuerza sobre él permanecería estático. Géze invoca el gradiente geotérmico y piensa que a 400 m. de profundidad el agua puede aumentar su temperatura en 10 °C, lo que haría que la columna de agua descendente sea más pesada que la situada en la parte ascendente del tubo en U. En estas condiciones es posible que una débil presión neta sobre la entrada superior ponga en marcha el sistema, y el agua absorbida vuelva al mar por este conducto.

No obstante, Thombe piensa que este mecanismo no es suficiente y presenta otra hipótesis que tiene la ventaja sobre la anterior de mediar la actuación de presiones motrices más intensas. Admitiendo el mismo sistema en tubo en U, la densidad del agua del mar es de 1,0221, mientras que la del agua dulce es prácticamente 1. Una fuente cárstica sifonante con dos orificios, que serían las dos ramas del tubo en U, surge en el codo de la U. El caso es, por otra parte, muy frecuente, como veremos en las surgencias cársticas subaéreas normales, en que los conductos superiores son progresivamente abandonados a medida que desciende el nivel piezométrico virtual del Karst (Fig. VII 6). En un dispositivo como éste, completamente sumergido, cualquier avenida de agua dulce procedente de *a* creará, ya en *b* o en *c*, según la disposición de las galerías, una disminución de densidad; en este momento se establecerá entre *b* y *c* una corriente superpuesta a la corriente de agua dulce. La columna de agua dulce es más ligera que la columna de agua marina de *c*, lo que originará una fuerte pérdida de carga entre *b* y *c*. Si el caudal

de agua dulce puede asegurar el equilibrio de esta pérdida de carga e imponer una circulación en *c*, no habrá aspiración de agua de mar en *c*. Por el contrario, en una red *b, c* grande, el agua de mar será aspirada.

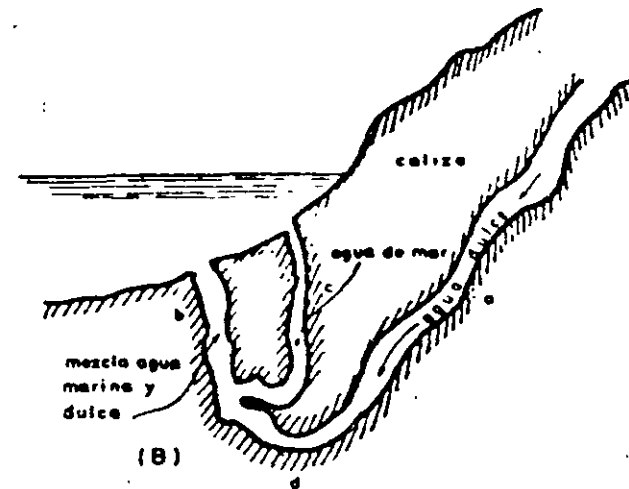
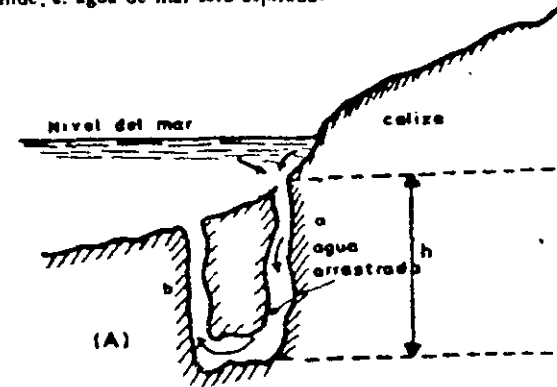


Fig. VII-6. Circulación submarina. A. Según Géze. B. Según Thombe.

Esta hipótesis permite explicar los sumideros marinos intermitentes y los permanentes, pues el carácter permanente dependerá siempre de los caudales de agua dulce que circulen por *a*.

Esta hipótesis representa un paso más en la explicación de las pérdidas submarinas, pero no tiene tal vez aún la solidez suficiente para que no pueda ser controvertida. Pero como otras mejores no se conocen, por el momento hemos de atenernos a estas posibilidades.

Finalmente, existen todavía otras formas de absorción que bien podemos llamar híbridas, puesto que en ocasiones actúan como absorbentes y en otras como



emisoras. Tales son los *ponors*, de los poljés yugoslavos, que durante las épocas lluviosas emiten agua e inundan el poljé, mientras que durante la sequía, absorben la misma agua emitida y dejan seco el poljé. Estas formas tan frecuentes en el Karst yugoslavo no lo son, en cambio, en otras regiones mediterráneas, donde los poljés no se inundan, actuando únicamente como formas de absorción.

## VII.5.-LAS FORMAS DE ABSORCIÓN COMPUESTAS

Todas las formas de absorción que acabamos de describir son *formas simples*, por estar constituidas por un solo elemento morfológico; no obstante, esta descripción ha sido necesaria para la fácil comprensión de las características de estas formas, puesto que en la realidad existe un porcentaje relativamente pequeño de formas simples, y abundan en cambio extraordinariamente las compuestas.

Entendemos por formas compuestas las que están constituidas por varios elementos, como consecuencia de su estado evolutivo. Las formas más elementales son las *dolinas compuestas*, formadas por varias dolinas encajadas o por sumideros dentro de una dolina. Las dolinas encajadas generalmente son formas generadas dentro del perímetro de la dolina antigua. Ello es el resultado de la extensión superficial de las dolinas, las cuales alcanzan a otras zonas de intersección de diaclasas, aptas para la disolución, distintas de la inicial, que se convierten pronto en regiones de máxima disolución y originan las *dolinas satélites o accesorias*, que en ocasiones pueden tener más importancia en la absorción que la principal.

Las uvalas y los poljés casi siempre son formas compuestas. Las uvalas en algunos casos pueden ser consideradas aún como formas simples, pero generalmente tienen dolinas y sumideros satélites. En cuanto a los poljés no puede concebirse su funcionamiento ni su extensión sin la existencia de diversos elementos cársticos dentro de los poljés existen, por consiguiente, campos de dolinas, sumideros y ponors, que complican enormemente no sólo su morfología, sino su dinámica.

## VII.6.-EL PAISAJE CARSTICO

El conjunto de formas de absorción desarrolladas sobre una masa de caliza dan al paisaje una tal originalidad que todos los morfólogos nos han hablado del *paisaje carstico*. Ya Martonne (1913) y (1933) se expresaba de la siguiente manera al descubrir el relieve cárstico:

"La originalidad del relieve calizo es tal, que parece faltar en él las leyes ordinarias del modelado de erosión. Ninguna subordinación regular en los valles, ningún sistema de pendientes continuas descendiendo hacia el nivel de base, a menudo, depresiones cerradas que es imposible atribuir al trabajo de las aguas corrientes. Para explicarse estas formas es preciso vislumbrar todo un nuevo conjunto de procesos erosivos. No se trata de modificaciones de detalle en la evolución del ciclo de erosión normal; es preciso abrir un amplio paréntesis y dejar un lugar aparte al "relieve calizo".

Recientemente, Chardonnet (1955) diferencia *relieves calizos y relieves cársticos*, que distingue porque en el segundo de los fenómenos de disolución ocupan un lugar preponderante, mientras que en el primero están determinados, sobre todo, por el carácter físico y estructural del material, sin intervención a gran escala

de la disolución. Mesas y cañones serían relieves calizos, regiones con poljés, uvalas y dolinas serían relieves cársticos.

Sea ello como quiera, lo cierto es que las calizas, carstificadas o no, tienen unas características morfológicas que difieren profundamente de las de cualquier otro relieve y son inconfundibles a distancia y aun por los viajeros no versados en Geomorfología. Las características del paisaje cárstico que más llaman la atención son las siguientes:

1. Ausencia de circulación superficial en las zonas altas. A veces el territorio calizo está cruzado por profundas gargantas o cañones, casi siempre de origen exótico, es decir, procedentes de la excavación de ríos nacidos en zonas extracársticas. Por esto, algunos autores han hablado del "desierto del Karst".
2. Cumbres y vertientes calizas cubiertas de hendiduras y arañazos en profundidad variable, llamados *Lapiaz* (*Karren* en alemán, Gómez de Larena les llama *lenar*, nombre que puede adoptarse en español, aunque el más extendido es el francés *lapiaz*).
3. Presencia de abundantes formas ciegas: dolinas, uvalas y poljés, aparte de los valles ciegos.
4. Presencia de numerosas simas y cavernas en las vertientes.
5. Tapiz vegetal nulo o escaso. La roca caliza se muestra desnuda de toda otra cobertura.

Estos son los caracteres comunes a todos los Karsts o paisajes cársticos, no obstante, pueden variar bastante los caracteres específicos de unas o otras regiones, especialmente en lo que concierne al clima. Así, estos caracteres corresponden a los Karsts típicos o Karsts mediterráneos, pero en las regiones muy húmedas de centro y norte de Europa pueden existir, por ejemplo, *Karsts cubiertos* por un *lapiaz edáfico* y por zonas forestadas, donde el paisaje no tiene nada de desierto. También en muchos Karsts mediterráneos las superficies calizas están surcadas por *redes hidrográficas muertas* que aunque no tienen función permanente, y a veces ni siquiera accidental, dan al Karst un aspecto particular que lo aproxima ya más a las regiones de drenaje normal.

Los *campos de lapiaz o lenar* son en cambio las formas comunes a todos los Karsts. Las vertientes de las dolinas, de los sumideros y de los relieves en general de las zonas cársticas sufren un proceso evolutivo muy específico. Las aguas de escurrimiento que afluyen por las vertientes hacia las formas de absorción ejercen una acción mecánica y química sobre la caliza, erosionando y corroyendo la roca, para lo cual utilizan corrientemente toda clase de fisuras, planos de estratificación, diaclasas, leptoclasas, etc. Estas líneas de mínima resistencia de la masa caliza son excavadas de tal modo que se origina un microrelieve abarrancado, muy parecido en cierto modo al relieve de badlands, modelado sobre arcillas. Las crestas son mucho más agudas y permanentes que en aquél, pero el desarrollo en profundidad es mucho menor, aunque existen cauces de varios metros de profundidad. Este conjunto de cuchillas y *microtalwegs* es el *lapiaz*. Existen *lapiaz* de muy diversa escala de desarrollo, desde forma de varios centímetros de excavación hasta varios metros.

Las características morfológicas del *lapiaz* dependen de dos factores.

1. De la composición del material calizo.
2. De su estructura.
3. Volúmen de aguas.

Los lapiaz desarrollados sobre las calizas son generalmente muy diferentes de los que aparecen sobre otras rocas, como dolomías o sales. En las calizas abunda el *lapiaz de diaclasas* o el de *plano de estratificación* cuando las capas son verticales; en ambos tipos son frecuentes las perforaciones o conductos embrionarios, que nos revelan que también a través de los campos de lapiaz pueden producirse formas de absorción, McGrain (1948).

En las dolomías, en cambio, aparecen frecuentemente *lapiaz canaliculados* y *alveolares* y formas mucho más complejas en general, a consecuencia de que en la dolomía el  $\text{CO}_2\text{Ca}$  es mucho más soluble que el  $\text{CO}_2\text{Mg}$ , y la erosión y disolución, sobre todo la última, se ceban a fondo con el  $\text{CO}_2\text{Ca}$ , quedando como residual el  $\text{CO}_2\text{Mg}$ . De aquí el aspecto ruiniforme de los lapiaz desarrollados en dolomías y aun el de los aparatos cársticos muy evolucionados.

En realidad, el lapiaz no es sino un fenómeno de modelado de vertientes y, por lo tanto, cuanto mayor sea el volumen de aguas circulantes, mayor será su desarrollo a igualdad de composición de material. El mayor desarrollo de lapiaz aparece en los Karsts tropicales, que pueden tener hasta 20 m. de profundidad, aislando torres, originando el *Kegelkarst* propio de zonas calidas.

En las rocas muy solubles, como los yesos y sales, especialmente estas últimas, el lapiaz tiene también un gran desarrollo, no se orientan sobre la diaclasación, puesto que allí no existe a consecuencia de la extrema plasticidad del material, pero sí, en cambio, sobre los micropianos de estratificación, complejamente plegados en los ecresmas salinos; entonces aparece un lapiaz extremadamente denso pero de no gran desarrollo en profundidad, las cuchillas del lapiaz de la sal pasan de los 20 cm. de profundidad en pendientes de  $45^\circ$ .

El interés que puede tener el lapiaz desde el punto de vista hidrogeológico es que con toda probabilidad es también una forma de absorción, puesto que en él abundan los conductos de erosión a modo de cadenas de pequeños potholes arrastrados que pueden, sin duda, alcanzar zonas profundas de la masa caliza. Es muy probable que las formas de conducción de los Karsts embrionarios arranquen de campos de lapiaz y que dichos campos constituyan el punto de partida del desarrollo de una fase de carstificación. En este sentido hemos de considerar el lapiaz como el primer fenómeno cárstico, puesto que existe en los Karsts embrionarios y existe en las plataformas del Karst antes de la generación de las dolinas. La *dolmización* es, pues, un fenómeno que sucede siempre al de *lapiazación* o *lenarización*. La dolmización debe representar, pues, el comienzo de la madurez del Karst, mientras que la *lapiazación* constituirá su momento de juventud (Fig. VII.7)

El lapiaz puede desarrollarse a escalas diferentes, a tenor de la acción dominante o conjunto de los tres factores ya mencionados. Así, pues, pueden existir *microlapiaz* formados por pequeños surcos de pequeña longitud y profundidad. Son los clásicos "rascos" del Jura Francés, que tienen de 7 a 8 cm. de anchura por 10 a 15 cm. de profundidad. Pero a menudo tiene un desarrollo mucho mayor, pudiendo tener de 20 a 30 cm. de anchura y hasta más de 1 m. de profundidad. En algunos Karsts mediterráneos, como en Mallorca, los campos de lapiaz adquieren dimensiones inusitadas, como en Valldemosa, en el Torrent de Pareis, cerca de Sóller.

El caso límite del desarrollo del lapiaz coincide también con las formas de senilidad de un macizo, a veces de una capa de caliza, desarrollándose entonces formas gigantes que bien justificarían la denominación de *megalapiaz*. Ocurre esto sobre todo cuando la carstificación interesa exclusivamente a una capa de

caliza horizontal, sostenida por otra subyacente impermeable, la lapiazación alcanza a toda la masa caliza y se crean topografías ruiniformes, como las de Montpelier-le-Vieux, en el S. de Francia, o las mucho más espectaculares y extensas de la Ciudad Encantada de Cuenca y del Torcal de Antequera. En todas ellas, las formas muertas del Karst han sido atacadas a fondo por el lapiaz, de modo que estas formaciones cársticas no pueden considerarse como auténticos cambios de lapiaz. Al hablar del Karst muerto volvemos a insistir sobre esta cuestión.

*Los cañones.* Las gargantas que cruzan en ocasiones las zonas cársticas pueden o no tener relación directa con el Karst. Tal como ocurre en los cañones de las zonas extracársticas, pueden tener un origen totalmente ajeno al desarrollo del Karst, puesto que pueden resultar de la progresiva excavación de un *talweg fluvial*

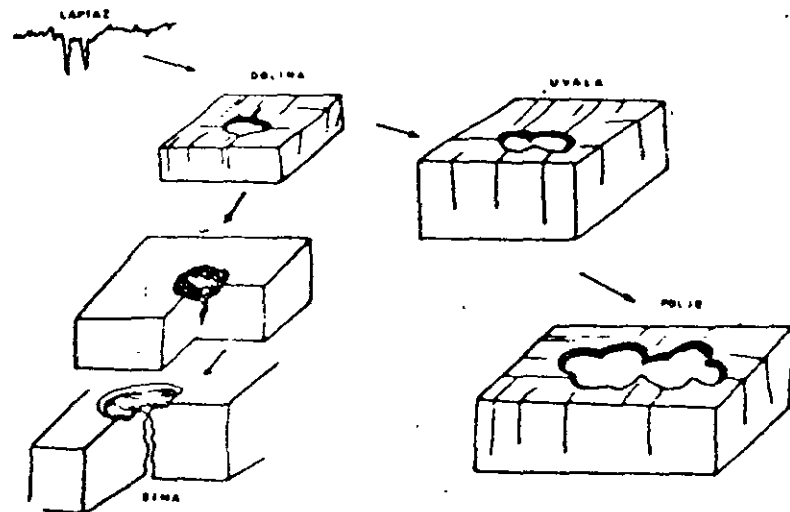


Fig. VII.7. - Relaciones entre el lapiaz y otras formas de absorción

a partir de una superficie superior, o como consecuencia de una progresiva y lenta depresión del nivel de base. Este es el origen de los grandes cañones de las zonas extracársticas (Cañón del Colorado, hoces, fuces y gargantas de los ríos alpinos, pirenaicos y cantábricos, y de muchas gargantas que cortan zonas calizas. No obstante, existen otras gargantas que cruzan zonas cársticas cuya génesis debe buscarse íntegramente en el Karst en unos casos y en causas mixtas epí e hipogéas en otros.

En efecto, ya Martel y los hidrogeólogos del Karst del siglo pasado pensaron que podían formarse *cañones* o *trincheras cársticas* por hundimiento de dolinas y uvalas alineadas sobre una línea de fractura y jalando cursos de agua subterránea. El caso más claro que se cita a este respecto es el de los ríos alógenos, que procedentes de regiones marginales extracársticas penetran en un Karst y se sumen en la caliza para reaparecer cuando termina el país calizo. En este caso existe la posibilidad de que en su día el curso subterráneo llegue a transformarse en epigeo.

cuando la evolución esté lo suficientemente avanzada para que se derrumben los techos de las cavernas bajo las cuales circula el río sumido, especialmente si como decimos, el curso aparece jalonado por dolinas, cuya disolución progresa en profundidad. En la naturaleza tenemos multitud de ejemplos de diversas formas de evolución de este proceso; las formas iniciales las tenemos perfectamente claras en la pequeña Causse de Camprieu, en Francia, donde el río Bonheur, que nace en el macizo cristalino de Camprieu, al llegar a una masa de caliza tabeada del Hettangense (Lias inferior), se sumerge en ella por la intersección de diaclasas (N.W.-S.E.) con los planos de estratificación, y después de un recorrido de 700 m., con un desnivel de 90 m., reaparece en la resurgencia de Bramabiau, por una alta diaclasa (N. 20. E.). Al instalarse el Bonheur sobre la Causse de Camprieu, lo hizo por un valle epigeo actualmente muerto, cuyo talweg se conserva en los altos de la mesa. Sólo más tarde comenzó la infiltración por la caliza, hasta que todo el caudal del Bonheur fue absorbido. Cerca de la entrada existe el Aven del Basset, consecuencia de un primer derrumbamiento de la bóveda, un poco más al N.W., aguas abajo, se encuentra la Salle du Dome, cuyo techo se encuentra sólo a 10 m. de la superficie de la Causse y que, por tanto, puede fácilmente derrumbarse. El resto de la caverna tiene ya mucha mayor estabilidad, pero de continuar la infiltración lenta por el techo de la caverna, la sucesión de hundimientos pueden transformarla en un cañón que atravesara de parte a parte la Causse de Camprieu.

La fase final de evolución de la caverna en cañón, la tenemos en muchas gargantas asturianas cuyo origen cárstico es evidente. Una de las más espectaculares es la de Peñas Juntas, en la carretera de Teverga, donde durante varias decenas de metros el río tiene, un curso hemisubterráneo, puesto que ambos márgenes de la garganta se inclinan en forma de bóveda hacia el centro del río y llegan casi a tocarse, con lo que se tiene la sensación de encontrarse en un curso subterráneo.

En otros casos el derrumbamiento de las bóvedas no ha sido total, de tal modo que han quedado sobre el talweg epigeo ya, *arcos residuales o puentes naturales*, como el famoso de Constantina, de Argelia, sobre el río Rummel, profunda entalladura cárstica en las calizas jurásicas horizontales.

No obstante, no siempre es necesario invocar los derrumbamientos para explicar el origen de los cañones cársticos. A veces pueden resultar de la simple excavación fluvial epigea, por su progresivo descenso del nivel de base puede llegar a ser tan profunda que corte a un curso subterráneo subyacente. Este es probablemente el origen de algunos de los cañones cársticos asturianos, como la tor de Teverga, la de Sobrescobio, la del Sella, etc., dos de los que pueden verse formas en diferente grado de evolución, también la disolución subterránea, Watson (1967), puede acelerar la formación de cañones.

Otras formas que complican la morfología cárstica son las resultantes de la degradación fluvial de formas cársticas, estas formas aparecen en todas aquellas regiones en las que el Karst se ha desarrollado paralelamente con una red fluvial o su funcionamiento ha alterado con el de ésta. La principal consecuencia de esta alternancia de regímenes cársticos y fluvial es la destrucción de las formas ciegas del Karst, cuando la erosión ascendente de un valle alcanza a una dolina, la decapita, al incorporarla a su curso fluvial. Las dolinas y aun los pequeños poljés decapitados son frecuentes; lo propio pasa con los sumideros, que por estar situados casi siempre en zonas deprimidas son decapitados fácilmente por la erosión ascendente, engendrándose generalmente *circos cársticos*, especie de anfiteatros de paredes verticales o muy escarpadas en las cuales aparecen todavía huellas patentes

de la erosión turoollinar y que por su topografía, extraña en relación con la normal epigea, han llamado la atención popular, y han sido bautizados con nombre específico. Cerca de Vallirana (Barcelona) tenemos un buen ejemplo en la Fou, circo cárstico resultante de la decapitación de un antiguo sumidero situado en la vaguada de un valle muerto. La exhumación de formas cársticas subterráneas por la erosión epigea es, pues, un fenómeno frecuente sobre el que volveremos a insistir al hablar de la evolución de los Karsts.

Como se ve, el paisaje cárstico es extremadamente variado y su diversidad depende sobre todo de las circunstancias evolutivas que han concurrido en darle su carácter actual.

## BIBLIOGRAFIA

- CHARDONNET, J. (1935) "Traité de Morphologie" 2<sup>a</sup> Ed. Pub. Techn. Inst. Géogr. National Paris.
- CVIJC, J. (1918) "Hydrographie souterraine et évolution morphologique du Karst" Rec. Trav. Inst. Géogr., Alpbach, 6, pp. 1-56.
- CORBET, J. (1934) "Les phénomènes karstiques en climat froid" Ed. R. pp. 119-120.
- CROSE, D. (1964) "Cryonival Phenomena and Karst in the Plateau of the Sella Group" Erdk., 2, pp. 146-148.
- FERNANDEZ RUBIO, R. (1965) "Características Hidrogeológicas de los Picos" Conf. del Sem. de Hidrogeol. C. E. H. Madrid-Abril de 1965.
- GETZ, B. (1957) "La genèse des gouffres" Extrait des publications du Congrès I. II, Section I, 13 pages, 10 figs. Premier Congrès International de Spéléologie, Paris, 1957.
- GLIZ, H. (1947) "Annals of Speleology" II, pp. 3-10.
- JUILLIEN, M. (1967) "Un petit Karst alpin d'altitude" Rev. Geog. Alpin. LV, pp. 325-336.
- LIOPIS, LIAIKO, V. (1954) "Notiones de Speleologia" Ed. Alpbach-Cranichs, 70 pages, fot. B, fig. 34.
- MARTEL, E. A. (1933) "Nouveau traité des Eaux Souterraines" 824 pages, 384 figs. Librairie Octave Doin, Paris.
- MARTONNE, E. (1913) "Traité de Géographie Physique" 2<sup>e</sup> ed. 922 pages, Armand Colin Paris.
- MARTONNE, E. (1933) "L'Hydrographie du Karst" Ann. Geogr. 237 pages Paris.
- McGRAIN, P. (1948) "An example of lapies in the Indiana Karst region Indiana", Acad. Sci., 57, pp. 148-152.
- MIOTTE, F. D. (1968) "Karstmorphologische Studien in der pleistozänen Karstlandschaft der Picos de Europa, Nordspanien" Jahrb. Geograph. Gesell. Hannover, 4, 161 pages.
- MONTEORIOL, POU, J. (1954) "La Hidrología Cárstica del Pla de les Basses y sus relaciones con la de otras zonas del macizo de Collat (Barcelona)" Spelkon, V, pp. 55-104, 11 figs., 2 lám.
- MORAWETZ, J. (1965) "Zur Frage der Dolinenverteilung in Türken Karst" Peter Geogr. Mitt., 109, pp. 161-170.
- SANCHEZ DE LA TORRE, I., PELAEZ PRUNEDA, J. R. Y AGUEDA VILLAR, J. A. (1969) "Caracteres hidrogeológicos de la depresión Júcar-Guadiana en el Norte de Alfoeste", Doc. Inv. Hidrol., núm. 6, pp. 199-204, 3 figs.
- SEGRE, A. G. (1948) "I Fenomeni Carstici e la Speleologia del Lazio" Publ. Inst. di Geografia, Univ. de Roma.
- TROMBE, F. (1952) "Traité de Spéléologie", 376 pages, 120 figs. Pavot Paris.
- WATSON, R. A. (1967) "Underground Solution Canyons in the Central Karst, West USA", Integ. Jour. Speleol., II, pp. 369-376.

- OSTROM, M. E. - (1959). "Clay mineralogy of some carbonate rocks of Illinois". P.H.D. dissertation, Univ Illinois.
- RENAULT, Ph. - (1956). "Sur deux processus d'effondrement karstique". Ann Spéol., 12, pp 19-46.
- RENAULT, Ph. - (1967). "Contribution à l'étude des actions mécaniques et sédimentologiques dans la spéléogénèse". Ann Spéol., 22, 1, pp 5-22.
- ROQUES, H. - (1969). "Problèmes de transfert de masse posés par l'évolution des eaux souterraines". Ann Spéol., 24, pp. 455-494.
- RUTTE, E. - (1951). "Der fossile Karst der südbadischen Vorkarstzone". Jber u. Mitt. Oberrh. Geol. Ver., 33, pp. 1-93.
- TROMBS, F. - (1952). "Traité de Spéologie". 376 págs., 120 figs. Payot, París.

## Capítulo 16

### IDEAS SOBRE LOS METODOS DE PROSPECCION Y ALUMBRAMIENTO DE AGUAS SUBTERRANEAS

#### XVII.1.—APLICACIONES DE LA HIDROGEOLOGIA CARSTICA

El conocimiento de las cavernas y sus relaciones con la Geomorfología y la Geología regional presenta dos aspectos distintos: ofrece, en primer lugar, un interés empírico concerniente a la investigación de la génesis y desarrollo de los procesos y fenómenos de la Hidrología subterránea, lo que da lugar a un mayor conocimiento de las leyes que rigen la circulación del agua en las calizas, en segundo lugar, como el conocimiento de estas leyes permite una aplicación a problemas prácticos de alumbramiento de aguas en regiones calizas, así como en otros problemas no sólo de circulación de aguas, sino de resistencia del subsuelo, forma una parte importante de la Geología Aplicada o Geología Económica.

Si tenemos en cuenta que la superficie ocupada por calizas en una parte importante de la superficie terrestre y que la quinta parte de España es caliza, se puede comprender el enorme interés que en este aspecto tiene la Hidrogeología Cárstica.

Las posibilidades de aplicación de la Hidrogeología Cárstica se puede dividir en cinco apartados de la manera siguiente:

- a) *Aplicaciones de los aspectos hidrogeológicos.*
  - Utilización del agua cárstica.
  - Utilización de la red de galerías para eliminación de subproductos o como vía de evacuación de agua sobrante.
  - Conocimiento de la circulación cárstica en la planificación y explotación de embalses.
- b) *Aplicaciones en Geotécnica.*
  - Problemas de construcción de obras públicas referentes a la circulación subterránea.
  - Problemas referentes a resistencia mecánica de las regiones cársticas y a la realización de obras públicas.

- c) *Aplicaciones a aspectos humanos y de población.*
  - Problemas de refugio y habitación humana.
  - Problemas turísticos.
  - Problemas arqueológicos y artísticos.
- d) *Aplicaciones a aspectos mineros.*
  - Yacimientos de fosilización.
  - Otros yacimientos.
  - Aguas termales.
- e) *Problemas de prospección de conductos, galerías y de aguas cársicas subterráneas.*
  - Métodos de prospección geológicos y morfológicos.
  - Métodos geofísicos.

## XVI.2.- APLICACIONES EN HIDROGEOLOGIA

### 2.1. Utilización y abastecimiento de aguas cársicas.

La posibilidad de utilización como acuífero de las calizas no carbonatadas es muy restringida. La permeabilidad de las margas compactas es próxima a 1 milidarcy, que pasan a valores ya de 10 a 500 md para la porosidad primaria de las calizas. La dolomitización, con una reducción del 10 por 100 en volumen, da un aumento en la permeabilidad, pero con poros muy pequeños, dando permeabilidades en general menores de 400 md. Según Davis y De Vist (1966) las mayores permeabilidades pueden ser de 1.200 md. con porosidades del 30 a 33 por 100.

La fisuración y la carbonatización representan el que la permeabilidad pase a valores máximos.

El estudio del acuífero se realiza siguiendo normas similares a las de otras litologías, sin más que tener en cuenta que la circulación cársica presenta muchas anisotropías estructurales, tal como se representa en la Figura XVI.1, lo que da lugar a posibles errores en la interpretación de los mapas de isopiezas.

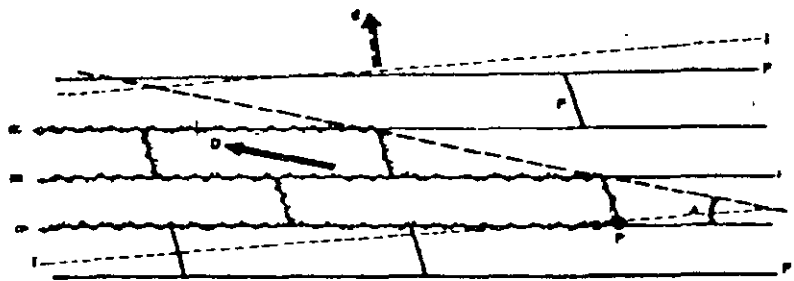


Fig. XVI.1.- Relación entre la dirección de flujo subterráneo (D) y la dirección obtenida al trazar líneas ortogonales (d) a las isopiezas basadas en pozos de observación (I). Ángulo de dispersión lateral (A). Punto de inyección del trazador (M). Fracturas (F) (Davis y De Vist, 1966).

Las pruebas de bombeo de pozos próximos dan con cierta frecuencia relaciones del acuífero anómalas, debido a que los dos pozos se encuentran en distintos grados de relación a través de la red de galerías.

Kiersch y Hughes (1952), Walker (1956) y La Moreaux y Powell (1960) dan condiciones de régimen de circulación y zonas de máximos sedimentos en acuíferos cársicos, algunas de cuyas relaciones se representan en la figura XVI.2.

Son innumerables los ejemplos de utilización de aguas cársicas en abastecimientos, y en algunos países, como Siria, forman la base de los recursos en agua subterráneos. En esta región aparecen, Burdon y Safadi (1964), cuatro grandes formaciones calcáreas, a veces con episodios de evaporitas, que forman acuíferos carbonatados, dando algunas variaciones de composición química en relación con la composición mineral del acuífero. Aunque la principal fase de carbonatización es cuaternaria, existen paleokarsts de fases post-jurásicas y post-cretácicas muy importantes.

Es precisamente en esta región de Mesopotamia, cerca de la frontera con Turquía, donde aparece el manantial cársico de Ras-el-ain, uno de los mayores del mundo, con un caudal de 35 m<sup>3</sup>/seg., Burdon y Safadi (1963). La precipitación es menor de 300 mm., apareciendo el manantial en el centro de una estructura anticlinal sobre unas fallas de dirección este-oeste. El acuífero lo forman las calizas eocenas muy carbonatadas, donde se calcula una reserva almacenada del orden de 7,5.10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>. Las diferencias de facies y circulación dan lugar incluso a una composición química distinta del agua cársica a ambos lados de las fracturas.

En la estimación de caudales cársicos se utiliza, aparte de las técnicas de hidrología subterránea, como ensayos de bombeo y estudio de curvas de agotamiento, los afloros químicos mediante el uso de distintos trazadores, e incluso, Pitty (1966), la dilución natural del carbonato cálcico disuelto al mezclarse con las aguas superficiales.

Walker (1956) ha dado una representación gráfica de la probabilidad de encontrar cavidades con circulación de agua mediante sondeos en una región cársica (Fig. XVI.3), así como de la posible mineralización excesiva del agua. Se deduce la existencia de una profundidad del sondeo donde la probabilidad de éxito es máxima, disminuyendo lentamente con la profundidad.

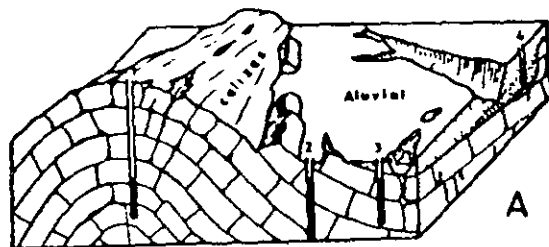
Esta relación procede de la superposición de la frecuencia de encontrar cavidades en el Karst y la de encontrar agua en estas cavidades, lo que unido al tamaño de las galerías limita la zona de máximos rendimientos a la parte superior de la zona húmeda del Karst, tal como se representa en la figura XVI.4.

### 2.2. Utilización de la red de conductos en conducción de residuos:

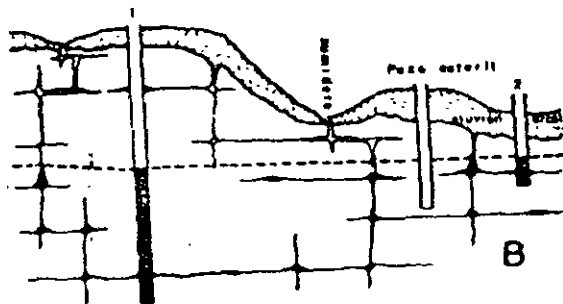
En muchas ocasiones las simas y galerías del Karst se han utilizado como vías de eliminación de residuos orgánicos, e incluso como un incipiente alcantarillado, lo que ha dado lugar a contaminaciones del agua del acuífero aun en regiones alejadas.

Con mucha frecuencia se utilizan las simas y conductos para absorber el agua de inundación en las épocas de crecida, evitando así la destrucción de cultivos e incluso daño a poblaciones.

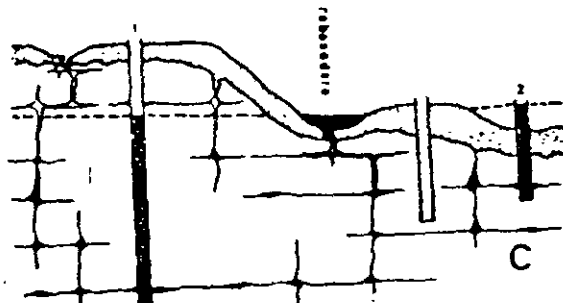
Una sima absorbente, ligeramente retorcida, protege en la actualidad la aldea de La Vacquerie (Hidraul), y la sima de Pertuis (Suiza) recoge por medio de una



A. Pozos en calizas plegadas. El pozo 1 da caudales altos, pero la profundidad es excesiva para tener un buen rendimiento. El 2 tiene caudal escaso. El 3 es de gran rendimiento, con mínimo costo de elevación. El 4 corresponde a la llanura aluvial, acuífero relacionado con el Karst (Adaptación de un esquema de Kiersch y Hughes).



B. Red de galerías y presencia de agua en condiciones freáticas, en Hopkinsville Quadrangle, Kentucky. Época de estiaje (según Walker).



C. Igual caso que el anterior, pero en época de máxima alimentación, presencia de agua bajo condiciones freáticas y artesianas (según Walker).

Fig. XVI-2.—Condiciones de circulación y máximo rendimiento en acuíferos cársticos.

galería artificial el caudal sobrante de la vaguada próxima, evitando así el peligro de inundaciones.

La mayoría de los "ponors" yugoslavos y los "Kataotras" griegos realizan naturalmente este papel de eliminación rápida de acumulaciones de aguas superficiales.

En algunos grandes poljes de fondo impermeabilizado se ha evitado el peligro de inundaciones por medio de pozos artificiales que conectan el polje con los conductos cársticos de profundidad. Sin embargo, la entrada de aguas de superficie en cantidades masivas es en potencia un peligro de contaminación del agua cástica.

### 2.3. Pérdidas en embalses.

La construcción de embalses en regiones calizas necesita un meticuloso estudio hidrogeológico, puesto que existen regiones calizas bajo condiciones de impermeabilidad comparable al granito. Aun en el caso de calizas cárstificadas el co-

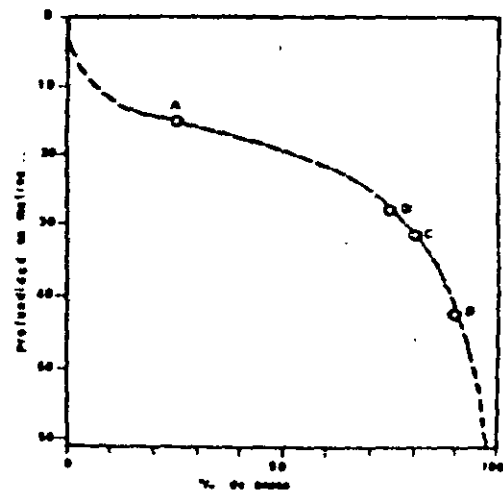


Fig. XVI-3.—Relación entre profundidad y porcentaje de pozos efectuados en zonas cársticas. A. 25 por 100 de los pozos con éxito antes de los 15 m.; B. 75 por 100 de los pozos con éxito antes de los 27 m.; C. 1/4 de los casos con aguas ligeramente mineralizadas. D. 1/2 de los casos con aguas ligeramente mineralizadas (diagrama según Walker, 1956).

nocimiento de la circulación del agua y su posible modificación al elevar el nivel del agua en el embalse, es indispensable para la regulación de su régimen. En casi todos los países del mundo se lleva un minucioso control de las variaciones estacionales de caudal dentro y fuera de los conductos cársticos.

En Cataluña, la presa de Camarasa sobre el Noguera Pallaresa es un desgraciado ejemplo de las pérdidas de agua en embalses a través de un Karst. La presa, se más

Entradas horizontales: Intrusión salina, Ingreso de agua dulce por las fronteras

Entradas verticales : Lluvia, Infiltración por riego, infiltraciones en canales de riego de tierra y revestidos, infiltraciones en cauces de ríos y arroyos, infiltraciones en vasos de presas, lagos y lagunas, recarga artificial.

Salidas horizontales : Hacia el mar, hacia otros acuíferos, a drenes

Salidas verticales : Extracción en pozos, manantiales, evaporación, evapotranspiración e infiltración profunda.

Por ejemplo, para un acuífero confinado, en el que actúa un sistema de pozos, la ecuación de balance puede ser escrita de la siguiente manera (en los acuíferos confinados las fronteras verticales son impermeables):

$$E_H - S_H - Q \cdot \Delta t + R = S \cdot A \cdot \Delta h \quad (7.16)$$

en donde

- $E_H$  - entradas horizontales por las fronteras
- $S_H$  - salidas horizontales por las fronteras
- $Q$  - gastos de extracción de una hatería de pozos
- $R$  - recarga natural del acuífero

La información disponible en nuestro país sobre las aplicaciones prácticas de la ecuación de balance, casi siempre ha resultado insuficiente. La escasez de datos dificulta la comprensión del funcionamiento real de una buena parte de los acuíferos nacionales. Un ejemplo típico de esto, es lo que ocurrió al elaborar el modelo matemático del acuífero de Cananea, Sonora, en septiembre de 1983 (10)

"El desconocimiento de los volúmenes que anualmente han sido extraídos del acuífero subyacente al río San Pedro, no permitieron el establecimiento de una valuación rigurosa de las entradas y salidas horizontales y verticales de la formación regional, puesto que sólo se disponía de la siguiente información":

- Mediciones del nivel estático realizadas en el periodo de octubre de 1943 a diciembre de 1954.
- Observaciones realizadas en una segunda etapa que se inicia en enero de 1980 y concluye en septiembre de 1982. La mayor parte de las mediciones recopiladas corresponden a niveles dinámicos y sólo una parte de los datos recabados corresponde a niveles estáticos.
- Hasta la fecha del estudio se contaba solamente con una prueba de bombeo con mediciones en un pozo de observación. Se disponía de unos cuantos valores de transmisividad, y un

solo valor del coeficiente de almacenaje.

Cuando se intentó aplicar la ecuación (7.15) se obtuvieron resultados altamente sensibles a pequeñas variaciones en los datos originales. Lo anterior probablemente se debía a que los volúmenes extraídos del acuífero en el periodo de ajuste (1946 - 1980) eran del mismo orden de magnitud que la recarga y menores que ésta (10). A partir de la piezometría, se dedujo que por las fronteras norte y sur se fugaban del orden de 3.3 y 2.84 millones de metros cúbicos, y la magnitud aproximada del coeficiente de almacenaje 0.013.

La ecuación de balance (7.14) puede ser planteada y ajustada de diferentes maneras. Especial cuidado debe de tenerse en probar la sensibilidad de los datos con el fin de obtener resultados congruentes con la realidad.

## BIBLIOGRAFIA

- 1 - Todd, David K., Ground Water Hydrology, John Wiley & Sons, 336 pp., 1965
- 2 - Davis, Stanley N., Roger J.M., De Wiest, Hydrogeology, John Wiley & Sons, New York, 463 pp., 1966
- 3 - De Wiest, Roger J. M., Geohydrology, John Wiley & Sons, 360pp., 1965
- 4 - Bear, Jacob, Dynamics of Fluid in Porous Media, American Elsevier, New York, 757 pp., 1972
- 5 - Poluvarinova Kochina, P. Ya., Teoría del movimiento de las aguas subterráneas, en ruso, Ed. Estatal de Literatura Técnico- Teórica, Moscú, 1952.
- 6 - Muzcat, M., The Flow of Homogeneous Fluid Through Porous Media, Mc Graw Hill, New York, 763 pp., 1937.
- 7 - Aravin V. I., Numerov, C. N., Teoría del movimiento de líquidos y gases en un medio no deformable, en ruso, 616 pág. GITTL, Moscú, 1953
- 8 - Hidrolegro, S. C., Estudio para determinar los volúmenes de agua existentes en la zona del Tajo NPN de Piedras Negras Coahuila, Minería Carbonífera Río Escondido, 52 páginas, 1988
- 9 - Johnson Division, UOP Inc., El agua subterránea y los pozos, Saint Paul, Minnesota, 513 pág., 1975
- 10 - Hidrolegro, S. C., Un modelo matemático para representar el acuífero de los alrededores

que se produce en el agua subterránea es pequeña, excepto en aquellos casos en que la superficie freática se encuentre cerca de la del terreno. Su magnitud, depende de la posición de la franja capilar con respecto a la superficie del terreno. La figura 7.3 muestra la relación que existe entre la profundidad de la superficie freática y la magnitud de la evaporación del agua subterránea, medida como un porcentaje de la que se genera en un evaporímetro de 12 pies de diámetro (2). Cada punto representa, para una profundidad determinada, el valor de la evaporación en el acuífero, como un % de la evaporación mensual en el evaporímetro. La dispersión de los puntos se debe a que se analizaron diferentes suelos. Del análisis de la gráfica se deduce que la evaporación del agua subterránea es de poca magnitud para profundidades de la superficie freática mayores de 3 pies (90.5 cm).

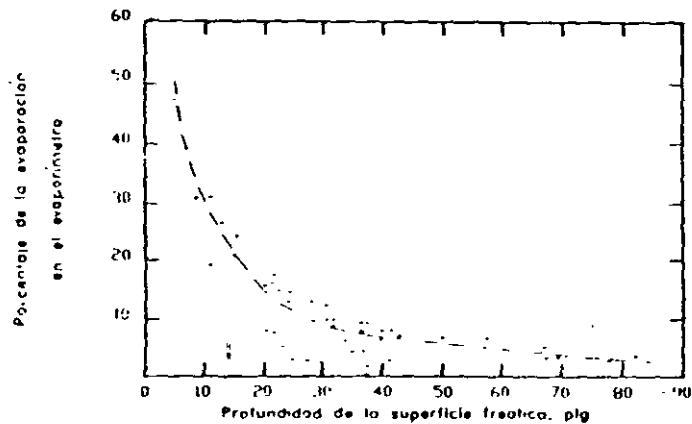


Figura 7.3 Evaporación del agua subterránea

Cuando las raíces de las plantas alcanzan la zona saturada, la cantidad de agua que absorben es casi igual a la que transpiran. La magnitud de la transpiración es variable dependiendo del tipo de planta, clima y estación del año. El máximo se alcanza para los días del año con altas temperaturas y viento, mientras que los mínimos valores ocurren en días fríos y nublados. El corte de la vegetación elimina o reduce sensiblemente la magnitud de ésta. Las descargas de agua subterránea por transpiración no ocurren ni en áreas sin vegetación ni en áreas en donde el nivel freático se encuentre lejos de la superficie del terreno.

### 7.3 CONFIGURACION DEL NIVEL ESTADICO

El conocimiento de la distribución de niveles en un acuífero, aporta la información necesaria para la determinación de las direcciones preferenciales de movimiento del agua subterránea y, por lo tanto, de su red de flujo. La medición de niveles se efectúa periódicamente en aquellos aprovechamientos que reúnen características favorables para la observación continua y sistemática de la posición de los niveles estáticos del agua. Una vez seleccionados los apro-

vechamientos en los que se realizarán las mediciones del nivel (estático, o cuando esto no sea posible, por estar operando el equipo de bombeo, el dinámico), se procede a efectuar la nivelación de brocales de los pozos, a fin de referirlos a un banco de nivel topográfico común (el que a su vez se refiere al nivel medio del mar)

La elevación de los brocales se define mediante la nivelación diferencial directa, que se apoya en los bancos de nivel que tengan, dentro de la zona de estudio, INEGI, SARH o la SDN. La nivelación se lleva a cabo tomando lecturas al milímetro y siguiendo los métodos de ida y vuelta y el de doble altura de aparato. El error de cierre cometido deberá quedar dentro de la tolerancia permisible para nivelación de tercer orden, definida por la siguiente expresión  $T = \pm 10.0 (N)^{0.5}$ , en donde T es la tolerancia en milímetros y N el número de kilómetros nivelados. La memoria de la nivelación, además de anotarse y presentarse en su respectiva libreta, se entrega en formas tipo, diseñadas para ese propósito por la Subgerencia de Exploración Geohidrologica. Deberá incluirse, asimismo, un plano en el que se trace la ruta de nivelación seguida y la localización de los pozos nivelados con su cota de brocal.

Conocida la profundidad del nivel estático de los pozos seleccionados para efectuar las mediciones, se hace uso de esta información para el trazo de un plano de curvas de igual profundidad. Este plano, junto con el topográfico, define las probables zonas de descarga por evapotranspiración. Los datos recabados de la nivelación de brocales y de las mediciones de la profundidad del nivel estático del agua, para las fechas de cada recorrido, hacen posible de terminar las elevaciones del nivel estático en la zona, las que pueden ser configuradas en un plano para mostrar la distribución de las equipotenciales del flujo subterráneo.

Las mediciones piezométricas obtenidas en dos recorridos de medición, pueden ser aprovechadas para la formación de planos de curvas de igual evolución del nivel estático, para el intervalo de tiempo que separa a ambas observaciones. Las curvas de igual evolución, cuando el lapso de tiempo es el adecuado, muestran la ubicación de las zonas en donde es conveniente la reducción o incremento del bombeo.

La configuración de las elevaciones del nivel estático, de una fecha determinada, junto con las líneas ortogonales a estas, definen la red de flujo de la formación.

### 7.4 PROPIEDADES DE LAS REDES DE FLUJO

En el punto 2.11 se ha visto que la ley de Darcy y la ecuación de continuidad, para el caso de acuíferos estacionarios, homogéneos e isotrópicos en los que el movimiento del agua es bidimensional, se expresa como

$$V_x = -K \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$V_y = -K \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} = 0$$



las primeras ecuaciones, mediante un cambio de variable, se escribirían

$$V_x = \partial\Phi/\partial x \quad (7.1)$$

$$V_y = \partial\Phi/\partial y$$

la nueva variable introducida  $\Phi = -Kh$ , difiere de la carga hidráulica sólo en la constante  $K$  y recibe el nombre de potencial de velocidad o, simplemente, potencial.

El potencial  $\Phi$ , al igual que la carga hidráulica satisface la ecuación de Laplace. Esto puede comprobarse con la sustitución de (7.1) en la ecuación de continuidad

$$\partial V_x/\partial x + \partial V_y/\partial y = 0 \quad (7.2)$$

para obtener

$$\partial^2\Phi/\partial x^2 + \partial^2\Phi/\partial y^2 = 0 \quad (7.3)$$

La función de potencial  $\Phi$  puede ser representada gráficamente en el plano  $x, y$  como una serie de líneas en las que la función toma un valor constante. Éstas, además de ser líneas de igual potencial, son también de igual carga hidráulica (figura 7.4).

De especial importancia es la representación gráfica en la que las líneas se trazan con paso  $\Delta\Phi$  constante entre ellas. Las líneas trazadas en la figura (7.4) son equipotenciales; es decir, la diferencia de potencial es constante entre dos líneas vecinas. En la figura (7.4) se trazan también una serie de líneas ortogonales a las equipotenciales. Estas son las líneas de corriente. El conjunto de líneas equipotenciales y de corriente constituye una red de flujo.

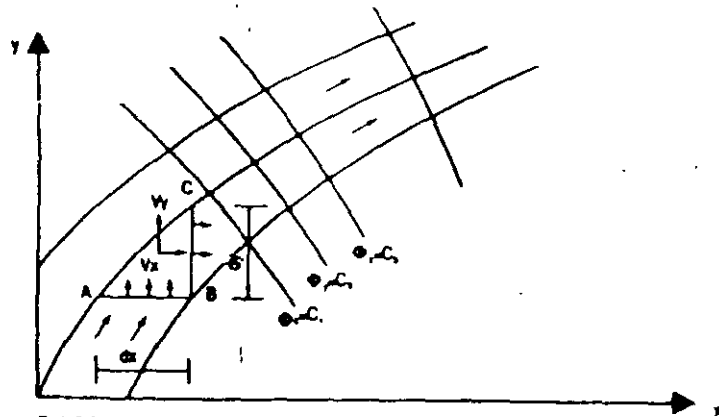


Figura 7.4 Líneas equipotenciales y de corriente

El trazo de redes de flujo es un método gráfico de resolución de la ecuación de Laplace, uti-

lizado frecuentemente en la práctica de la ingeniería.

Las líneas de corriente, para el caso de  $K$  constante, son en todos los puntos tangentes al vector de velocidad (3). Definen por lo tanto la dirección que siguen las partículas de agua en su movimiento.

Para la determinación de las propiedades principales de las redes de flujo, considérese ahora la familia de líneas equipotenciales  $\Phi = C_1, C_2, C_3, \dots, C_n$ . La tangente a una línea equipotencial cualquiera  $\Phi = C$  tiene una pendiente  $dy/dx|_{\Phi=C}$  que puede ser valuada de la siguiente manera:

$$d\Phi = (\partial\Phi/\partial x)dx + (\partial\Phi/\partial y)dy = 0 \quad (7.4)$$

de donde

$$dy/dx|_{\Phi=C} = -(\partial\Phi/\partial x)/(\partial\Phi/\partial y) = -V_x/V_y \quad (7.5)$$

entre dos líneas de corriente se forma un tubo de corriente a través del cual fluye un gasto  $dq$ . La continuidad del flujo (por no existir fuentes ni sumideros) exige que el gasto  $dq$  que pasa por la sección  $AB$  sea el mismo que pasa por la sección  $BC$ .

$$dq = V_x dx = V_y dy$$

$$-V_y dx + V_x dy = 0 \quad (7.6)$$

en (7.6)  $dx$  y  $dy$  son las componentes de un arco de longitud elemental  $ds$ , medido sobre una línea de corriente.

La ecuación (7.6) recuerda por su forma a una diferencial total (ecuación 7.4). Si se supone que

$$V_x = +\partial\Psi/\partial y \quad (7.7)$$

$$V_y = -\partial\Psi/\partial x$$

la sustitución de (7.7) en (7.6) permite deducir la expresión

$$(\partial\Psi/\partial x)dx + (\partial\Psi/\partial y)dy = 0 = d\Psi \quad (7.8)$$

ecuación que se obtiene de la función

$$\Psi(x, y) = C$$

nótese que de la definición dada de las velocidades en (7.7), éstas también satisfacen la ecuación

ción de continuidad (7.2)

$$-\partial^2 \Psi / \partial x \partial y + \partial^2 \Psi / \partial x \partial y = 0$$

De la ecuación (7.1) se deduce también que

$$\partial V_x / \partial y = \partial V_y / \partial x \quad (7.9)$$

la condición establecida en (7.9) la satisfacen los fluidos en los que su movimiento es irrotacional (4)

El remplazo en (7.9) de las definiciones de la velocidad dadas por (7.7) permite demostrar que la función  $\Psi$  satisface también la ecuación de Laplace

$$-(\partial/\partial y)(\partial\Psi/\partial y) = (\partial/\partial x)(\partial\Psi/\partial x) \quad \partial^2\Psi/\partial x^2 + \partial^2\Psi/\partial y^2 = 0 \quad (7.10)$$

a las funciones que satisfacen la ecuación de Laplace se les llama funciones armónicas. Las funciones  $\Phi$  y  $\Psi$  son de este tipo

De la ecuación (7.8) se desprende que

$$dy/dx \Big|_{V_x} = (\partial\Psi/\partial x) / (\partial\Psi/\partial y) = V_x / V_y \quad (7.11)$$

la comparación de (7.11) y (7.5) demuestra que las funciones  $\Phi$  y  $\Psi$  son ortogonales. En las ecuaciones (7.1) y (7.7) se definen las velocidades a partir de las funciones  $\Phi$  y  $\Psi$ , respectivamente. La comparación de ambas definiciones es la siguiente

$$\partial\Phi/\partial x = \partial\Psi/\partial y \quad \partial\Phi/\partial y = -\partial\Psi/\partial x \quad (7.12)$$

las ecuaciones (7.12) son las condiciones de Cauchy-Riemann. Si estas se cumplen, la combinación lineal de las funciones  $\Phi$  y  $\Psi$

$$w = \Phi + i\Psi$$

es una función de la variable compleja  $z = x + iy$ . A la función  $w(z)$  se le llama el potencial complejo

Cuando para el problema planteado es posible determinar el potencial complejo  $w(z)$  a partir del mismo, pueden ser definidas todas las características del flujo (velocidad, carga hidráulica, presión, etcétera).

Ejemplos prácticos de utilización de la teoría de las funciones de variable compleja en el análisis de problemas de flujo en medios porosos pueden ser encontrados en (4, 5, 6, 7). En el presente trabajo, sólo se incluirán, con fines didácticos, algunos ejemplos simples

## 7.5 APLICACIONES DE LAS REDES DE FLUJO

Conocidas las condiciones de frontera de un acuífero o de una de sus partes, pueden ser trazadas las líneas equipotenciales y de corriente para formar una red de flujo.

El trazado de la red de flujo es, normalmente, un poderoso auxiliar en el conocimiento de las características de un acuífero. Cuanto mayor sea la cantidad de información disponible de piezometría de una región (siempre y cuando ésta sea confiable), los resultados que pueden obtenerse serán también de mayor calidad. No obstante, aun con poca información es posible obtener conclusiones importantes respecto al comportamiento del acuífero. Por ejemplo, conocida la carga hidráulica ( $h=z$ ) en tres puntos cercanos de un acuífero libre, se puede trazar una red de flujo aproximada (figura 7.5) constituida por líneas de igual nivel freático y líneas de corriente

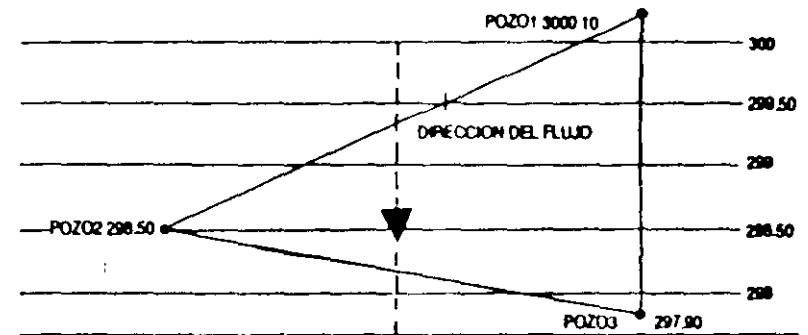


Figura 7.5 Determinación de la dirección del flujo

Los mapas de isocargas de la superficie freática o de la piezometría, proporcionan información valiosa que puede ser empleada en la localización de nuevos pozos

La figura (7.6) muestra la geología y la piezometría del material granular de relleno del acuífero cercano a la ciudad de Piedras Negras, Coahuila (8). Este acuífero se encuentra limitado aproximadamente por los paralelos 28°10' y 28°50' de latitud norte y por los meridianos 100°10' y 101°50' de longitud oeste, cubriendo una superficie de cerca de 6,500 km<sup>2</sup>, ubicados en su totalidad dentro del estado de Coahuila

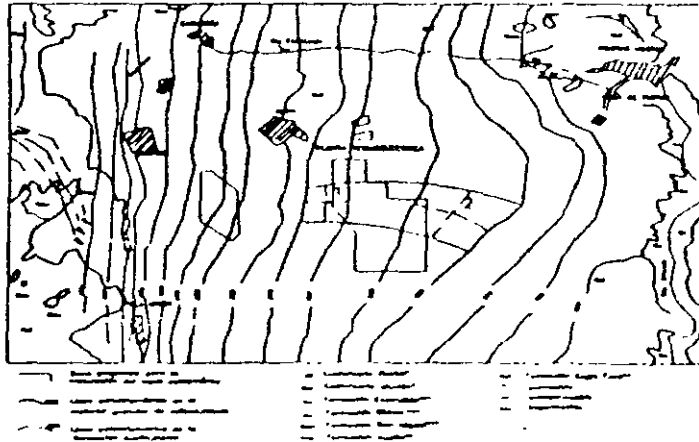


Figura 7.6 Geología y potenciometría del material granular de relleno y zona de explotación

Las curvas de igual elevación del nivel estático, están referidas al nivel medio del mar. De la observación del plano es posible obtener las siguientes conclusiones

- La zona de recarga del acuífero se ubica al suroeste de la ciudad de Piedras Negras en la Serranía del Burro. Esta serranía está constituida por rocas calizas de la formación Austin (Kau), que desde un punto de vista geohidrológico pueden ser clasificadas como semipermeables. (las curvas de igual nivel estático toman valores superiores a 400m en esta zona).
- La subcuenca del Río Escondido forma parte de la cuenca del Río Bravo (Region Hidrológica Bravo-Conchos No. 24) Esta subcuenca capta los escurrimientos que se originan en la parte alta de la Serranía del Burro y aguas abajo está influenciada por aportaciones de manantiales y Horaderos, hasta formar dos corrientes perennes: el Río Escondido, y hacia el norte de éste, el Río San Antonio.

Al sur del cauce del Río Escondido, sobre la planicie, los escurrimientos no definen avenamiento de importancia, debido a que existen materiales altamente permeables (Qal, material granular de relleno).

- Los estudios realizados han definido como un acuífero importante al constituido por los materiales granulares de relleno. Éstos tienen un espesor de aproximadamente 40 m y constan de fragmentos de calizas y lutitas, en ocasiones cementados por carbonato de calcio e interdigitados con material arcilloso. Desde un punto de vista geohidrológico, el acuífero que forman puede ser clasificado como libre (aun cuando existen zonas en donde el acuífero se comporta como semiconfinado, debido a la presencia de estratos de arcilla).

Hacia el suroeste de Piedras Negras, los materiales granulares descansan sobre la formación Austin. Esta última formación presenta permeabilidad secundaria de mucha importancia, manifestada por manantiales de gran caudal (más de 1 m<sup>3</sup>/s) como los de Allende, Las Corrientes, Nava y Morelos

- Debido a la posición estratigráfica y topográfica de los materiales granulares de relleno, éstos se encuentran alimentados por:

- a) El agua que escurre o se precipita sobre las calizas y que se infiltra por la permeabilidad de éstas.
- b) El aporte de los ríos durante épocas de lluvia
- c) La recarga en forma lateral y vertical proveniente de las calizas, como las de la formación Austin

- El agua subterránea fluye (en dirección perpendicular a las líneas equipotenciales) de la zona de recarga (Serranía del Burro) hacia la planicie, en dirección aproximadamente perpendicular a la del Río Bravo. El gradiente hidráulico medio del acuífero es de 3.8/1000 hacia la zona de recarga éste es mayor (6.6/1000) y menor hacia la zona de descarga lateral (2.5/1000)

Para la interpretación de la red de flujo se tomarán dos líneas de corriente vecinas, marcándose en el tubo de corriente formado las secciones de control 1 y 2.

Dentro del tubo de corriente, el flujo en las secciones indicadas es igual a

$$Q = A_1 V_1 = A_2 V_2$$

en donde V es la velocidad y A el área saturada perpendicular al flujo. Al aplicar la ley de Darcy

$$A_1 K_1 i_1 = A_2 K_2 i_2$$

expresión que puede ser reescrita como

$$K_1/K_2 = (A_2/A_1)(i_2/i_1)$$

Para la determinación del cociente  $A_2/A_1$  sólo se requiere conocer el espesor saturado del

acuifero en cada sección y la distancia que separa a dos líneas de corriente vecinas. En la región estudiada  $A_1 = A_2$ , lo que conduce a la igualdad

$$K_1 i_1 = K_2 i_2 \quad (7.13)$$

Del análisis de la ecuación (7.13) se deduce que la permeabilidad es mayor en las zonas en las que el gradiente hidráulico es menor. Para el tubo de corriente considerado, la permeabilidad es mayor en la sección 2 y por lo tanto, el sitio 2 es mejor que el sitio 1, desde el punto de vista de su permeabilidad, para la ubicación de pozos.

En la localización de nuevos pozos, además de la permeabilidad del terreno es importante considerar su orientación con respecto a la red de flujo. Es claro que la orientación más favorable de una batería de pozos es en dirección perpendicular a las líneas de corriente de la red de flujo.

#### 7.6 DETERMINACION DE VOLUMENES DE EXTRACCION DE AGUA SUBTERRANEA. METODOS DIRECTOS E INDIRECTOS

Además de las mediciones de los niveles estáticos y dinámicos, para el cálculo del comportamiento de un acuífero, se requiere conocer los volúmenes que son extraídos de cada pozo durante periodos de tiempo determinados. Esta información resulta especialmente útil como comprobación de que el volumen anual concesionado está siendo respetado, además de ser uno de los datos fundamentales para definir, con fines de planeación, la evolución de una formación acuífera.

La determinación del caudal que se extrae de un pozo, puede ser efectuada tanto por métodos directos (mediciones de campo) como por métodos indirectos (estimaciones de su magnitud). A ambos tipos de procedimientos se recurre en México con frecuencia.

##### Medición de caudales de extracción

El caudal producido por un equipo de bombas puede ser medido de diferentes maneras. Un método simple consiste en la observación del tiempo requerido para llenar un recipiente de volumen conocido. La medición se repite varias veces (tres o cuatro) para posteriormente obtener un promedio. Este método se aplica cuando el gasto producido por el pozo es pequeño. Un medidor de caudal comercial puede ser también utilizado. La carátula del medidor muestra el volumen total descargado en metros cúbicos a través de él. La diferencia entre dos medidas tomadas en un cierto lapso define la magnitud del caudal.

El método directo de determinación de caudales más comúnmente usado consiste en el empleo de un orificio circular calibrado. La figura 7.7 muestra los detalles principales de la construcción y armado del aparato (9).

Este método se emplea para medir la descarga de una bomba centrífuga de turbina. El orificio consiste en una abertura circular que se hace en una placa de acero. La placa se fija a una corona de acero que posteriormente se coloca en el extremo exterior de la tubería de descarga de la bomba, de modo que quede centrada en ésta. El extremo del tubo se corta a escuadra para que la placa quede en posición vertical.

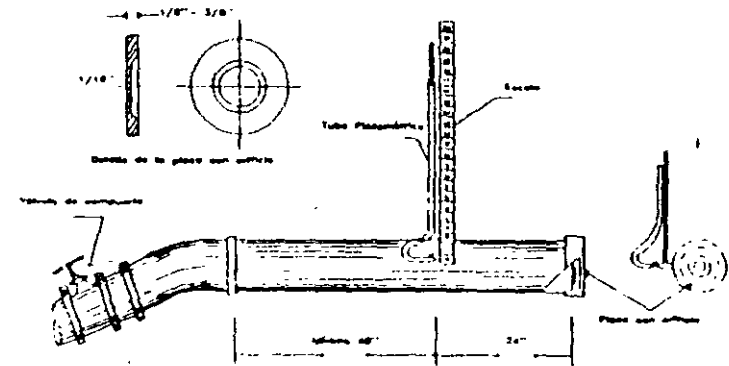


Figura 7.7 Medición de caudales. Orificio circular calibrado.

Para medir la carga de presión dentro de la tubería de descarga, se instala, en el orificio ubicado a 2 pies de la descarga (ver figura), un piezómetro. Éste es un tubo de plástico o hule de 1.2 a 1.5 m de longitud al cual se le inserta un tubo de vidrio en su extremo exterior. La elevación del agua en el piezómetro representa la carga de presión del agua cuando fluye a través del orificio de salida. La magnitud de ésta se mide con una escala graduada. El caudal que pasa por el orificio calibrado se calcula con la fórmula (9)

$$Q = K A (2gh)^{1/2}$$

si el gasto  $Q$  se expresa en  $m^3/s$  el área  $A$ , la aceleración de la gravedad  $g$  y la altura piezométrica  $h$  se expresan respectivamente en metros cuadrados, metros por segundo al cuadrado y metros. El factor de descarga  $K$  es función de la relación existente entre el diámetro del orificio y el diámetro de la tubería, tal como se muestra en la figura 7.8 (9). Para garantizar la calidad de las mediciones a efectuar, deberán ser observadas las siguientes restricciones:

El diámetro del orificio debe ser menor que 0.8 del diámetro interior de la tubería, para evi-

tar imprecisiones en la determinación del coeficiente K.

El tubo piezométrico debe estar completamente libre de obstrucciones y de burbujas de aire al hacer las mediciones

Las mediciones de caudal hechas con orificio calibrado, de acuerdo con la Universidad de Purdue, tienen un margen de error de 2%, cuando se realizan con el instrumento adecuado y se efectúan correctamente (9).

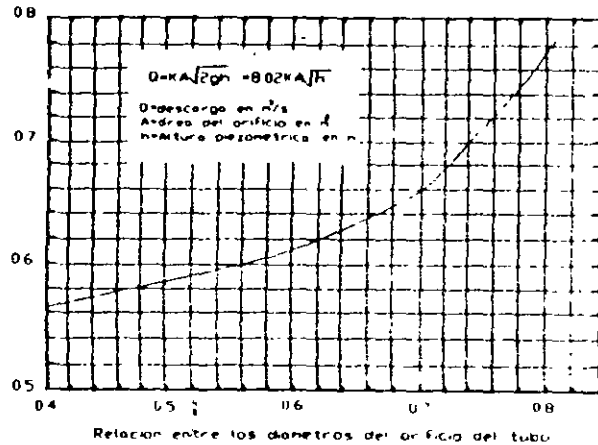


Figura 7.8 Valores que toma el factor de descarga K

#### Métodos indirectos de determinación de extracciones

Cuando no es posible la ejecución de mediciones, o no se cuenta con determinaciones del caudal producido por un pozo, es necesario recurrir a la cuantificación aproximada de los caudales de extracción. Tomando como base el censo de aprovechamientos de agua subterránea, se hace una selección de aquellos pozos que por las características de su equipo de bombeo o de su régimen de operación, tengan influencia significativa en el volumen total de extracción. Según el uso al que se destinan, se elegirá la forma más conveniente de estimar el caudal extraído.

Para pozos de uso agrícola, la estimación puede hacerse en base a caudales y tiempo de operación, o bien, conocido el tipo de cultivo, mediante la determinación de la lámina y la superficie de riego (punto 1.5). Para el caso de pozos equipados con motores eléctricos, el tiempo de operación puede ser obtenido a partir de los registros de consumo de energía.

Si el pozo es de uso público urbano, su extracción puede estimarse en base a caudal y tiempo de operación, o bien, mediante la dotación y el número de habitantes servidos

Si es de uso industrial, la estimación puede hacerse al definir el caudal y el tiempo de operación o determinando los factores de consumo, de acuerdo al tipo de industria.

En los pozos cuya extracción individual sea poco significativa, se estimará globalmente el volumen de extracción, obteniendo el volumen total extraído en la zona de estudio, en el año fiscal. Posteriormente, se hará su distribución por usos

#### 7.7 BALANCE DE AGUAS SUBTERRANEAS

Prácticamente toda el agua subterránea tiene su origen en la precipitación y en los escurrimientos superficiales. En forma natural, el agua se recarga como resultado de la precipitación sobre suelos y rocas permeables y por infiltración en cauces naturales y en los vasos de lagos y presas. Las aguas infiltradas en el subsuelo no permanecen estáticas, parcialmente retornan a la atmósfera por evaporación, o bien, emergen a la superficie del suelo como manantiales, aportando el gasto base de escurrimientos perenes o, al encontrarse almacenadas en acuíferos costeros, descargan sus excedentes directamente al mar. Artificialmente, la recarga al subsuelo puede ser producida por infiltración en canales de riego, sobremiego de terrenos agrícolas y otros métodos aplicados expresamente para incrementarlas. El balance hidrológico de una cuenca subterránea puede ser expresado de manera semejante al principio de conservación de la masa o ecuación de continuidad (punto 2.10). Para un intervalo de tiempo determinado la ecuación de continuidad se expresa en la forma

$$\text{Entradas} - \text{Salidas} = \text{Cambio en el almacenamiento}$$

$$E - S = \Delta V \quad (7.14)$$

Las dimensiones de la ecuación (7.14) son las de volumen, es decir, longitud al cubo (L<sup>3</sup>). Si las entradas son mayores que las salidas se almacena agua en el acuífero y por lo tanto  $\Delta V$  conserva su signo positivo. Si las salidas son de mayor magnitud que las entradas, se mina el acuífero y  $\Delta V$  toma el signo negativo. El cambio en el almacenamiento en un acuífero, para un intervalo de tiempo  $\Delta t$  determinado, puede ser valuado mediante la ecuación

$$\Delta V = S A \Delta h \quad (7.15)$$

en donde S es el coeficiente de almacenaje, A el área del acuífero y  $\Delta h$  la variación de la carga hidráulica. En (7.15) se tienen las mismas dimensiones que en (7.14), longitud al cubo (L<sup>3</sup>). La ecuación de balance (7.14) puede ser planteada de muy diferentes formas, dependiendo de cuales son las componentes importantes de las entradas y las salidas. Entre éstas pueden ser citadas las siguientes (no están incluidas todas las posibles):

de 90 m., origina un embalse de más de 20 km. de largo, y al elevarse el nivel del agua aparecieron numerosos manantiales, uno en la parte opuesta de la presa con más de 3 m<sup>3</sup>/seg. Este embalse, que no fue construido por técnicos españoles, tiene su presa apoyada sobre unas calizas dolomíticas del Jurásico, carbonatadas, y cuyo afloramiento se extiende sobre más de 3 km. en cada orilla del embalse.

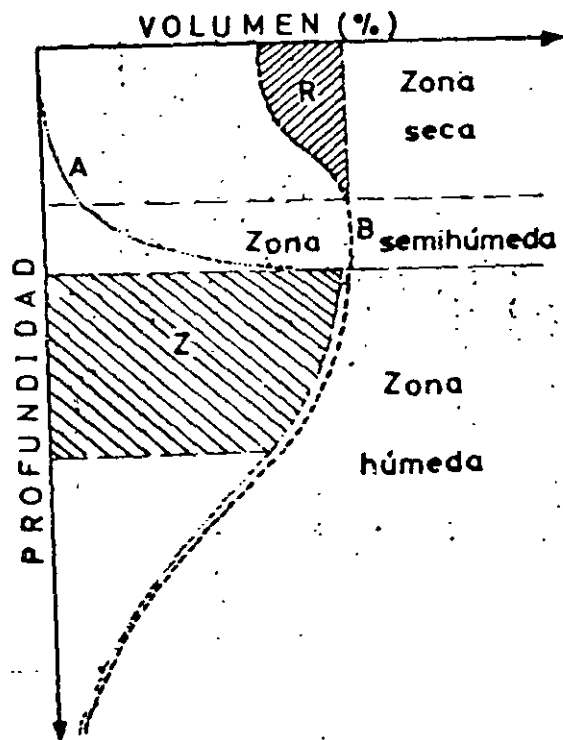


Fig. XVI.4. — Causas de la limitación de la zona de máximo rendimiento. A. Por ciento de agua en el Karst; B. Por ciento de cavidades del Karst; R. Reducción de volumen por fosilización y reconstrucción; Z. Zona de máxima probabilidad de éxito en sondeos (Sanchez de la Torre, Aguada Villar y Braso Romero).

Otros ejemplos de grandes pérdidas de agua sobre embalses a través del Karst los tenemos en Modre Jaque (Andalucía), Saint-Guilhem-le-Désert (Francia), Kentucky Dam (Estados Unidos) y muchos otros.

El estudio de gargantas y cañones en calizas se ha realizado también para intentar establecer presas para pequeños saltos de agua, sobre todo en países deficitarios en energía hidroeléctrica.

El problema fundamental es determinar los posibles puntos de pérdida en el embalse formado por la presa, así como la nueva circulación subterránea que se va

a establecer como consecuencia de la elevación del nivel del agua en la superficie. En Francia se han realizado numerosos estudios de este tipo en el Jura, Alpes y Provenza con objeto de evitar gran parte de los riesgos económicos en estas obras de ingeniería.

Lugeon (1933) resalta la importancia del estudio del estado evolutivo de las cavidades. Durante la elección del lugar de establecimiento de una presa de embalse en el alto Ródano francés, indicó la presencia de galerías y sumideros en la caliza a bastante profundidad bajo el lecho fluvial. Algunas galerías estaban abiertas mientras que otras se encontraban ya parcialmente fosilizadas por un relleno arenoso-arcilloso indicando un episodio fluvial hipogeo.

## XVI.3. — APLICACIONES EN GEOTECNIA Y ASPECTOS HUMANOS

### 3.1. Problemas en obras públicas y geotecnia.

Los estudios geoespeleológicos permiten realizaciones prácticas de interés considerable. La posibilidad de penetrar en profundidad en el subsuelo es en parte equivalente a un costoso sondeo de reconocimiento, con la ventaja de poder observar directamente los afloramientos sin necesidad de tener que interpretar los testigos o diapos de la perforación, sin embargo, como las galerías se desarrollan sobre la misma litología, las interpretaciones tectónicas y estratigráficas llegan rápidamente a un límite.

Durante la realización de túneles, galerías de minas, cimentaciones, etc., es frecuente cortar niveles calizos carbonatados, por lo que los problemas fundamentales son de dos tipos: la inundación de la obra y la disminución de caudal, o desaparición total en algunos manantiales cársticos.

La Sociedad Nacional de los Ferrocarriles Franceses ha realizado numerosos estudios de hidrogeología cárstica para determinar la circulación subterránea con objeto de evitar riesgos de inundaciones o hundimientos en terrenos calizos o de yesos atravesados por túneles.

Muy frecuentemente la intersección de un túnel con un conducto cárstico puede hacer algún manantial, que caso de utilizarse provoca grandes daños económicos. La unión artificial del conducto es una solución frecuente, así como el cierre hermético del conducto accionado para que el agua busque conductos a otros niveles, que si el aparato cárstico no es muy complejo irá nuevamente al antiguo punto de emergencia.

La carbonatización implica una disminución de masa, y por lo tanto, de densidad en las regiones calizas, por lo que pueden aparecer problemas mecánicos de resistencia del subsuelo a la presión de carga. Esto da lugar a un necesario estudio hidrogeológico en las obras y cimentación que impliquen existencia de fuertes presiones de carga.

Un estudio geoespeleológico puede a veces utilizarse para acortar itinerarios de vías públicas al poder trazarse por pasos subterráneos de origen cárstico.

Mediante arreglos de pequeño costo se han utilizado conductos cársticos en la carretera nacional 119 francesa, en la gruta del Mas d'Azil, en Ariège, donde la carretera sigue la totalidad de una galería del Arico. En Cerdeña, una carretera local sigue por la gruta de Domauonova, y un caso similar existe en la gruta de Jenolan, en Australia.

Finalmente, las corrientes de agua del Karst pueden recorrer en la alta montaña fuertes desniveles, por lo que llega a utilizarse su energía potencial en forma de saltos de agua para la producción de energía hidroeléctrica, como ocurre en la sima de la Piedra de San Martín. Otra posibilidad utilizada en algunas ocasiones es obligar la emergencia del agua cárstica sobre un punto elevado de una ladera, realizándose el salto de agua normalmente sobre la superficie.

### 3.2. Aplicaciones a problemas humanos.

La Geoespeleología enlaza con la Prehistoria, puesto que las cavernas sirvieron de habitación al hombre y en ellas se acumularon productos de su industria e incluso sus propios restos. Su estudio aporta importantes datos para el conocimiento de las primeras etapas de la civilización humana, así como datos paleontológicos de tiempos recientes.

Muchas galerías cársticas se utilizan como cava en procesos de envejecimiento de vinos, en el cultivo del champiñón o para la fermentación y elaboración de algunos quesos, como el Roquefort, Cabrales, etc., aprovechando algunas de las propiedades climáticas y microbiológicas del Karst.

Es necesario tener en cuenta el alto valor turístico que tienen algunas regiones cársticas por la presencia de galerías y cavidades con formas de gran vistosidad. En España existe gran número de ellas muy visitadas, como las del Drach, Nerja, Valporquero, etc., al igual que existen en otros países.

Otras grutas tienen un alto valor humano al ser objeto de veneración religiosa, como las de Lourdes, Covadonga, ocurriendo lo mismo bajo otras religiones en Indonesia, China, América del Norte y distintas regiones del mundo.

Finalmente, las grutas con restos arqueológicos o pictóricos son reliquias artísticas, vestigios de épocas en que el hombre se refugió al amparo del Karst, donde en la actualidad llegan a presentarse problemas de conservación por la complicada meteorología y microbiología hipogea acrecentada por el aumento en visitantes que originan desajustes en las condiciones físico-químicas interiores.

En las épocas de guerra las cavernas se utilizan ampliamente como abrigo y refugio del hombre, tanto combatientes como civiles. En la segunda guerra mundial, el maquis de la Europa mediterránea vivió y utilizó como base de operaciones el Karst, mientras que los ocupantes de los distintos territorios lo usaban a su vez como depósitos de municiones, talleres o lugares de alta protección.

En la actualidad los estados mayores de casi todo el mundo han considerado su inventario espeleológico ante la posibilidad de una nueva guerra mundial, con objeto de, en caso necesario, instalar, hospitales, refugios, fábricas, etc., en cavidades cársticas protegidas de las explosiones atómicas.

## XVII.4.—ASPECTOS MINEROS DE LA HIDROGEOLOGIA CARSTICA

Los conductos cársticos y su estudio presentan un gran interés para el geólogo de minas por muchos aspectos. Los filones que encajan en una masa caliza pueden ser atravesados por las galerías, y es posible observar el filón en un afloramiento profundo. La circulación del agua da una posibilidad de contaminación con los lones más móviles del mineral, lo que permite la utilización de la prospección geoquímica sobre el agua cárstica como método de prospección de yacimientos.

El relleno de las cavidades del Karst es a veces objeto de explotación de alto rendimiento económico. Se han citado ya en capítulos anteriores, al hablar del paleokarst, rellenos de fosforitas y fosfatos, resultado de precipitaciones bioquímicas o de acumulación de restos orgánicos, y las bauxitas, que están en gran parte relacionadas con rellenos cársticos bajo unas condiciones climáticas determinadas. Otros productos orgánicos, como el guano de murciélagos, muy rico en nitratos y usado como abono agrícola, es otro producto que se extrae del Karst.

Entre los minerales metálicos, los más frecuentemente relacionados con el Karst son depósitos secundarios de óxidos de hierro y de manganeso, aun cuando se han encontrado rellenos cársticos relacionados con procesos termales, con sulfuros metálicos, fluorita, etc., Ostrowick (1953), Llopis Lladó (1958), Martínez Alvarez (1960) (Fig. XVI.5).

Finalmente, hemos de indicar que se han llegado a explotar con fines comerciales algunas cavidades utilizando los depósitos litoquímicos, coladas, concreciones estalagmíticas, columnas, etc., para decorar jardines, grutas artificiales, o mediante corte, transformarlas en placas y losas para revestimiento de suelos.

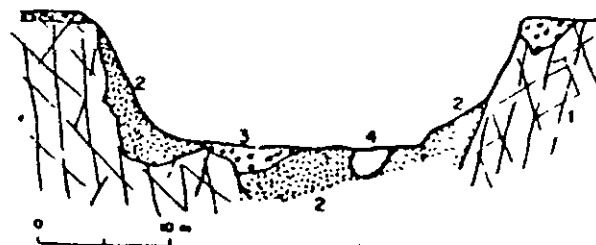


Fig. XVI.5 - Sección de una forma de absorción fosilizada. Relleno relacionado con la presencia de sulfuros metálicos. 1. Caliza de montaña. 2. Arcilla rojo-pardusca con concreciones ferríferas. 3. Conglomerados caudatosos. 4. Zona de la marcasita (Martínez Alvarez, 1960)

## XVII.5.—PROBLEMAS DE PROSPECCION DE CONDUCTOS, GALERIAS Y AGUAS CARSTICAS SUBTERRANEAS

Realmente no se ha descubierto ninguna caverna de interés artístico mediante procesos de investigación, todas han sido descubiertas en forma casual.

Sin embargo, hemos visto en los capítulos anteriores las leyes y reglas por las que se esbozan la red de conductos del Karst y su evolución. La aplicación de estos conocimientos a la identificación y determinación de conductos subterráneos forman la prospección cárstica (Fig. XVI.6).

La caverna no se puede separar de la masa rocosa en que se ha excavado, puesto que sus características petrográficas, su estructura y sus relaciones con los demás elementos de la corteza terrestre han tenido una gran influencia en la génesis, evolución y morfología de la cueva, de modo que la Geoespeleología se encuentra íntimamente ligada a la Geología hasta el extremo de ser totalmente imposible conocer a fondo una caverna sin conocer su situación con la geología exterior. Sin dudas de ningún tipo, el estudio espeleológico comienza por e

dimiento de la geología externa, es decir, la Espeleología empieza fuera de la cueva.

De todas estas consideraciones se deduce que el estudio de las cavernas es complejo y que para abordarlo se necesita de un bagaje científico de cierta consideración. Si a esto se añade que todavía pueden estudiarse otras particularidades, como el microclima reinante, es decir, una verdadera Meteorología subterránea, las características de la sedimentación u otros aspectos de detalle, fácil es comprender que además se requiere una especialización que exige una labor de equipo. El

NW.

SE.

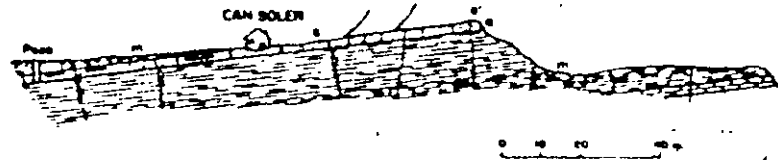


Fig. XVI-6.—Corte hidrogeológico del pozo de Can Soles (Sierra de Berti, Hungría). La superficie libre colectoría (S-S) del nivel de areniscas (a), es reducida, pero tiene la suficiente potencia y inclinación para ser rentable, al pasar lateralmente a margas, hacia el W., pierde su importancia, a este hecho se debe la pobreza de recursos hídricos.

estudio no lo hace, pues, un solo hombre más que excepcionalmente y en el caso de cavidades de poco desarrollo topográfico, puesto que normalmente se requiere un grupo perfectamente organizado, formado por elementos capaces de desempeñar una misión determinada y dirigidos por una persona encargada de coordinar y sintetizar todas las observaciones.

El estudio de una caverna desconocida debe hacerse forzosamente por lo menos en dos etapas, en la primera penetrará un equipo explorador, de cabeza de "punta", encargado de reconocer el camino, segundo de otro equipo topográfico que irá levantando plano y secciones; un tercer equipo comenzará las observaciones científicas. Una vez levantado y dibujado el plano y conocida, por lo tanto, en su totalidad la topografía de la cueva, penetrará de nuevo el tercer equipo para completar sus observaciones y realizar el estudio geológico y biológico de la cavidad.

En general, el conocimiento de una caverna aislada tiene solo un valor muy local, el verdadero interés lo presenta el estudio de una serie de cavidades de la misma región y sus relaciones con la Morfología y Geología regionales, en este último caso tendremos una verdadera monografía espeleológica, de la que nos ha dado magníficos ejemplos la escuela italiana.

Lattman y Parizek (1964) resaltan la utilización de los mapas de iso fracturación obtenidos a partir de fotografías aéreas, así como las trazas de fracturas visibles o interpretadas en las fotos aéreas a partir de distintos tipos de claves, puesto que implican una mayor posibilidad de existencia de agua subterránea acumulada. Los trazos de fracturas reflejan concentraciones de fracturas profundas y son una guía útil en la localización de zonas de mayor alteración por disolución y de mayor permeabilidad.

Ya el padre Carvallo en un trabajo de divulgación publicado en la revista "Minería y Metalurgia", resalta el papel que las fallas han desempeñado en la mayoría de las cavernas conocidas.

Los trazadores son muy utilizados para seguir el trayecto de las aguas subterráneas, así como para determinar los caudales de las mismas en forma de sales, colorantes y radiactivos.

Además de seguir el trayecto de las aguas subterráneas y medir los caudales de una corriente, los trazadores nos dan la posibilidad de determinar la velocidad de escurrimiento, y si se conoce el gradiente hidráulico, la permeabilidad. Esta última, sin embargo, no se calcula nada más que sobre cortas distancias.

Los trazadores colorantes tienen la ventaja de que su presencia se manifiesta naturalmente, sin necesidad de realizar con la muestra ninguna manipulación especial, aunque hay que lograr la concentración mínima para que sea perceptible a simple vista, lo que trae como inconveniente (igual que les ocurre a las sales) que cuando los caudales son un poco importantes hay que manejar grandes volúmenes de trazador.

El trazador radiactivo no se puede utilizar si no es por personal especializado. Tiene, entre otras, la ventaja de que con pequeñísimas cantidades se puede realizar la experiencia con grandes caudales de agua y, además, escogiendo convenientemente el trazador se pueden estudiar largos trayectos. Por otra parte, entre los trazadores radiactivos disponemos de una gran gama con distintos períodos, que van de minutos a años.

La prospección geofísica no ha dedicado muchos esfuerzos a la identificación de conductos cársticos, sin embargo, son frecuentes interpretaciones de anomalías mediante regiones carstificadas. Chico (1964) describe una técnica de prospección gravimétrica para galerías subterráneas utilizando la anomalía originada por el defecto de masa en el Karst. La capacidad de detección de una galería está relacionada con su tamaño y profundidad en el subsuelo.

Todas estas aplicaciones de la Espeleología justifican sobradamente el impulso y protección oficial que desde hace ya casi un siglo se ha dado a esta disciplina en casi todos los países de Europa. En España, en cambio, ha permanecido casi siempre postergada u olvidada, mantenida no obstante al calor de determinados organismos que con mercedos medios y sobrado entusiasmo han mantenido esta ciencia a la altura de los demás países.

## BIBLIOGRAFIA

- BURDON, D. J. y SAFADI, C.—(1963). "Basel-ain. The Great karst Spring of Mesopotamia". Jour. Hydrol., 1, pp. 58-95.
- BURDON, D. J. y SAFADI, C.—(1964). "The karst Groundwaters of Syria". Jour. Hydrol., 2, pp. 324-347.
- CARVALLO, J.—(1956). "Geología y Espeleología. Procedimientos para descubrir las grandes cavernas". Minería y Metalurgia, pp. 33-35.
- CASTANY, G.—(1963). "Traité pratique des eaux souterraines". Dunod, París, 657 págs., 47 figs.
- CAVILLE, A.—(1964). "Observations sur l'évolution des grottes". Int. Journ. Spéleol., 1, pp. 71-100.
- CHICO, R. J.—(1964). "Detection of Caves of Gravimetry". Int. Journ. of Speleology, vol. 1, part. 1-2, pp. 101-108.



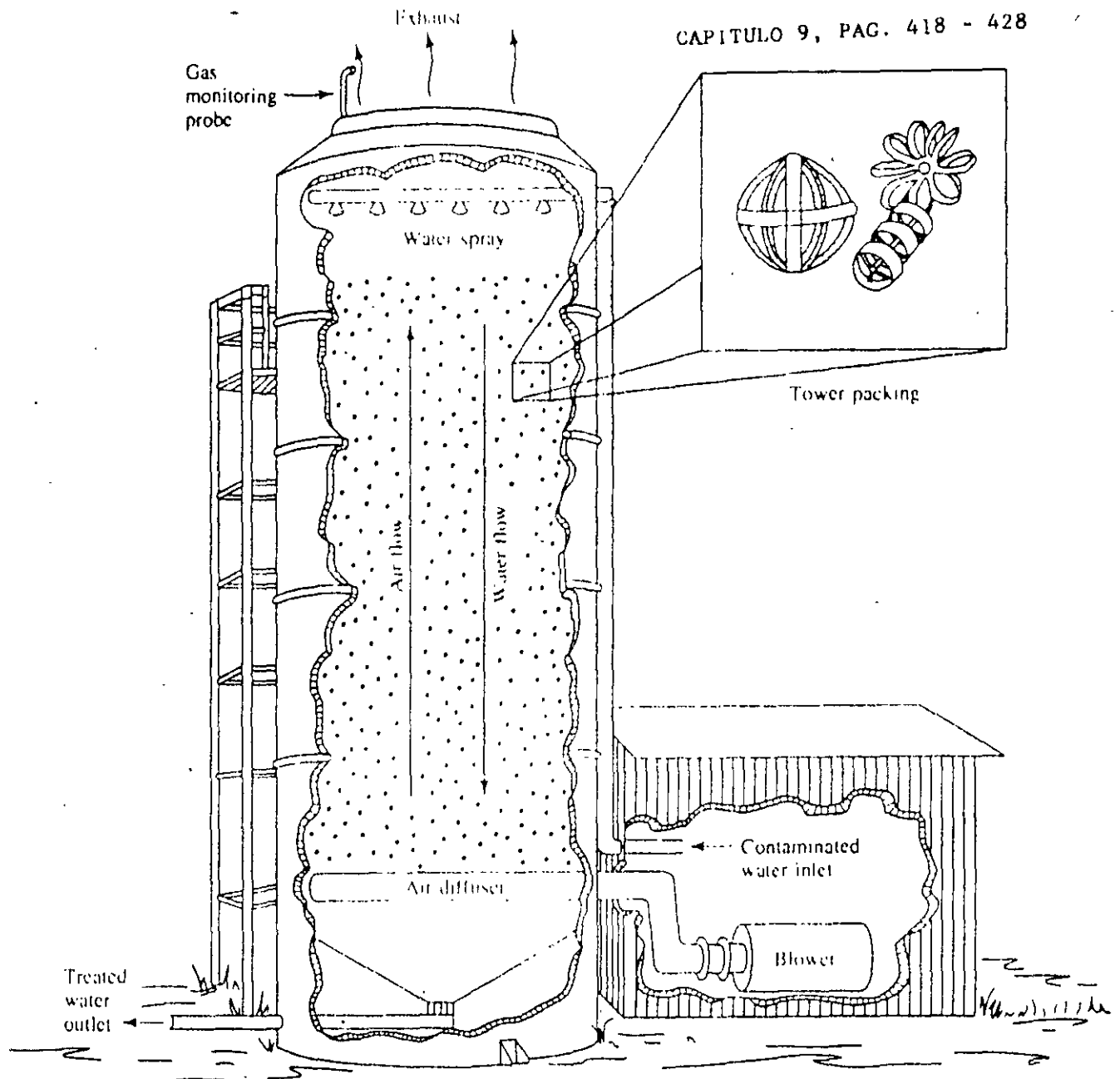


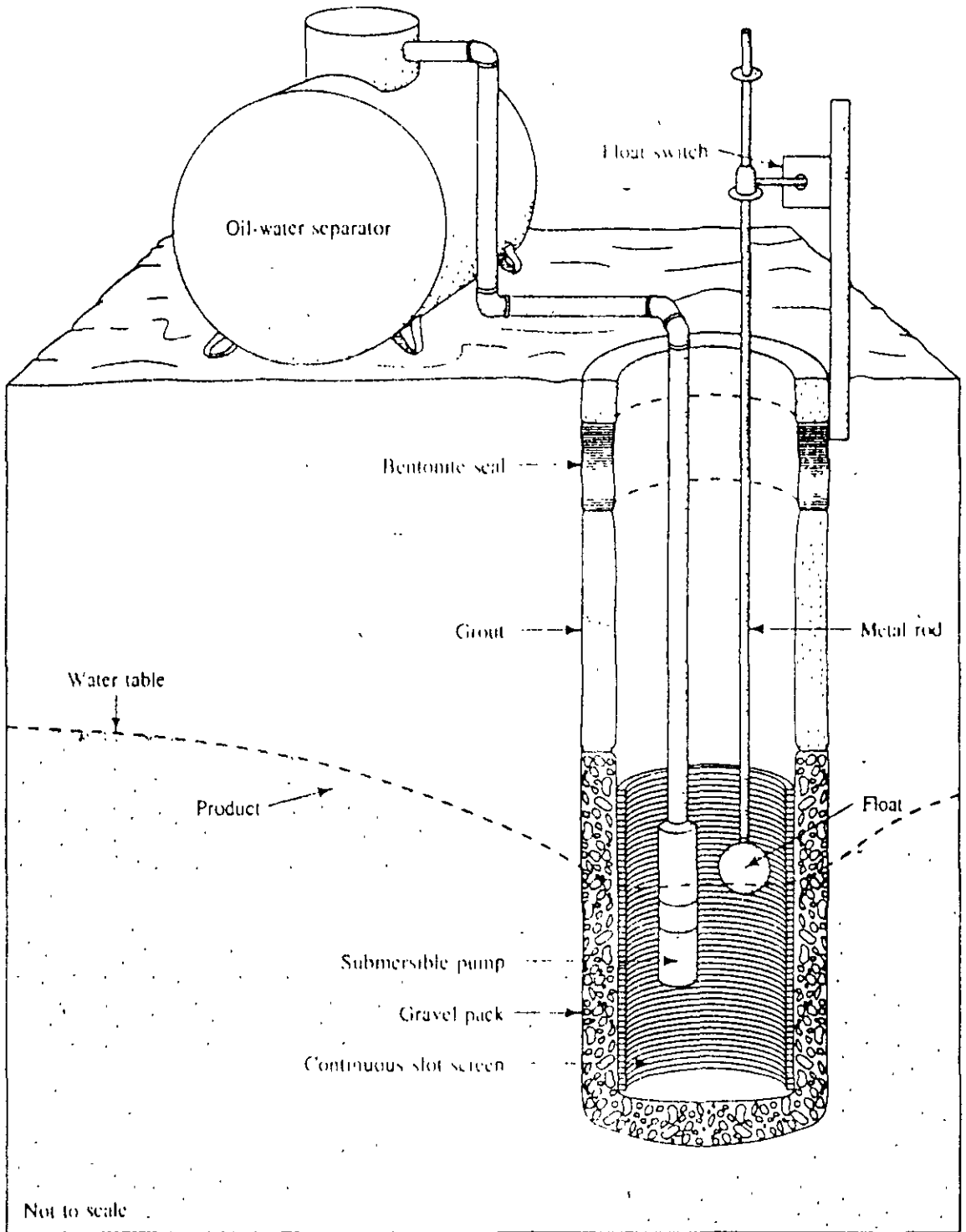
FIGURE 9.19 Design of an air-stripping tower.

## 9.5

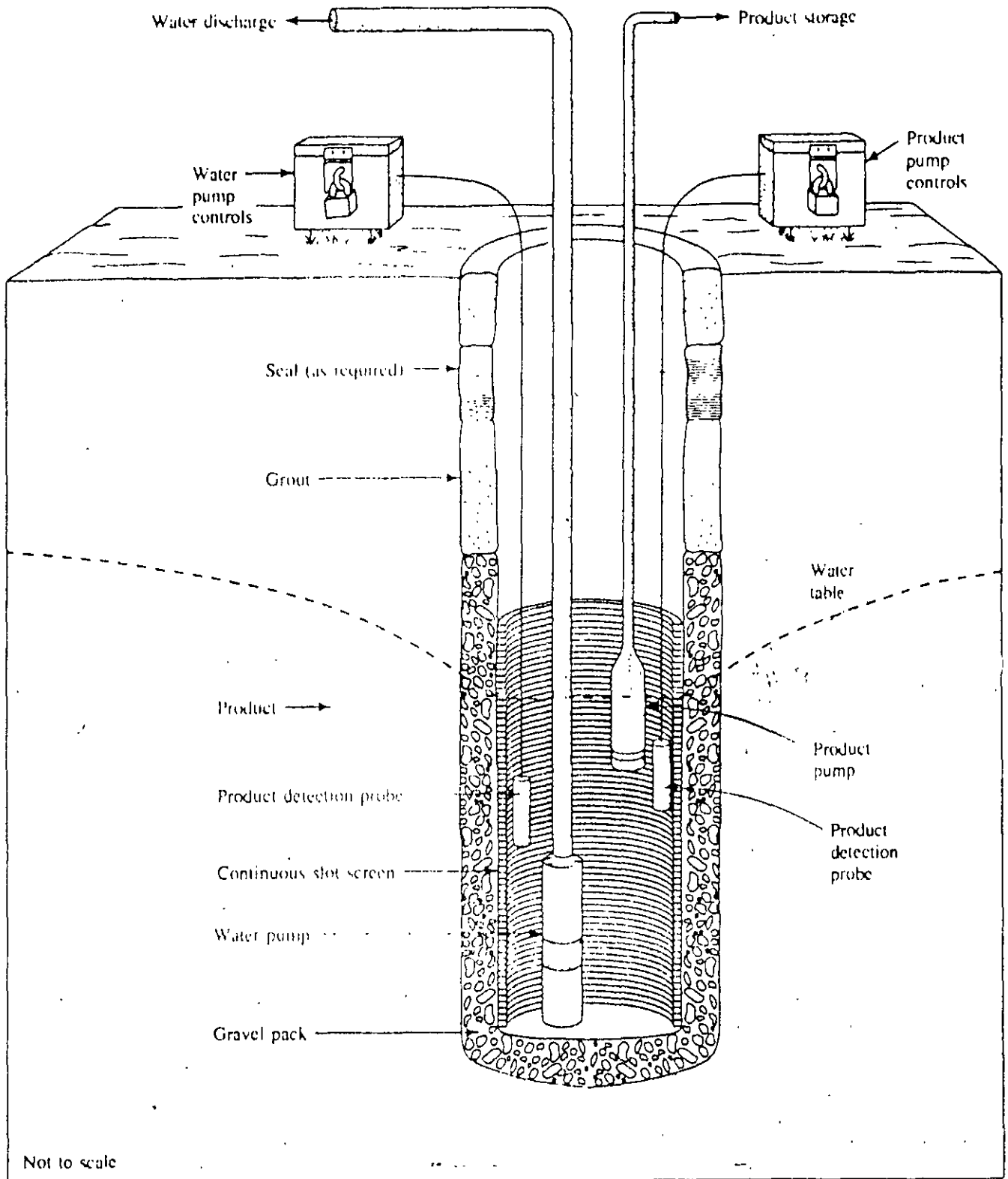
### Recovery of Nonaqueous Phase Liquids

If a mobile layer of a light nonaqueous phase liquid (LNAPL) has accumulated on the water table or the top of the capillary zone, it will flow in the direction in which the water table is sloping. The floating product can be recovered by depressing the water table with extraction wells or trenches. The product then flows to the well or trench, where it can be captured.

Figure 9.20 shows a simple recovery well for LNAPLs. The recovery well has continuously slotted screen, which extends from above the top of the floating product



**FIGURE 9.20** Single-pump system for recovery of light nonaqueous phase liquid. Source: S. B. Blake and R. W. Lewis, *Proceedings of the Second National Symposium on Aquifer Restoration and Ground Water Monitoring*, 1982, pp 69–76. National Water Well Association. Used with permission.



**FIGURE 9.21** Double-pump, single-well system for recovery of light nonaqueous phase liquid. Source: S. B. Blake and R. W. Lewis, *Proceedings of the Second National Symposium on Aquifer Restoration and Ground Water Monitoring*, 1982, pp. 69–76 National Water Well Association. Used with permission.

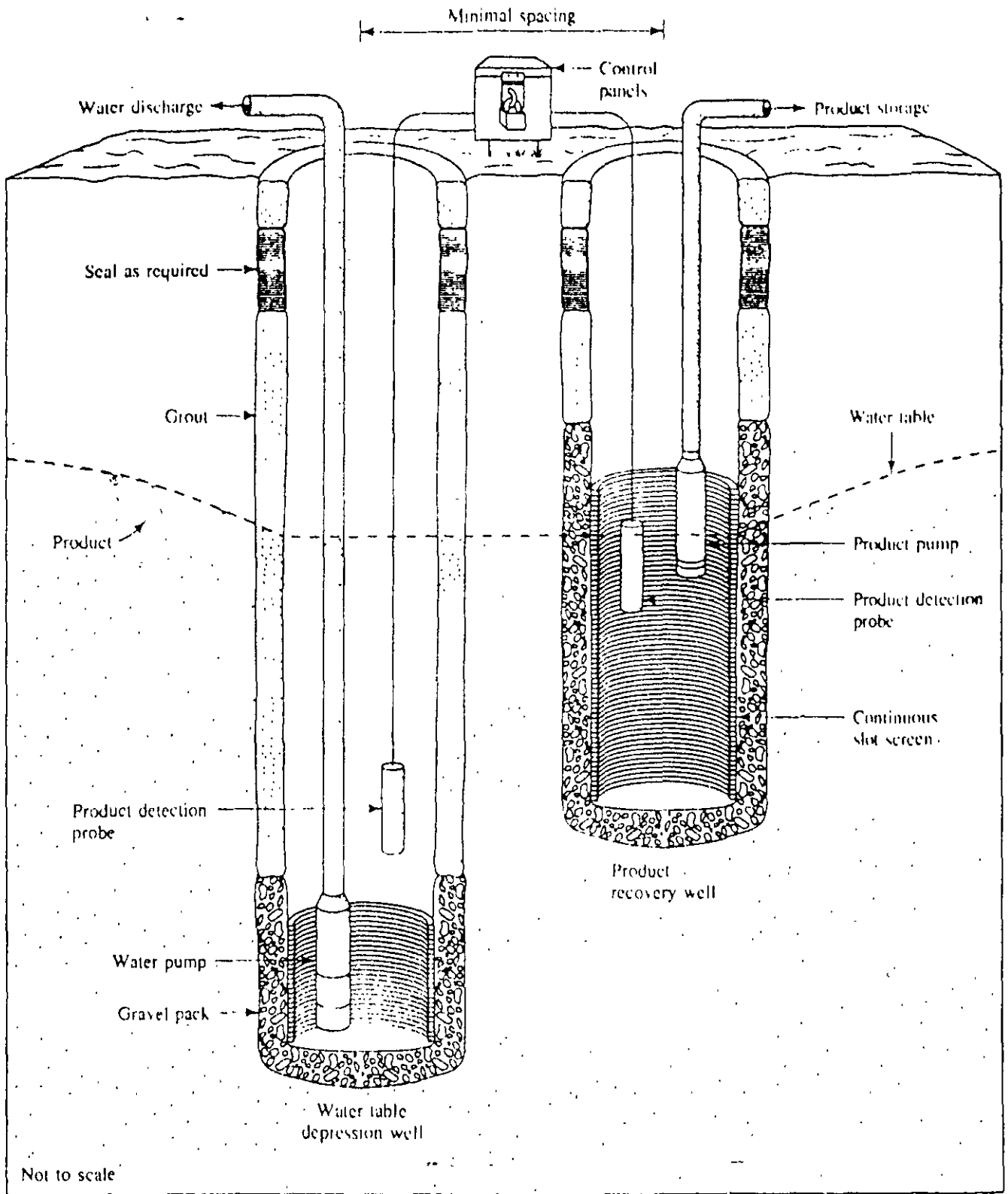
to below the planned drawdown of the water table. A single pump is positioned so that it can pump both water and the LNAPL. The pump is activated by a float switch set so that the pumping level is maintained close to the pump intake so that both water and LNAPL will be withdrawn. If a floating skimmer pump is used, the switch isn't needed. Such a system is relatively inexpensive and easy to operate. However, the pump may emulsify the water and oil, so that an oil-water separator is needed to recover the product (Blake and Lewis 1982). In addition, soluble organics may be introduced into the water during the mixing process. If this occurs, then the water may also need treatment. However, the water may already contain soluble organics from the floating product layer, so water treatment is already required.

Use of a two-pump system avoids the problem of the oil-water emulsion forming. A water pump is used to depress the water table. This is set some distance below the pumping water level. A product recovery pump set at the pumping level of the water table recovers the product in a condition allowing it to be sent directly to storage for later disposal. Two-pump systems can be installed in a single well (Figure 9.21). The casing and screen must have a large enough diameter to hold both pumps and some float switches. A continuous slot screen that extends from a point above the LNAPL layer to well below the water pumping level is used. The water pump is set near the bottom of the well. A product detection probe is located just above the water pump. If the product level drops to that depth, it is detected, and a signal is sent to shut down the water pump so that product is not drawn into the water pump. This isolates the water discharge so that it doesn't become contaminated with product. The product pump is located at the planned pumping level and has a switch activated by a product-detection probe to turn it on and off. The advantage of this system is that the water and LNAPL are not mixed. The recovered LNAPL can often be used, so some cost recovery is possible.

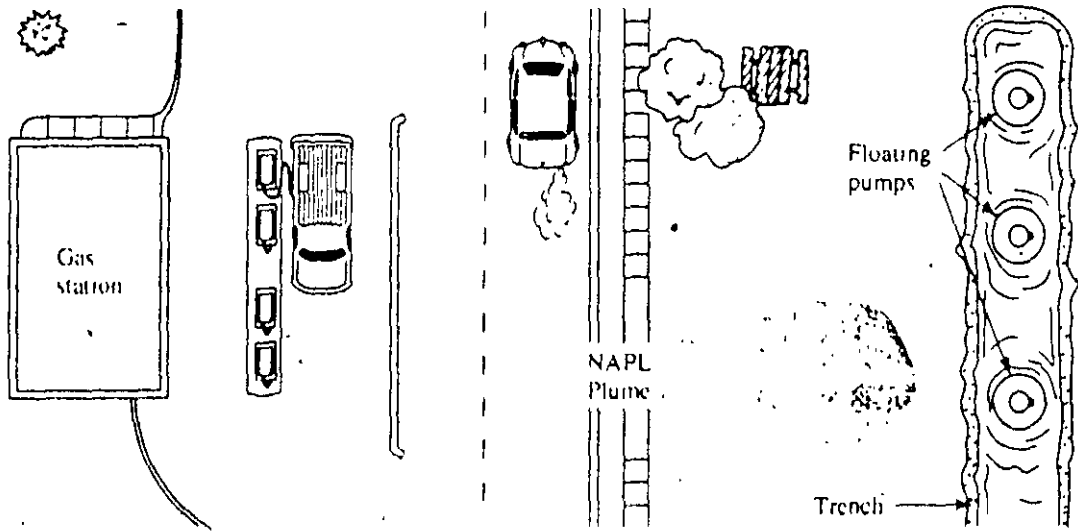
If wells already exist that are not suitable to hold two pumps—for example, their diameters are too small or the screen doesn't intercept the water table—then two pumps in two wells can be used. The deeper well, with a screen set below the water table, can be used as the extraction well to depress the water table. A second well for the product pump is constructed so that the screen extends from above the top of the product layer to below the pumping level (Figure 9.22). Product-detection probes are used to turn the pumps on and off.

Care needs to be taken when the product recovery wells are first installed to be sure the pumps are set at the proper elevation and pumping rate. It will take several days of adjustment to determine the stable pumping level and the proper setting of the product recovery pump. These systems can be set up to operate automatically and need only periodic checking to determine that the pumps and controls are still operating properly.

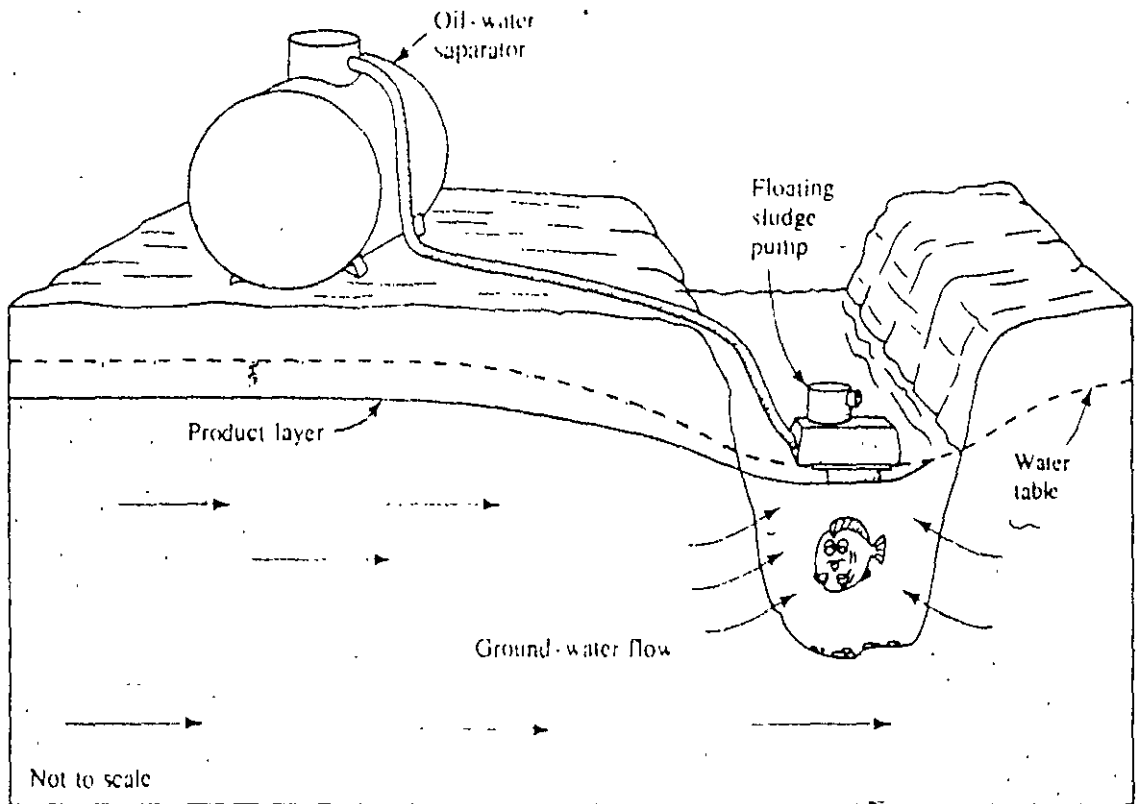
Skimming trenches can also be used to recover floating product. The trench is excavated to a depth below the water table and extends beyond the limits of the product plume. If possible, the trench should be down gradient from the plume so that a minimal amount of water needs to be withdrawn from the trench to capture the plume, as shown in Figure 9.23(a). Drawdown in the trench needs to be great enough to reverse the ground-water gradient on the down gradient side of the trench so that the floating product cannot flow out. A floating skimmer pump is used to lower the water table and remove



**FIGURE 9.22** Double-pump, double-well system for recovery of light nonaqueous phase liquid. Source: S. B. Blake and R. W. Lewis, *Proceedings of the Second National Symposium on Aquifer Restoration and Ground Water Monitoring*, 1982, pp. 69–76. National Water Well Association. Used with permission.



(a)



(b)

**FIGURE 9.23** (a) Location of an interceptor trench used to capture a floating plume of a light nonaqueous phase liquid. (b) Cross section of trench and floating pump to capture the floating product and depress the water table.

the product. The mixture of product and water is sent to an oil-water separator (Figure 9.23(b)).

Floating product can also be captured by buried drains. A trench is excavated below the lowest expected position of the water table at a location down gradient of the floating plume. Six inches of coarse stone is placed at the bottom of the trench and then a perforated plastic pipe is laid on the stone. The plastic material of the pipe must be compatible with the product to be recovered. The pipe drains into a sump, from which product and ground water are pumped for treatment. The fluid level in the sump is kept low enough that the water table falls to the elevation of the pipe, causing the product layer to drain into the pipe. This type of system can be installed in urban areas where an open trench would present a safety hazard. It can also be used with gasoline, which can present an explosion hazard. If gasoline is being recovered, explosion-proof pumps and motors must be used.

---

## 9.6 Removal of Leaking Underground Storage Tanks

Underground storage tanks have been used for many types of products, particularly petroleum distillates. The underground storage tank system consists of the tank, fittings, and piping to add product to the tank as well as to remove it. Leaks can develop either in the tank or in the associated fittings and pipes. Steel tanks can corrode to the point where holes develop. Fittings may not have been properly tightened when installed. Ruptures may develop due to settling, and the tank may simply overflow if it is overfilled. Leaky tanks are generally identified by means of a "tightness" test performed by a qualified contractor.

The remedy for an underground tank that is known or suspected of leaking is to remove it. The removal process is performed by a contractor, but the process should be monitored by an environmental professional. The following steps are taken in tank removal:

1. Notify the local fire marshal and obtain all necessary permits.
2. If the tank holds an unknown liquid, analyze the liquid to determine the U.S. EPA hazardous-waste classification of the contents. This should be the procedure at sites where the tanks have not been used for some time. If the tank is in use up to the point of abandonment, then the nature of the product is probably known.
3. Pump the product from the tank and properly dispose of it.
4. Remove any sludges from the tank and properly dispose of them.
5. Purge vapors from the tank using an inert gas such as carbon dioxide or nitrogen.
6. Steam-clean the interior of the tank to remove any toxic residue. Pump the water used in steam cleaning from the tank and properly dispose of it.
7. Remove the tank from the ground by excavating the overlying soil and lifting the tank with a backhoe or excavator.
8. Cut up the tank for scrap or otherwise dispose of it.
9. Examine soil underlying the tank for contamination. Visually inspect badly-contaminated soil for stains and/or a distinctive odor. Then use an organic-vapor analyzer to find other areas of less severe soil contamination.

10. Remove all contaminated soil. In some cases the soil may be disposed of at a landfill, where it can be used for daily cover material. Petroleum-contaminated soil can also be biologically treated by landfarming (Lynch and Genes 1989; Czarniecki 1989) or used in the manufacture of asphalt (Kosetecki Calabrese, and Fleischer 1989) and bituminous concrete (Eklund 1989).
11. Backfill the excavation with clean soil.
12. Complete all necessary reports and file them with the proper authorities.

Figure 9.24 shows a leaking underground storage tank being removed. This tank is still leaking, because the product wasn't removed before the tank was lifted from the excavation. This is an example of how not to "yank a tank."

If the contaminated soil extends to the water table, it is possible that ground water has become contaminated. If the tank held an LNAPL, then a floating product layer might have formed. If the tank held a DNAPL, then the DNAPL may have sunk into underlying aquifers. In either case, a ground water contamination investigation is needed. Different types of investigations are used for sites with LNAPL contamination than for those with DNAPL contamination, because the NAPLs behave differently in the subsurface.



**FIGURE 9.24** Removal of a leaking underground storage tank. Note the product pouring from holes in the tank! Photo credit: Kenneth Hawk.



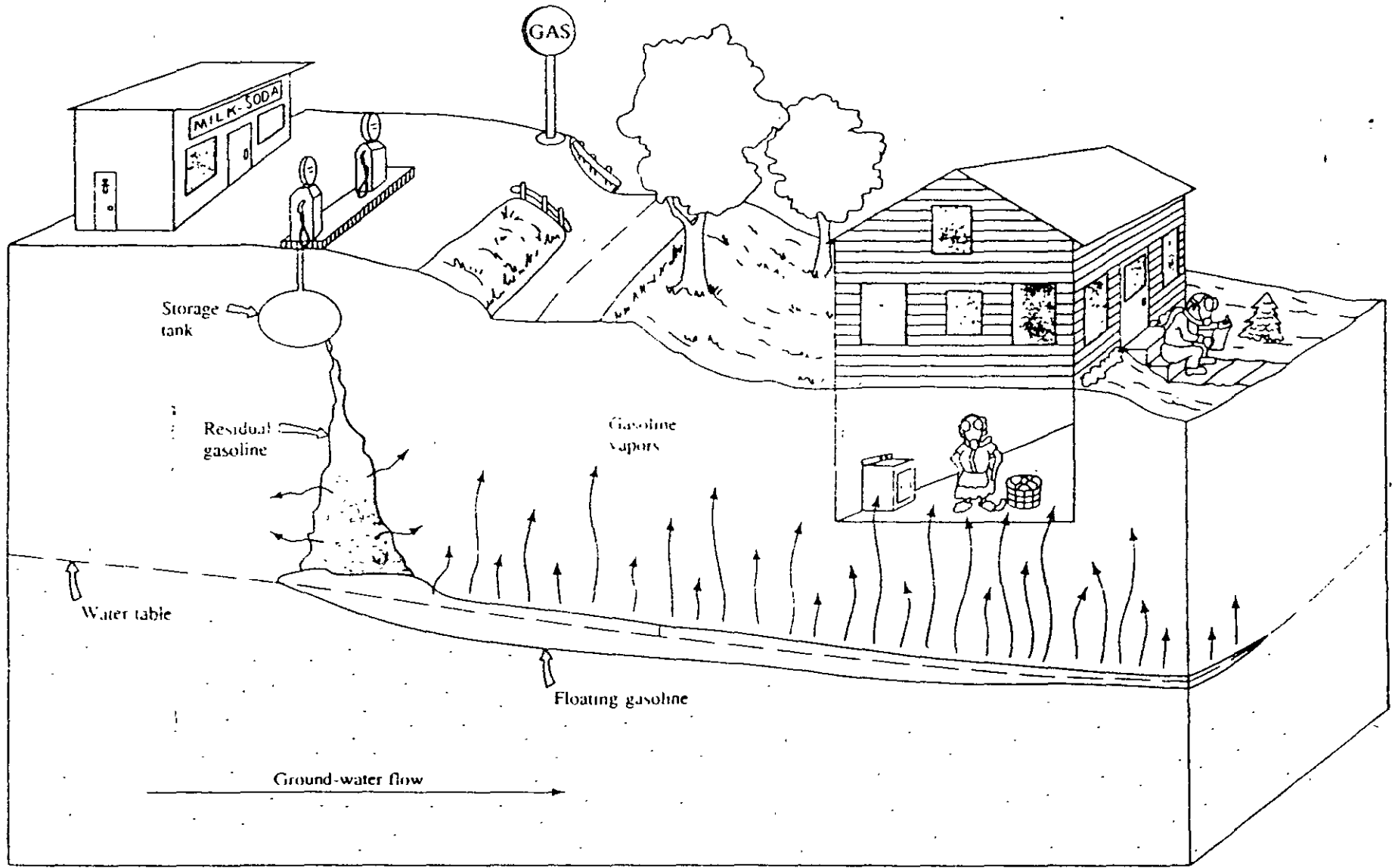
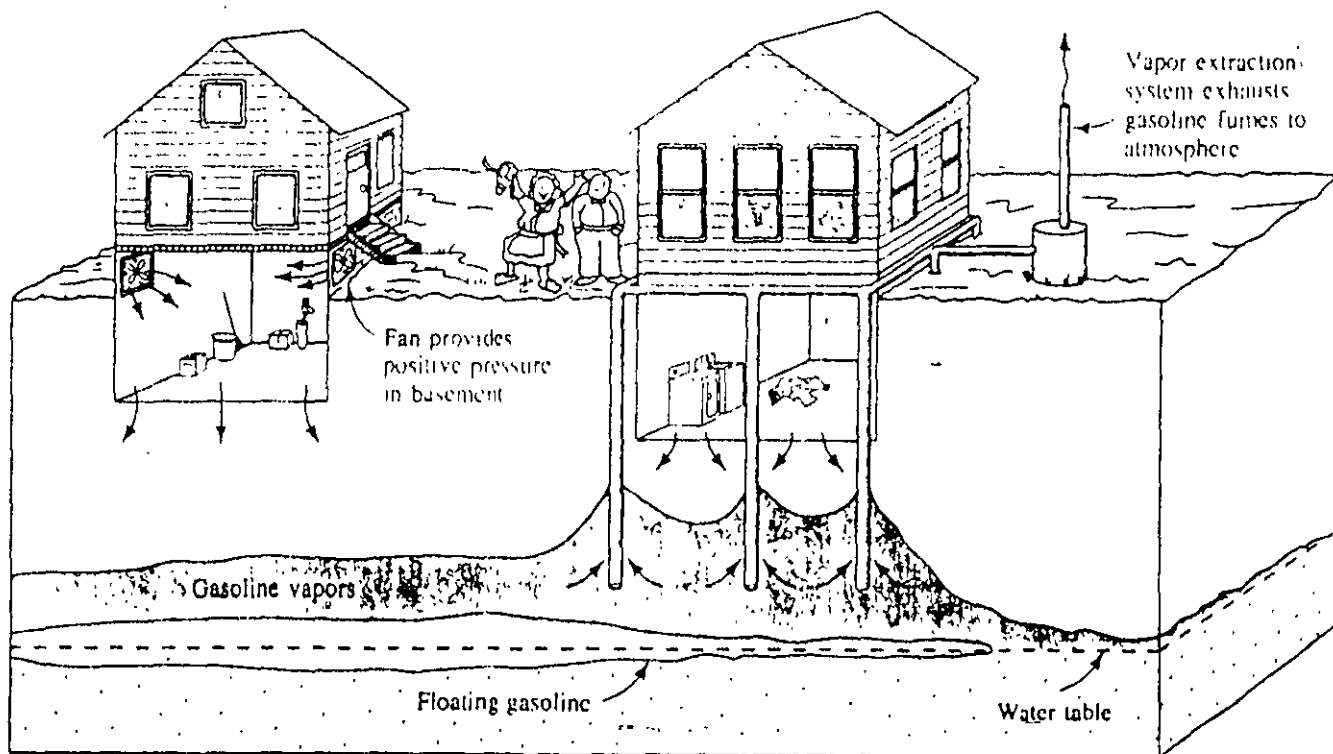


FIGURE 9.25 Release of organic vapors in vadose zone from residual saturation and floating product.

## 9.7 Soil-Vapor Extraction

Organic vapors are found in the unsaturated zone in association with spills and leaks of volatile organic compounds. When a volatile organic compound is discharged into the unsaturated zone, it will partition between the liquid and vapor state. Even if the soil absorbs all the spilled liquid before it reaches the water table, the vapors may migrate through the vadose zone. If there is a migrating plume of a mobile LNAPL that is volatile, then the LNAPL will continue to partition into the vapor phase, and the vadose zone above the plume will contain vapors (Figure 9.25). In addition, as the water table rises and falls with the floating-product layer, the product will be sorbed by the soil in a zone representing the annual cycle of water table rise and fall. The residual saturation in this zone will also contribute soil vapors.

Hydrocarbon vapors can migrate through the soil and accumulate in basements, where they can pose a threat of fire or explosion. Vapor control measures may be needed to prevent explosions. Such measures can be accomplished by installing wells in the vadose zone and pumping air and vapors from them (Figure 9.26). This will keep the vapors from migrating into the basement. Another tactic is to place a fan so that it blows air into a basement. This pressurizes the basement and keeps the organic vapors out.



**FIGURE 9.26** Control of organic vapors in the vadose zone. Source: Modified from M. J. O'Conner, J. G. Agar and R. D. King, *Proceedings of Conference on Petroleum Hydrocarbons and Organic Chemicals in Ground Water: Prevention, Detection and Restoration*, 1984, pp. 519–33. National Water Well Association. Used with permission.

The positive-pressure technique can't be used in climates where the outside air in the winter is below freezing; otherwise the cold air will freeze the pipes in the basemen.

Site remediation can also be accomplished with soil-vapor extraction. If residual organic compounds remain in the vadose zone, infiltrating precipitation will continue to dissolve them and carry them in solution to the water table. Rather than sealing the surface to prevent infiltration, soil vapor extraction can be used to remove the residual saturation of volatile organic compounds. Soil-vapor extraction can also be used to remove floating layers of very volatile hydrocarbons. Rather than the hydrocarbon being removed in liquid form, it is removed as a vapor through the vapor-extraction wells (Malot 1989; Trowbridge and Malot 1990).

Vapor-extraction systems can be constructed using wells in the vadose zone that are designed in much the same way as ground water wells. Wells would be used in areas where the depth to the water table is 10 ft or more deep. The wells contain a slotted plastic well screen. The wells will not be developed the way that water wells are, so the well screen is set in coarse gravel backfill for greatest air flow. The upper 5 ft or so of the well is solid plastic casing set in cement grout. It is important to seal the annular space so that the well doesn't just pull atmospheric air down the outside of the casing. A vapor-extraction well is designed to withdraw soil vapor from the vadose zone in a

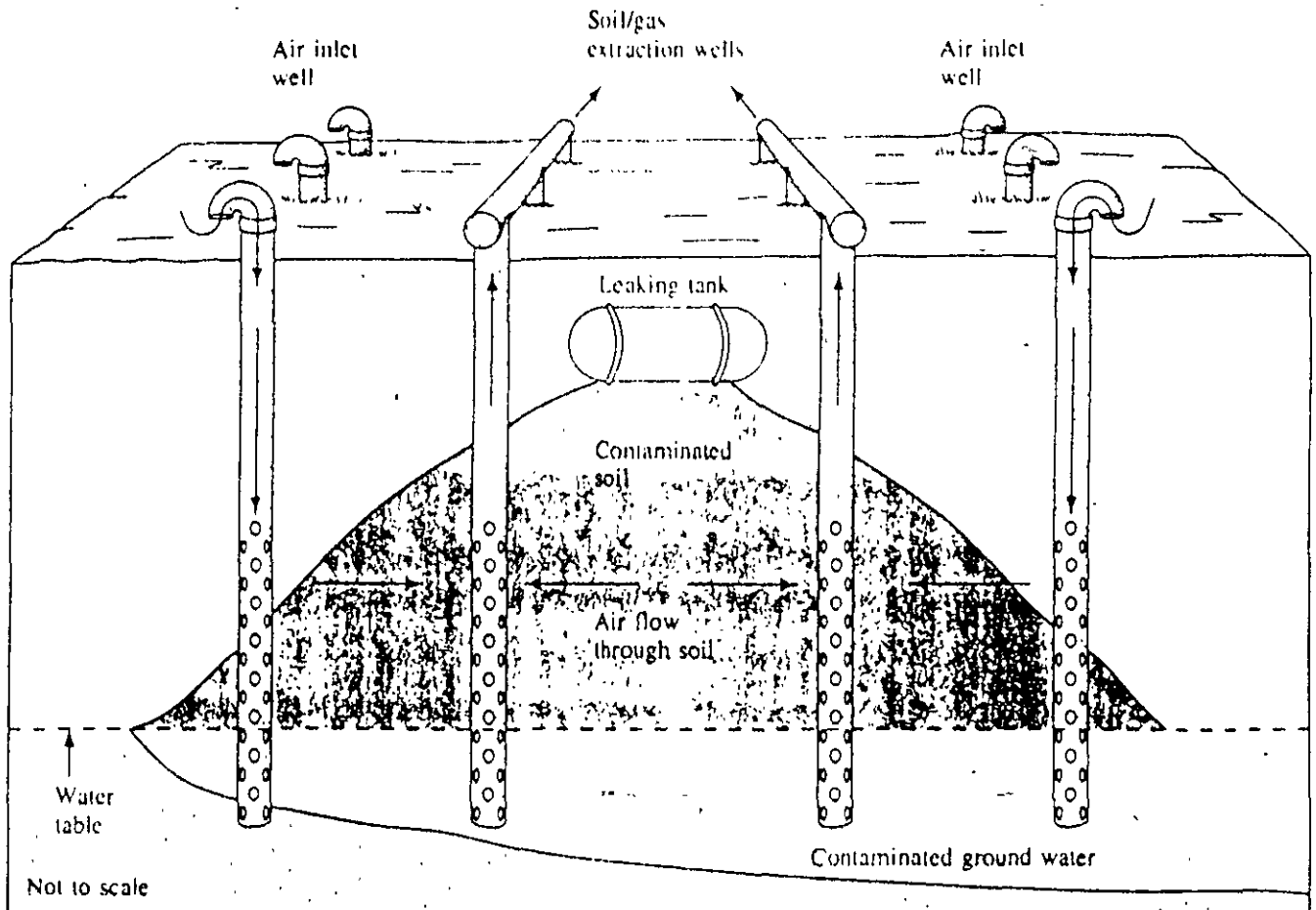


FIGURE 9.27 Soil-vapor extraction system consisting of vapor-extraction wells and air-vent wells.

APPLIED HYDROGEOLOGY

C.W. FETTER, Jr.

CAPITULO 4, PAG. 60 - 77

# Soil Moisture and Groundwater

---

chapter

# 4

## 4.1 POROSITY OF EARTH MATERIALS

---

At the time they are formed, some rocks contain void spaces while others are solid. Those rocks occurring near the surface of the earth are not totally solid. The physical and chemical weathering processes there continually decompose and disaggregate rock, thus creating voids. Slight movements of rock masses near the surface can cause rocks to crack or fracture. This also results in openings between rocks.

Sediments are assemblages of individual grains that were deposited by water, wind, ice, or gravity. There are openings called pore spaces between the sediment grains, so that sediments are not solid.

The cracks, voids, and pore spaces in earth materials are of great importance to hydrogeology. Groundwater and soil moisture occur in the voids in otherwise solid earth materials.

### 4.1.1 DEFINITION OF POROSITY

The porosity of earth materials is the percentage of the rock or soil that is void of material. It is defined mathematically by the equation

$$n = \frac{100V_v}{V} \quad (4-1)$$

where

$n$  is the porosity (percentage)

$V_v$  is the volume of void space in a unit volume of earth material

$V$  is the unit volume of earth material, including both voids and solids

Laboratory porosity is determined by taking a sample of known volume ( $V$ ). The sample is dried in an oven at 105° C until it reaches a constant weight. This expels moisture clinging to surfaces in the sample, but not water that is hydrated as a part of certain minerals. The dried sample is then submerged in a known volume of water and allowed to remain in a sealed

chamber until it is saturated. The volume of the voids ( $V_v$ ) is equal to the original water volume less the volume in the chamber after the saturated sample is removed. This method excludes pores not large enough to contain water molecules and those which are not interconnected.

Under field conditions, some of the water in the pore spaces is tightly held to the surfaces of the mineral grains by surface tension. This water will not move through the sample when pulled by gravitational forces. The **effective porosity** is the ratio of the void space through which flow can occur to the total volume. It can be found by taking a saturated sample, prepared as previously described, and allowing it to drain. The sample is weighed before and after saturation. Gravity drainage is a slow process: periods up to a year are necessary for complete drainage. During the drainage process, the sample must be kept in an atmosphere with 100 percent relative humidity to prevent evaporation. Following drainage, the sample is again weighed. The effective porosity is found from the equation

$$n_e = 100 \frac{W_s - W_i}{W_i - W_o} \times \frac{V_v}{V} \quad (4-2)$$

where

$n_e$  is the effective porosity (percentage)

$W_o$  is the weight of the air-dried sample

$W_s$  is the weight of the saturated sample

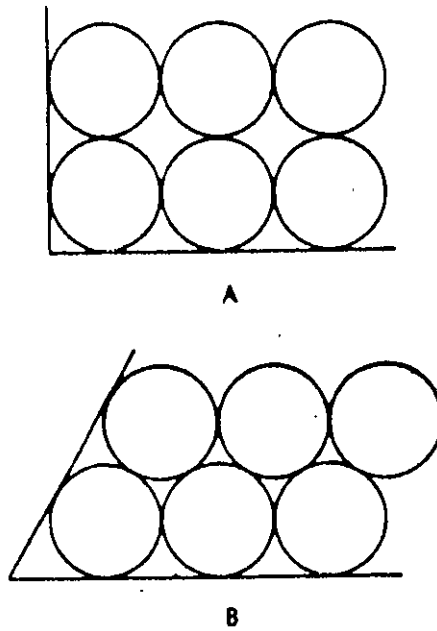
$W_i$  is the weight of the sample after gravity drainage

#### 4.1.2 POROSITY OF SEDIMENTS

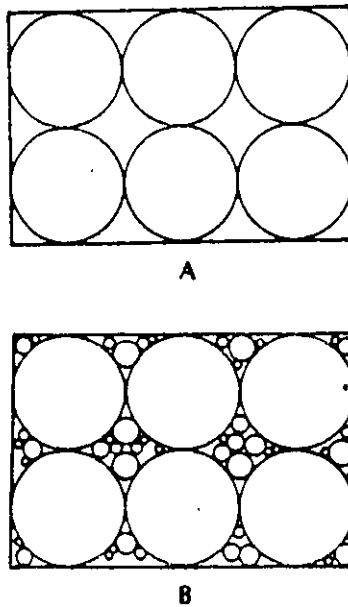
The porosity of sediments pertains to the void spaces between solid fragments. If the fragments are solid spheres of equal diameters, they can be put together in such a manner that each sphere sits directly on the crest of the underlying sphere (Figure 4.1). This is called **cubic packing**, with an associated porosity of 47.65 percent (1). If the spheres lie in the hollows formed by four adjacent spheres of the underlying layer, the result is **rhombohedral packing**, with a porosity of 25.95 percent (1).

These two configurations represent the extremes of porosity for arrangements of equidimensional spheres with each sphere touching all neighboring spheres. The diameter of the sphere does not influence the porosity. Thus, a room full of bowling balls in cubic packing would have the same porosity as a room full of 1-millimeter ball bearings. The volume of an individual pore would be much larger for the bowling balls. The porosity of well-rounded sediments, which have been sorted so that they are all about the same size, is independent of the particle size, and falls in the range of about 26 to 48 percent, depending upon the packing.

If a sediment contains a mixture of grain sizes, the porosity will be lowered. The smaller particles can fill the void spaces between the larger



**FIGURE 4.1.** A. Cubic packing of spheres with a porosity of 47.65 percent; B. Rhombohedral packing of spheres with a porosity of 25.95 percent.



**FIGURE 4.2.** A. Cubic packing of spheres of equal diameter with a porosity of 47.65 percent; B. Cubic packing of spheres with void spaces occupied by grains of smaller diameter, resulting in a much lower overall porosity.

ones. The wider the range of grain sizes, the lower the resulting porosity (Figure 4.2). Geologic agents can sort sediments into layers of similar sizes. Wind, running water, and wave action tend to create well-sorted sediments. Other processes, such as glacial action and landslides, result in sediments with a wide range of grain sizes. These poorly sorted sediments have low porosities.

In addition to grain-size sorting, the porosity of sediments is affected by the shape of the grains. Well-rounded grains may be almost perfect spheres, but many grains are very irregular. They can be shaped like rods, disks, or books. Sphere-shaped grains will pack more tightly and have less porosity than particles of other shapes. The fabric or orientation of the particles, if they are not spheres, also influences porosity.

Sediments are classified on the basis of the size (diameter) of the individual grains. Clay particles are 2 microns ( $2 \times 10^{-3}$  millimeter) or less in diameter. Silt falls in the range of 2 to 62 microns. Sand is no greater than 2 millimeters and no less than 62 microns. Pebbles or gravel are from 2 to 64 millimeters in diameter, while cobbles are in the range of 64 to 256 millimeters (Figure 4.3).

Clays and some clay-rich or organic soils can have very high porosities. Organic materials do not pack very closely because of their irregular

Limiting particle diameter		Size	Class	
(mm)	( $\phi$ units)			
2048	-11	V. Large	Boulders	1 m
		Large		
1024	-10	Medium		
		Small		
256	-8	Large	Cobbles	$10^{-1}$
128	-7	Small		
64	-6	V. Coarse	Pebbles	$10^{-2}$
32	-5	Coarse		
16	-4	Medium		
8	-3	Fine		
4	-2	V. Fine	Sand	$10^{-3}$
2	-1	V. Coarse		
1	0	Coarse		
1/2	+1	Medium		
1/4	+2	Fine		
1/8	+3	V. Fine	Silt	$10^{-4}$
1/16	+4	62		
1/32	+5	V. Coarse		
1/64	+6	Coarse		
1/128	+7	Medium		
1/256	+8	8	Clay	$10^{-5}$
1/512	+9	Fine		
		V. Fine		

FIGURE 4.3. Standard sizes of sediments with limiting particle diameters and the  $\phi$  scale of sediment size, in which  $\phi$  is equal to  $\log_2 s$  (the particle diameter). SOURCE: G. M. Friedman and J. E. Sanders, *Principles of Sedimentology* (New York: John Wiley & Sons, 1978). Used with permission.



shapes. The dispersive effect of the electrostatic charge present on the surfaces of certain book-shaped clay minerals causes clay particles to be repelled by each other. The result is a relatively large proportion of void space.

The general range of porosity that can be expected for some typical sediments is listed in Table 4.1.

TABLE 4.1. Porosity ranges for sediments (1, 2, 8, 9)

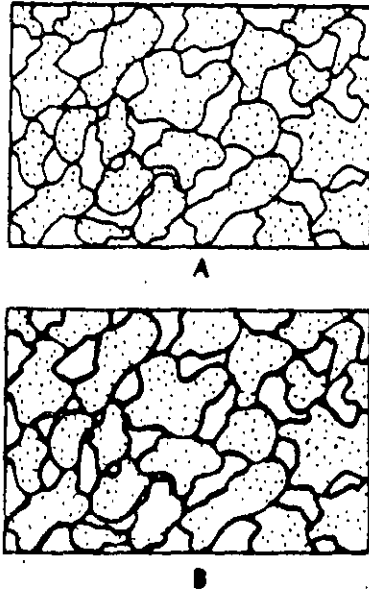
Well sorted sand or gravel	25-50%
Sand and gravel, mixed	20-35%
Glacial till	10-20%
Silt	35-50%
Clay	33-60%

### 4.1.3 POROSITY OF SEDIMENTARY ROCKS

**Sedimentary rocks** are formed from sediments through a process known as **diagenesis**. A sediment, which may be either a product of weathering or a chemically precipitated material, is buried. The weight of overlying materials and physiochemical reactions with fluids in the pore spaces induce changes in the sediment. This includes compaction, removal of material, addition of material, and transformation of minerals by replacement or change in mineral phase. Compaction reduces pore volume by rearranging the grains and reshaping them. The deposition of cementing materials such as calcite, dolomite, or silica will reduce porosity, although the dissolution of material that is dissolved by the pore fluid will increase porosity. The primary structures of the sediment may be preserved in the sedimentary rock. The porosity of a sandstone, for instance, will be influenced by the grain size, size sorting, grain shape, and fabric of the original sediment. Diagenesis is a complex process, but in general the primary porosity of a sedimentary rock will be less than that of the original sediment. This is especially true of fine-grained sediments (silts and clays) (Figure 4.4).

Rocks at the earth's surface are usually fractured to some degree. The fracturing may be mild, resulting in widely spaced joints. At the other extreme, violent fracturing may completely shatter the rock, resulting in fault breccias. Fractures create secondary porosity in the rock. Groundwater can be found in fractured sedimentary rocks in the pores between grains (**primary porosity**) as well as in fractures (**secondary porosity**). Groundwater flowing through fractures may enlarge them by solution of material. Bedding planes in the sedimentary rocks may have primary porosity formed during deposition of the sediments and secondary porosity if the rock has moved along a bedding plane.

Some cohesive sediments (those rich in silt and/or clay) are also subject to fracturing. In some cases, this is merely from shrinkage cracks that develop when the sediment dries. However, slumping, loading, or tectonic activity can also cause fracturing in nonplastic cohesive sediments. This fracturing can be a significant source of secondary porosity in such deposits.



**FIGURE 4.4.** A. A clastic sediment with porosity between the grains; B. Reduction in porosity of the clastic sediment due to deposition of cementing materials in the pore spaces.

Limestones and dolomites are well-known and widespread examples of sedimentary rocks of a chemical or biochemical origin. They are formed of calcium carbonate and calcium-magnesium carbonate, respectively. Gypsum, a calcium sulfate, and halite or rock salt (sodium chloride) are also widely distributed common examples of chemical precipitates.

The materials that formed these rocks were originally part of an aqueous solution. Inasmuch as the precipitation process is reversible, the rock can be redissolved. When these rock types are in a zone of circulating groundwater, the rock may be removed by solution. Groundwater moves initially through pore spaces, as well as along fractures, joints, and bedding planes. As more water moves through the bedding planes, they are preferentially dissolved and enlarged, causing the rock to become very porous. Some limestone formations have openings large enough to permit thousands of tourists a day to pass through. The caverns at Carlsbad, New Mexico, and Ljubljana, Yugoslavia, exemplify such massive porosity. Gypsum and salt may also be cavernous (1).

The percent porosity of sedimentary rocks is highly variable. In clastic rocks, it can range from 3 to 30 percent (2, 5, 6, 7). Reported values for limestones and dolomites range from less than 1 to 30 percent (2, 3, 4, 7).

#### 4.1.4 POROSITY OF PLUTONIC AND METAMORPHIC ROCKS

**Plutonic rocks** (those formed by intrusive igneous processes) and **metamorphic rocks** typically have a very low porosity (2). These rocks are formed of interlocking crystals; hence, there is virtually no void space in the inchoate rock. The porosity of newly crystallized igneous rocks at depth in the earth ap-

proaches zero. Rock resulting from high-grade metamorphism also exhibits interlocking crystalline structure, with a resultant low original porosity.

Two geologic processes, weathering and fracturing, increase overall rock porosity. Rock at depth is under pressure due to the weight of overlying materials. This rock may be fractured by expansion as the overlying weight is removed by erosion. Tectonic stresses in the earth can cause folding and faulting. Rock in a fault shear zone may be extensively fractured. Expansion cracks can form at the crest of a fold. Joint sets in crystalline rock are usually found in three mutually perpendicular directions (10). Fracturing increases porosity of crystalline rocks by about 2 to 5 percent (2, 11). Weathering due to chemical decomposition and physical disintegration operates with greater efficacy with increasing rock porosity. Weathered igneous and metamorphic rocks can have porosities in the range of 30 to 60 percent (12). Due to the sheetlike structure of some weathering minerals, such as the micas, porosities can exceed that of loosely packed spheres.

Porosity due to fracturing is concentrated in the rock along the sets of joints, and is a function of the width of the openings in the joints. Weathered rock has the pore spaces distributed throughout the rock, although weathering may be more intense along joint or weathering planes.

#### 4.1.5 POROSITY OF VOLCANIC ROCKS

Volcanic rocks (those formed by extrusive igneous activity) are similar in chemical composition to plutonic rocks, as both are formed by the cooling of molten rock (magma). However, extrusive rocks are formed in a surficial environment, which results in radically different porosity characteristics. Volcanic rocks include sills, which are injected between layers of rock; dikes, which are injected in rock, but cut across any bedding planes; lava flows, which are at the surface; and unconsolidated deposits of ash and cinders thrown from the volcano. Sills and dikes can cool slowly; lava typically cools more quickly.

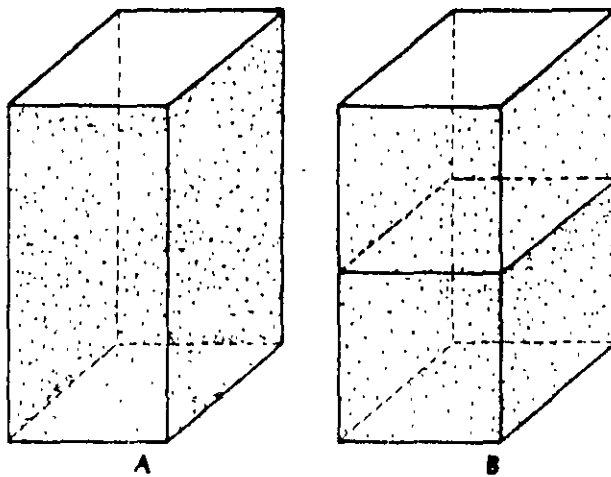
Lava cooling rapidly at the surface will trap degassing products, resulting in holes in the rock (vesicular texture). The holes create porosity, although they may not be interconnected. Shrinkage cracks that develop in the lava as it cools create joints. Flowing lava can form a crust, which then breaks apart to form a rubble structure. The broken surface of buried lava flows, the remains of natural lava tubes and tunnels through which molten lava once poured, and stream gravels trapped between lava flows all produce a high porosity in some extrusive rocks. Porosity of basalt, a crystalline extrusive rock that is formed from magma with a low gas content, generally ranges from 1 to 12 percent (13). Pumice, a glassy rock that is formed from a magma with a very high gas content, can have a porosity of as high as 87 percent (2), although the vesicles are not well interconnected.

Pyroclastic deposits are formed by volcanic material thrown into the air when molten. They can have high porosities. Values of porosity of tuff ranging from 14 to 40 percent have been reported (14). Recent volcanic ash

may have a porosity of 50 percent. Weathering of volcanic deposits can increase the porosity to values in excess of 60 percent (2).

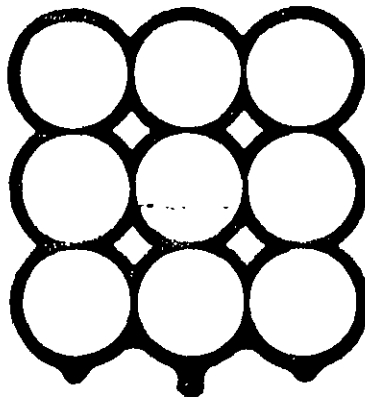
## SPECIFIC YIELD 4.2

**Specific yield ( $S_y$ )** is the ratio of the volume of water that drains from a saturated rock due to the attraction of gravity to the total volume of the rock (15) (Figure 4.5).



**FIGURE 4.5.** A. A volume of rock saturated with water; B. After gravity drainage, 1 unit volume of the rock has been dewatered with a corresponding lowering of the level of saturation. Specific yield is the ratio of the volume of water that drained from the rock due to gravity to the total rock volume.

Water molecules cling to surfaces due to the surface tension of the water (Figure 4.6). If gravity exerts a stress on a film of water surrounding a mineral grain, some of the film will pull away and drip downward. The remain-



**FIGURE 4.6.** Hygroscopic water clinging to spheres due to surface tension. Gravity attraction is pulling the water downward.

ing film will be thinner with a greater surface tension so that, eventually, the stress of gravity will be exactly balanced by the surface tension. **Hygroscopic water** is the moisture clinging to the soil particles due to surface tension. At that moisture content, gravity drainage will cease. The specific yield is approximately equal to the effective porosity.

If two samples are equivalent with regard to porosity, but the average grain size of one is much smaller than the other, the surface area of the finer sample will be larger. As a result, more water can be held as hygroscopic moisture by the finer grains.

The **specific retention** of a rock or soil is the ratio of the volume of water a rock can retain against gravity drainage to the total volume of the rock (15). Since the specific yield represents the volume of water that a rock will yield by gravity drainage, with specific retention the remainder, the sum of the two is obviously equal to porosity. The specific retention increases with decreasing grain size, so that a clay may have a porosity of 50 percent with a specific retention of 48 percent.

Table 4.2 lists the specific yield, in percent, for a number of sediment textures. The data for this table were compiled from a large number of samples in various geographic locations. Maximum specific yield occurs in sediments in the medium-to-coarse sand size range (0.5 to 1.0 millimeter). This is shown graphically in Figure 4.7, which plots specific yield as a function of grain size for several hundred samples from the Humboldt River Valley of Nevada.

TABLE 4.2. Specific yields in percent (16)

Material	Specific Yield		
	Maximum	Minimum	Average
Clay	5	0	2
Sandy clay	12	3	7
Silt	19	3	18
Fine sand	28	10	21
Medium sand	32	15	26
Coarse sand	35	20	27
Gravelly sand	35	20	25
Fine gravel	35	21	25
Medium gravel	26	13	23
Coarse gravel	26	12	22

Both soil formed by weathering processes at the surface and sediments that are depositional generally contain a mixture of clay, silt, and sand. Figure 4.8 is a soil classification triangle showing lines of equal specific yield (16). It is apparent that the specific yield increases rapidly as the percentage of sand increases, and as the percentages of silt, and especially clay, decrease.

Specific yield may be determined by laboratory methods. A sample of sediment of known volume is fully saturated. This is usually done in a soil column that is flooded slowly from the bottom, allowing air to escape upward.

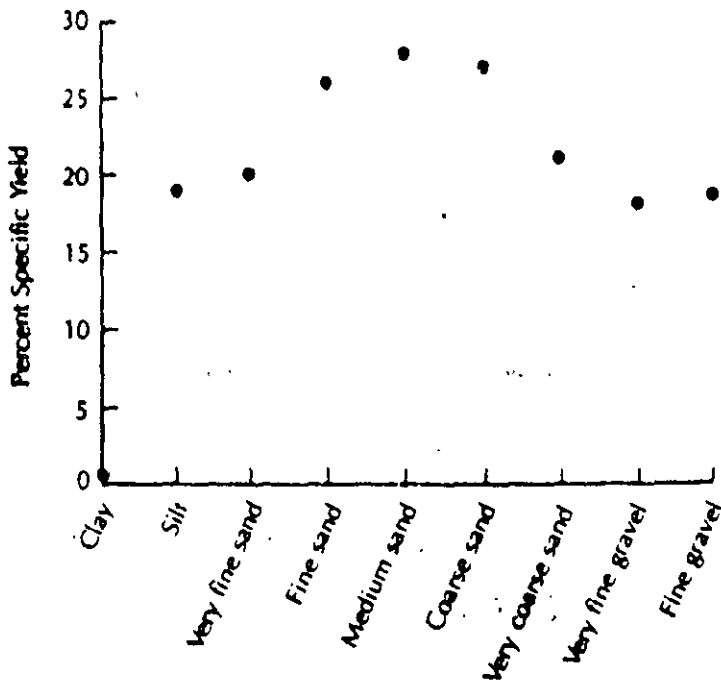


FIGURE 4.7. Specific yield of sediments from the Humboldt River Valley of Nevada as a function of the median grain size. SOURCE: Data from P. Cohen, U.S. Geological Survey Water Supply Paper 1975, 1965.

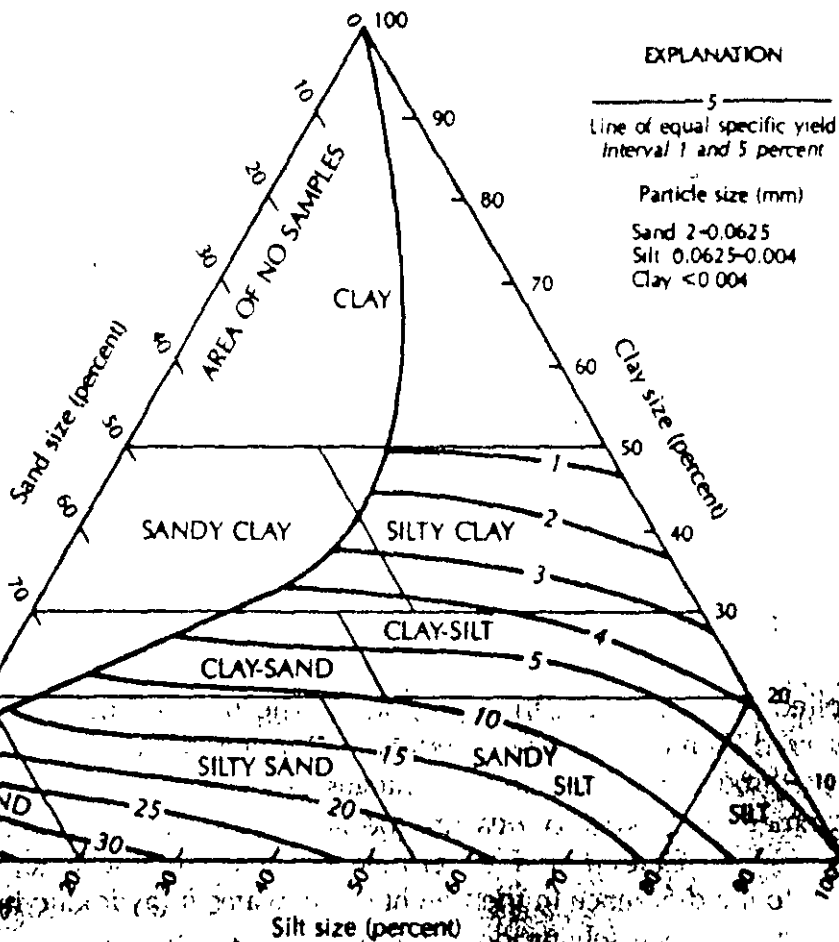


FIGURE 4.8. Textural classification triangle for unconsolidated materials showing the relation between particle size and specific yield. SOURCE: A. I. Johnson, U.S. Geological Survey Water Supply Paper 1662-D, 1967.

Water is then allowed to drain from the column (17). Care must be taken to avoid evaporation losses; even for sand-sized grains, columns must be allowed to drain for very long time periods (months) before equilibrium is reached (18). The ratio of the volume of water drained to the volume of the soil column is the specific yield (multiplied by 100 to express the value as a percentage).

The specific yield of sediment and rock can also be determined in the field. Water wells are pumped, and the rate at which the water level falls in nearby wells is measured (19, 20, 21). Chapter 8 includes a discussion of such pumping-test methods.

## 4.3 HYDRAULIC CONDUCTIVITY OF EARTH MATERIALS

We have seen that earth materials near the surface generally contain some void space and thus exhibit porosity. Moreover, in most cases, these voids are interconnected to some degree. Water contained in the voids is capable of moving from one void to another, thus circulating through the soil, sediment, and rock. It is the ability of a rock to transmit water, which, together with its ability to hold water, constitute the most significant hydrogeologic properties. There are some rocks that exhibit porosity but lack interconnected voids, e.g., vesicular basalt. These rocks cannot convey water from one void to another. Some sediments and rocks have porosity, but the pores are so small that water flows through the rock with difficulty. Clay and shale are examples.

### 4.3.1 DARCY'S EXPERIMENT

In the mid-nineteenth century, a French engineer, Henry Darcy, made the first systematic study of the movement of water through a porous medium (22). He studied the movement of water through beds of sand used for water filtration. Darcy found that the rate of water flow through a bed of a "given nature" is proportional to the difference in the height of the water between the two ends of the filter beds and inversely proportional to the length of the flow path. He also determined that the quantity of flow is proportional to a coefficient,  $K$ , which is dependent upon the nature of the porous medium.

Figure 4.9 illustrates a horizontal pipe filled with sand. Water is applied under pressure through end  $A$ . The pressure can be measured and observed by means of a thin vertical pipe open in the sand at point  $A$ . Water flows through the pipe and discharges at point  $B$ . Another vertical pipe or piezometer is present to measure the pressure at  $B$ .

Darcy found experimentally that the discharge,  $Q$ , is proportional to the difference in the height of the water,  $h$  (hydraulic head), between the ends and inversely proportional to the flow length,  $L$ :

$$Q \propto h_A - h_B \quad Q \propto 1/L$$

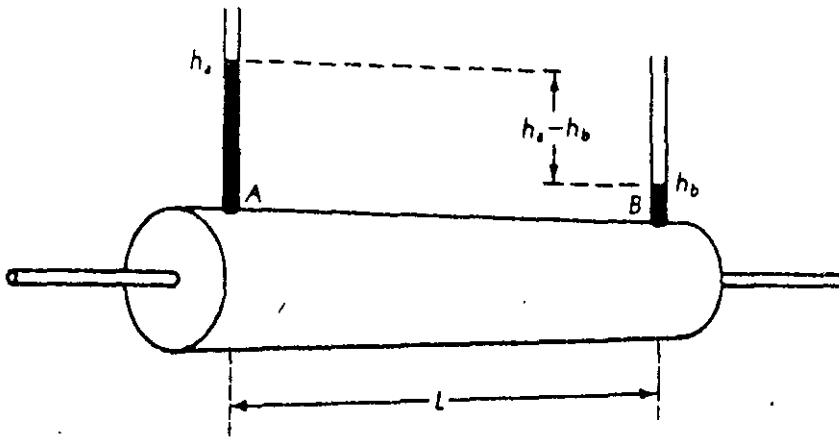


FIGURE 4.9. Horizontal pipe filled with sand to demonstrate Darcy's experiment. (Darcy's original equipment was actually vertically oriented.)

The flow is also obviously proportional to the cross-sectional area of the pipe,  $A$ . When combined with the proportionality constant,  $K$ , the result is the expression known as **Darcy's law**:

$$Q = KA \left( \frac{h_A - h_B}{L} \right) \quad (4-3)$$

This may be expressed in more general terms as

$$Q = -KA \left( \frac{dh}{dl} \right) \quad (4-4)$$

where  $dh/dl$  is known as the **hydraulic gradient**. The quantity  $dh$  represents the change in head between two points that are very close together, and  $dl$  is the small distance between these two points. The negative sign indicates that flow is in the direction of decreasing hydraulic head. The use of the negative sign necessitates careful determination of the sign of the gradient. If the value of  $h_2$  at point  $X_2$  is greater than  $h_1$  at point  $X_1$ , then flow is from point  $X_2$  to  $X_1$ . If  $h_1 > h_2$ , then flow is from  $X_1$  to  $X_2$ .

### 4.3.2 HYDRAULIC CONDUCTIVITY

Equation (4-4) can be rearranged to show that the coefficient  $K$  has the dimensions of length/time ( $L/T$ ), or velocity. This coefficient has been termed the **hydraulic conductivity**. In older works, it may be referred to as the coefficient of permeability:

$$K = \frac{Q}{A(dh/dl)} \quad (4-5)$$

Discharge has the dimensions volume/time ( $L^3/T$ ), area ( $L^2$ ), and gradient ( $L/L$ ). Substituting these dimensions into Equation (4-5), the dimensions of  $K$  are determined:



$$K = \frac{(L^3/T)}{(L^2)(L/L)} = (L/T)$$

Darcy did not address the fact that the value of  $K$  is a function of properties of both the porous medium and the fluid passing through it. It is intuitively obvious that a viscous fluid (one which is thick), such as crude oil, will move at a slower rate than water, which is thinner and has a lower viscosity. The hydraulic conductivity is directly proportional to the **specific weight**,  $\gamma$ , of the fluid. The specific weight is the force exerted by gravity on a unit volume of the fluid. This represents the driving force of the fluid. Hydraulic conductivity is also inversely proportional to the **dynamic viscosity** of the fluid,  $\mu$ , which is a measure of the resistance of the fluid to the shearing that is necessary for fluid flow. A proportionality expression for  $K$  can be written as

$$K = K_i \left( \frac{\gamma}{\mu} \right) = K_i \left( \frac{\rho g}{\mu} \right) \tag{4-6}$$

where  $g$  is the acceleration of gravity and  $\rho$  is the density.

The new constant,  $K_i$ , is representative of the properties of the porous medium alone. It is termed the **intrinsic permeability**. This is basically a function of the size of the openings through which the fluid moves. The larger the square of the mean pore diameter,  $d$ , the lower the flow resistance. The cross-sectional area of a pore is also a function of the shape of the opening. A constant can be used to describe the overall effect of the shape of the pore spaces. Using this dimensionless constant, called the **shape factor**,  $C$ , the intrinsic permeability is given by the expression

$$K_i = Cd^2 \tag{4-7}$$

The dimensions of  $K_i$  are  $(L^2)$ , or area.

Units for  $K_i$  can be in square feet or square centimeters. In the petroleum industry, the **darcy** is used as a unit of intrinsic permeability. (The petroleum engineer is similarly concerned with the occurrence and movement of fluids through porous media.) The darcy is defined as

$$1 \text{ darcy} = \frac{1 \text{ centipoise} \times 1 \text{ cm}^3/\text{sec}}{1 \text{ cm}^2 \times 1 \text{ atmosphere}/1 \text{ cm}}$$

This expression can be converted to square centimeters, since

$$1 \text{ centipoise} = 0.01 \text{ dyne-sec/cm}^2$$

and

$$1 \text{ atmosphere} = 1.0132 \times 10^6 \text{ dynes/cm}^2$$

Substituting into the definition of the darcy, it may be seen that

$$1 \text{ darcy} = 9.87 \times 10^{-9} \text{ cm}^2$$

Both the viscosity and the density of a fluid are functions of its temperature. The colder the fluid, the more viscous it is (Figure 4.10). There is also a more complex relationship between temperature and density, as the density of water decreases with temperature to 4° C, at which temperature it is at a maximum. The hydraulic conductivity of a rock or sediment will vary with the temperature of the water. As solutions become saline, this may also affect the values of specific gravity and viscosity, which will also cause the hydraulic conductivity to vary.

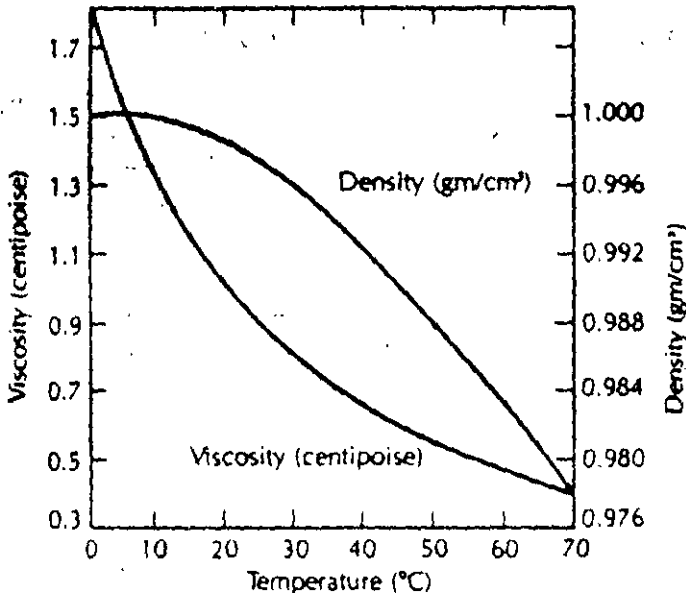


FIGURE 4.10. Variation of viscosity and density of pure water with temperature.

The laboratory or standard value of hydraulic conductivity is defined for pure water at a temperature of 15.6° C. The most logical units are those of distance/time, such as centimeters per second or feet per day. In the United States, a derived unit of gallons per day per square foot is often used. This is defined as the flow in gallons per day through a cross-sectional area of 1

TABLE 4.3. Conversion values for hydraulic conductivity

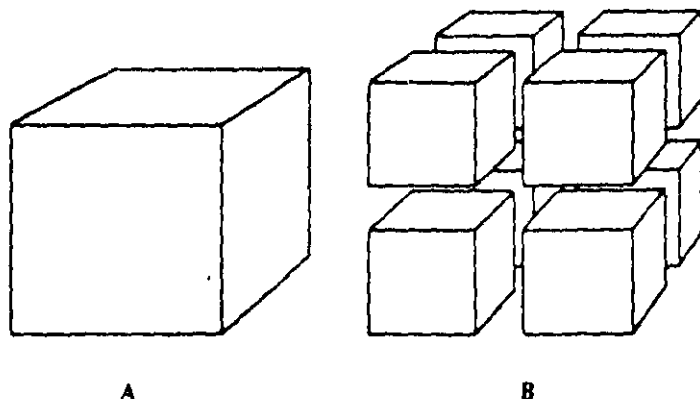
1 gal/day/ft <sup>2</sup>	= 0.0408 m/day
1 gal/day/ft <sup>2</sup>	= 0.134 ft/day
1 gal/day/ft <sup>2</sup>	= $4.72 \times 10^{-5}$ cm/sec
1 ft/day	= 0.305 m/day
1 ft/day	= 7.48 gal/day/ft <sup>2</sup>
1 ft/day	= $3.53 \times 10^{-4}$ cm/sec
1 cm/sec	= 864 m/day
1 cm/sec	= 2835 ft/day
1 cm/sec	= 21,200 gal/day/ft <sup>2</sup>
1 m/day	= 24.5 gal/day/ft <sup>2</sup>
1 m/day	= 3.28 ft/day
1 m/day	= 0.00116 cm/sec

square foot under a gradient of 1 at 60° F. The unit is named the **meinzer** after O. E. Meinzer, a pioneering groundwater geologist with the U.S. Geological Survey. However, the name **meinzer** is rarely used in practice. For pure water at 15.6° C, a porous medium with an intrinsic permeability of 1 darcy would have a hydraulic conductivity of 18.2 meinzers or  $8.61 \times 10^{-4}$  centimeter per second. In the SI system of units, conductivity is in meters per day. Units of centimeters per second are widely used in soil mechanics.

### 4.3.3 PERMEABILITY OF SEDIMENTS

Unconsolidated coarse-grained sediments represent some of the most prolific producers of groundwater. Likewise, clays are often used for engineering purposes, such as lining solid waste disposal sites, because of their extremely low intrinsic permeability. There is obviously a wide-ranging continuum of permeability values for unconsolidated sediments.

The intrinsic permeability is a function of the size of the pore opening. The smaller the size of the sediment grains, the larger the surface area the water contacts (Figure 4.11). This increases the frictional resistance to flow, which reduces the intrinsic permeability. For well-sorted sediments, the intrinsic permeability is inversely proportional to the grain size of the sediment (23).



**FIGURE 4.11.** Relationship of sediment grain size to surface area of pore spaces. A. A cube of sediment with a surface area of six square units; B. The cube has been broken into eight pieces, each with a diameter of one-half of the cube in Part A. The surface area has increased to twelve square units—an increase of 100 percent.

For sand-sized alluvial deposits, several factors relating intrinsic permeability to grain size have been noted (24). These observations would hold true for all sedimentary deposits, regardless of origin of deposition.

1. As the median grain size increases, so does permeability. This is due to larger pore openings.
2. Permeability will decrease for a given median diameter as the standard deviation of particle size increases. The increase in standard deviation indicates a more poorly sorted

sample, so that the finer material can fill the voids between larger fragments.

3. Coarser samples show a greater decrease in permeability with an increase in standard deviation than fine samples.
4. Unimodal (one dominant size) samples have a greater permeability than bimodal (two dominant sizes) samples. This is again a result of poorer sorting of the sediment sizes, as the bimodal distribution indicates.

**TABLE 4.4.** Ranges of intrinsic permeabilities and conductivities for unconsolidated sediments

Material	Intrinsic Permeability (darcys)	Conductivity (cm/sec)
Clay	$10^{-6} - 10^{-3}$	$10^{-9} - 10^{-6}$
Silt, sandy silts, clayey sands, till	$10^{-3} - 10^{-1}$	$10^{-6} - 10^{-4}$
Silty sands, fine sands	$10^{-2} - 1$	$10^{-5} - 10^{-3}$
Well-sorted sands, glacial outwash	$1 - 10^2$	$10^{-3} - 10^{-1}$
Well-sorted gravel	$10 - 10^3$	$10^{-2} - 1$

#### 4.3.4 PERMEABILITY OF ROCKS

The intrinsic permeability of rocks is due to primary openings formed with the rock and secondary openings created after the rock was formed. The size of openings, the degree of interconnection, and the amount of open space are all significant.

Clastic sedimentary rocks have primary permeability characteristics similar to unconsolidated sediments. However, diagenesis can reduce the size of the throats which connect adjacent pores through cementation and compaction. This could reduce permeability substantially without a large impact on primary porosity. Primary permeability may also be due to sedimentary structures, such as bedding planes.

Crystalline rocks, whether of igneous, metamorphic, or chemical origin, typically have a low primary permeability, in addition to a low porosity. The intergrown crystal structure contains very few openings, so fluids cannot pass through as readily. The exceptions to this are volcanic rocks, which can have a high primary porosity. If the openings are large and well connected, then high permeability may also be present.

Secondary permeability can develop in rocks through fracturing. The increase in permeability is initially due to the number and size of the fracture openings. As water moves through the fractures, minerals may be dissolved from the rock and the fracture enlarged. This increases the permeability.

ity. Chemically precipitated rocks (limestone, dolomite, gypsum, halite) are most susceptible to solution enlargement, although even igneous rocks may be so affected. Bedding-plane openings of sedimentary rocks may also be enlarged by solution.

Weathering is another process which can result in an increase in permeability. As the rock is decomposed or disintegrated, the number and size of pore spaces, cracks, and joints can increase.

**EXAMPLE PROBLEM**

The intrinsic permeability of a consolidated rock is  $2.7 \times 10^{-3}$  darcy. What is the conductivity for water at  $15^\circ\text{C}$ ?

At  $15^\circ\text{C}$  for water,

$$\rho = 0.999099 \text{ gm/cm}^3$$

$$\mu = 0.011404 \text{ poise}$$

The acceleration of gravity is given as

$$g = 980 \text{ cm/sec}^2$$

As 1 darcy =  $9.87 \times 10^{-9}$  square centimeter, the intrinsic permeability is  $2.66 \times 10^{-11}$  square centimeter:

$$K = K_i \left( \frac{\rho g}{\mu} \right) = 2.66 \times 10^{-11} \text{ cm}^2 \times \frac{0.999099 \text{ gm/cm}^3 \times 980 \text{ cm/sec}^2}{0.011404 \text{ poise}}$$

$$1 \text{ poise} = \frac{\text{dyne-sec}}{\text{cm}^2}$$

$$1 \text{ dyne} = \frac{\text{gm-cm}}{\text{sec}^2}$$

$$1 \text{ poise} = \frac{\text{gm}}{\text{sec-cm}}$$

$$K = 2.28 \times 10^{-6} \frac{\text{gm/cm}^3 \times \text{cm/sec}^2}{\text{gm/sec-cm}}$$

$$= 2.28 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

## 4.4 FORCES ACTING ON GROUNDWATER

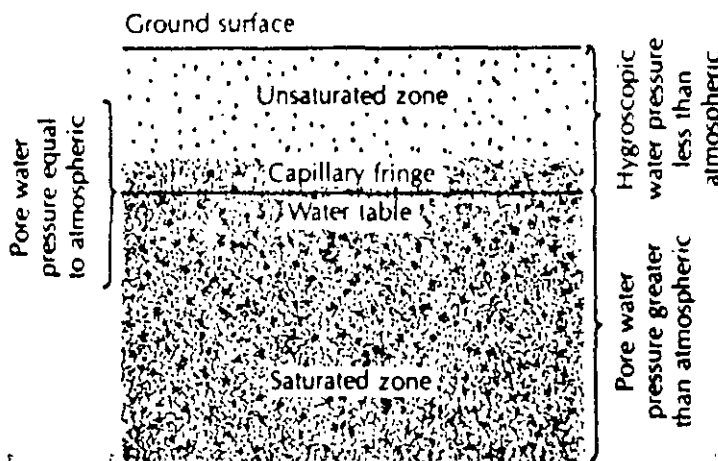
There are three outside forces acting on the water contained in the ground. The most obvious of these is gravity, which pulls water downward. The second force is external pressure. Above the zone of saturation, atmospheric pressure

is acting. The combination of atmospheric pressure and the weight of overlying water creates pressures in the zone of saturation. The third force is **molecular attraction**, which causes water to adhere to solid surfaces. It also creates surface tension in water when the water is exposed to air. The combination of these two processes is responsible for the phenomenon of capillarity.

When water in the ground is flowing through a porous medium, there are forces resisting the fluid movement. These consist of the **shear stresses** acting tangentially to the surface of the solid and **normal stresses** acting perpendicularly to the surface (29). We can think of these forces collectively as "friction." The internal molecular attraction of the fluid, itself, resists the movement of fluid molecules past each other. This shearing resistance is known as the viscosity of the fluid.

## WATER TABLE 4.5

Water may be present beneath the earth's surface as a liquid, solid, or vapor. Other gases may also be present, either in vapor phase or dissolved in water. In the lower zone of porosity, generally all that is present is mineral matter and liquid water. The rock is saturated with water, and the water may also contain dissolved gas. The fluid pressure is greater than atmospheric pressure due to the weight of overlying water. As the surface is approached, the fluid pressure decreases as the thickness of fluid above it decreases. At some depth, which varies from place to place, the pressure of the fluid in the pores is equal to atmospheric pressure. The undulating surface at which pore water pressure is equal to atmospheric pressure is called the **water table** (Figure 4.12).



**FIGURE 4.12.** Distribution of fluid pressures in the ground with respect to the water table.

Water in a shallow well (a meter or less below the water table) will rise to the elevation of the water table at that location. The position of the water table often follows the general shape of the topography, although the

water-table relief is not as great as the topographic relief. At all depths below the water table, the rock is generally saturated with water.\*

A hypothetical experiment can serve to illustrate the formation of the water table. A box made of clear plastic is filled with sand. A notch is cut in one side of the plastic, and the surface of the sand is smoothed to model a valley draining toward the notch. A fine mist of water is then spread evenly over the surface of the sand, simulating rainfall. The precipitation rate is sufficiently low to preclude any overland flow. The water will move downward through the sand, so that, eventually, a zone of saturation will develop at the bottom. As shown in Figure 4.13A, this zone will have a level surface. As more rainfall is simulated, the water table will rise, continuing to be perfectly flat. It will follow this pattern until the water table reaches the lowest point in the valley.

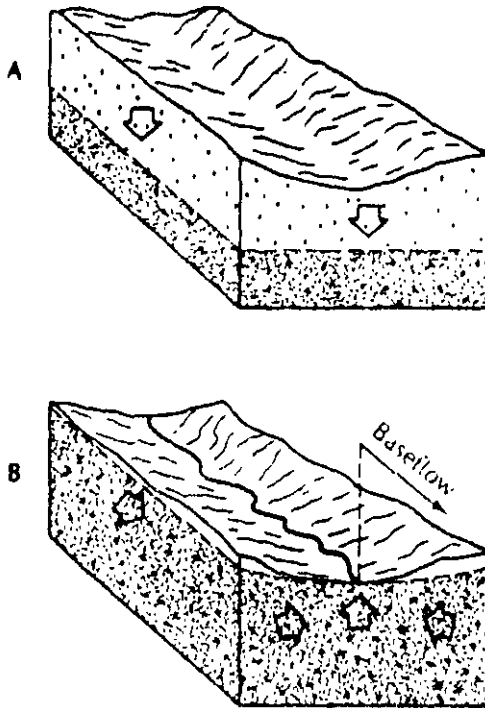


FIGURE 4.13. A. Diagram of a flat-lying water table in an aquifer where there is downward movement of water through the unsaturated zone but no lateral groundwater movement; B. Diagram of the water table in a region where water is moving downward through the unsaturated zone to the water table and moving as groundwater flow through the zone of saturation toward a discharge zone along the stream. Net discharge from the aquifer is occurring as baseflow from the stream.

Continuing rainfall will cause further increases in the height of the water table. In the valley, the water level will be above the surface, so that water will now flow through the notch. Elsewhere, the water table will be higher than the elevation of the notch, and groundwater will begin to flow

\*There are exceptions. The rocks may contain trapped liquid and gaseous hydrocarbons, for example. Or there may be isolated voids, which cannot fill with any fluid.

APPLIED HYDROGEOLOGY

CW FETTER, Jr.

CAPITULO 6, PAG. 152 - 167

# Regional Groundwater Flow

---

chapter

6



## 6.1 INTRODUCTION

---

In the zone of actively flowing groundwater, the water moves through the porous media under the influence of the fluid potential. This movement is a three-dimensional phenomenon, yet we are usually forced to represent it on a two-dimensional medium. In the diagrams in this chapter, the reader will have to imagine the implied third dimension. We will start by examining steady flow through isotropic, homogeneous media and then include the effects of nonhomogeneity and anisotropy.

Flow nets will be used to illustrate the various regional flow patterns. These are a means of portraying the solution to the Laplace equation which governs steady flow (see page 124). The various solutions will represent differing conditions of hydraulic conductivity and aquifer geometry. This type of flow net is constructed by drawing streamlines on a potential field. The potential fields are solutions to a mathematical model of the aquifer systems. Laplace's equation was solved either analytically (2, 3) or numerically (4, 5) with different boundary conditions. One of the most critical boundary conditions is the shape of the water table or potentiometric surface. The streamlines are drawn to illustrate some of the possible flow paths.

## 6.2 STEADY REGIONAL GROUNDWATER FLOW IN UNCONFINED AQUIFIERS

---

### 6.2.1 RECHARGE AND DISCHARGE AREAS

In unconfined aquifers, some characteristics are common to most **recharge areas**; likewise, most **discharge areas** have some common denominators. Recharge areas are usually in topographical high places; discharge areas are located in topographic lows. In the recharge areas, there is often a rather deep unsaturated zone between the water table and the land surface. Conversely, the water table is found either close to or at the land surface in discharge areas.

Streamlines on a flow net tend to diverge from recharge areas and converge toward discharge areas. This convergence will not occur if the discharge zone is large, such as a coastline. A water-table contour map can often be used to locate groundwater recharge and discharge areas. Streamlines can be drawn on the basis of groundwater contours, crossing them at right angles if the aquifer is isotropic.

In the field, vegetation and surface water can sometimes be used to locate discharge areas. There may be some physical manifestation of the discharging groundwater, which can take the form of a spring, seep, lake, or stream. The presence of vegetation common to wet soils may be indicative of discharge areas. In arid regions, groundwater may be discharged as evaporation or transpiration. In such cases, a thicker-than-normal cover of vegetation or a salt deposit may indicate a discharge area.

The aforementioned physical manifestations sometimes betoken a groundwater discharge area—but not always. In nonhomogeneous materials, a low-permeability layer may, for example, form a perched aquifer, which could result in a wetland or pond. A thorough evaluation of all hydrogeologic information should always be made.

Many field studies conducted in humid regions note that the water table in unconfined aquifers usually has the same general shape as the surface topography. This is not surprising, since recharge taking place in topographical high areas has a greater potential energy than recharge in lower areas. This greater energy is reflected in the higher elevations of the water table in those locations. This generalization may not be true in arid regions.

### 6.2.2 GROUNDWATER FLOW PATTERNS IN HOMOGENEOUS AQUIFERS

A descriptive model of regional steady-state groundwater flow in an unconfined aquifer was first presented by Hubbert (1). He demonstrated that the hydraulic head at a point in a potential field represents the elevation to which water will rise in a **piezometer\*** which is open only at that point. At the point where an equipotential line intersects the water table, water in the piezometer will rise to the water table. Elsewhere, water in a piezometer intersecting the equipotential line may be above or below the water table, depending upon the relative hydraulic potential.

In Figure 6.1, the water levels in both Piezometer A and Piezometer B are equal, as they both end on the same equipotential line. Piezometer A is located on the water table, while Piezometer B is in an area where the water table has a higher elevation; hence, a greater potential, than A. The water level of Piezometer B is lower than the water table at that location. If a shallow piezometer were installed next to Piezometer B, the water level would be higher in the shallower piezometer. In this area, the value of the hydraulic potential decreases downward, indicating that the direction of flow is

---

\*A piezometer is a small-diameter well with a very short well screen or section of slotted pipe at the end. It measures the hydraulic head at a point in the aquifer.

downward. Areas with this distribution of potential are recharge areas for a water-table aquifer.

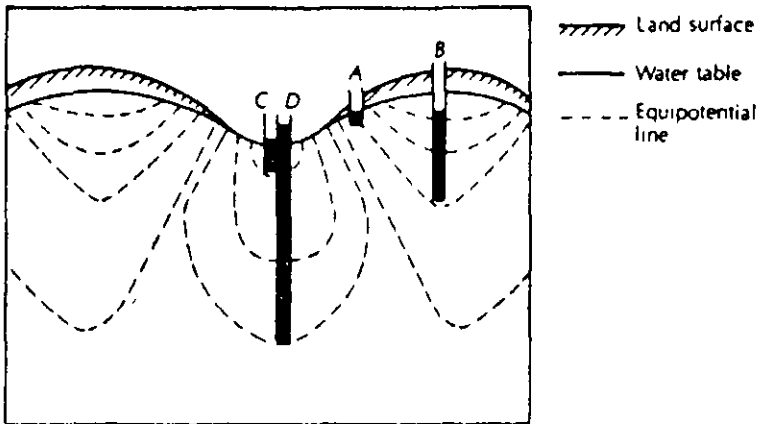


FIGURE 6.1. Water level in a piezometer will rise to the elevation of the hydraulic head represented by the potential at the open end of the piezometer. The water level of Piezometers A and B is the same, since both terminate on the same equipotential line.

In certain places in the potential field, in adjacent piezometers of different depths, there will be a higher water level in the deeper one. Such is the case with Piezometers C and D. Here, the hydraulic potential increases with depth, indicating upward flow. This is a discharge area.

Having identified the direction of flow at various points in this potential field, we can draw flowlines (Figure 6.2). If the diagram had equal horizontal and vertical scales, and the medium were isotropic, the flowlines would cross the equipotential lines at right angles. However, due to the vertical exaggeration of the drawing, the lines will cross at less than a right angle, even though the flow field is in an isotropic medium.\* Hubbert's model was for an unconfined aquifer of great depth. The crest of the water table represents a groundwater divide, with flow going in opposite directions on either side. The valley bottoms are areas of concentrated groundwater discharge into streams, with the streamlines converging toward them.

Not all drainage basins have concentrated discharge areas. If groundwater is discharged primarily by evapotranspiration, or if there is no major topographic valley, the discharge area may be quite widespread. In such cases, the regional flow pattern will not have converging flowlines. Figure 6.3A shows a flow net for a cross section of a homogeneous drainage basin with a gently sloping water table and a horizontal, impermeable lower boundary (2). The entire upper half of the drainage basin is in the recharge area, while the lower portion forms a discharge area. There is no vertical exaggeration in the

\*For a discussion of the problem of drawing streamlines, see R. O. Von Everdingen, *Groundwater Flow Diagrams in Sections with Exaggerated Vertical Scale*, Geological Survey of Canada Paper 63-27, 1963.

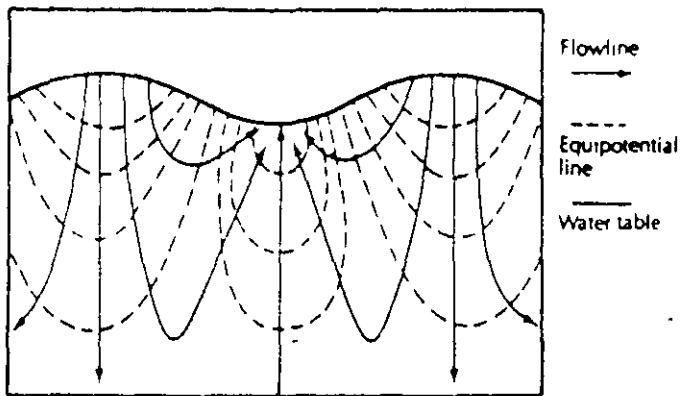


FIGURE 6.2. Flowlines based on the equipotential field of Figure 6.1. The aquifer is assumed to be very deep SOURCE: M. K. Hubbert, *Journal of Geology*, 48, no. 8, (1940):795-944. Used with permission of University of Chicago Press.

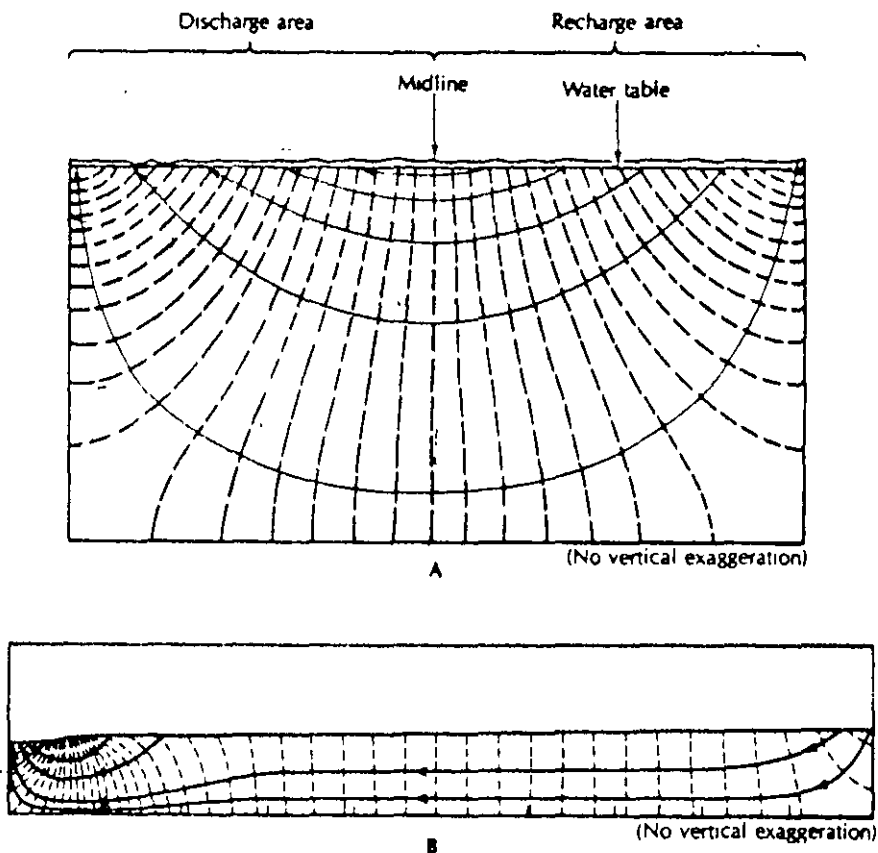


FIGURE 6.3. A. Regional flow pattern in an area of sloping linear topography and water table. The flow pattern is symmetrical about the midline; B. Regional flow pattern in an area with a break in the regional topographic slope forming a major valley. The discharge area is controlled by the valley. SOURCES: Part A. J. A. Tóth, *Journal of Geophysical Research*, 67 (1962):4375-87. Part B. R. A. Freeze and P. A. Witherspoon, *Water Resources Research*, 3 (1967):623-34.

drawing, so that streamlines cross equipotential lines at right angles. In recharge areas, the angle between the water table and equipotential lines is oblique and points upstream; at the hinge or midline, it is a right angle; and in groundwater discharge areas, it is oblique and points downstream (5). If a major valley is present in the discharge area, groundwater discharge is concentrated in the valley (5). This changes the potential field, and the entire area above the valley is a recharge area. Figure 6.3B shows a flow net for this situation. There is no vertical exaggeration in the figure.

In Parts A and B of Figure 6.3, there is only one flow system; i.e., a single recharge area and a single discharge area. This occurs because the surface topography—hence, the water table—is linear with a regional slope. However, if the surface topography has well-defined local relief, a series of local groundwater flow systems can form in humid regions (2, 5). This is due to the fact the topographic relief causes undulations in the water table. A local groundwater flow system has the recharge area at a topographic high spot and its discharge area at an adjacent topographic low. Figure 6.4A shows a flow net of a groundwater drainage basin with a series of local flow systems (3, 4, 5). The basin depth is one-twentieth of the basin length from the regional groundwater divide to the lowest part of the basin, and there is no vertical exaggeration.

If the basin depth-to-width ratio increases, other flow systems may also develop. Intermediate flow systems have at least one local flow system between their recharge and discharge areas. Regional flow systems have the recharge area at the basin divide and the discharge area at the valley bottom (Figure 6.4B). Depending upon the drainage basin topography and the basin-shape geometry, flow systems may have regional; local; local and intermediate; or local, intermediate, and regional components.

In addition to the influence of the drainage basin depth/length ratio, it has been shown that the more pronounced the relief of the undulating water table, the deeper the local flow systems extend. In some basins, both local and regional flow systems may exist, while in other basins with a similar depth/length ratio but with a more pronounced water-table relief, only deep local flow systems develop. This is illustrated in Figure 6.5A, which has local and intermediate flow systems, and in Part B of the figure, where the more pronounced relief of the water table has resulted in the exclusive formation of local flow systems.

One of the features of complex flow systems is the presence of **stagnation points** in the flow field (3). At a stagnation point, the magnitude of the vectors in the flow field are equal but opposite in direction and cancel each other. The value of the hydraulic potential is lower at the stagnation point than at any part of the surrounding region. Groundwater flow paths diverge around stagnation points, which are found at the juncture of local and regional flow systems. Figure 6.6 illustrates the potential field and flow paths at a stagnation point. Stagnation points can exist in materials that are completely isotropic and homogeneous.

It has been suggested that "dead cells" or stagnation points might be appropriate areas in which to inject waste fluids for permanent disposal (6). Diffusion would then be the only physical mechanism to disperse the fluid.

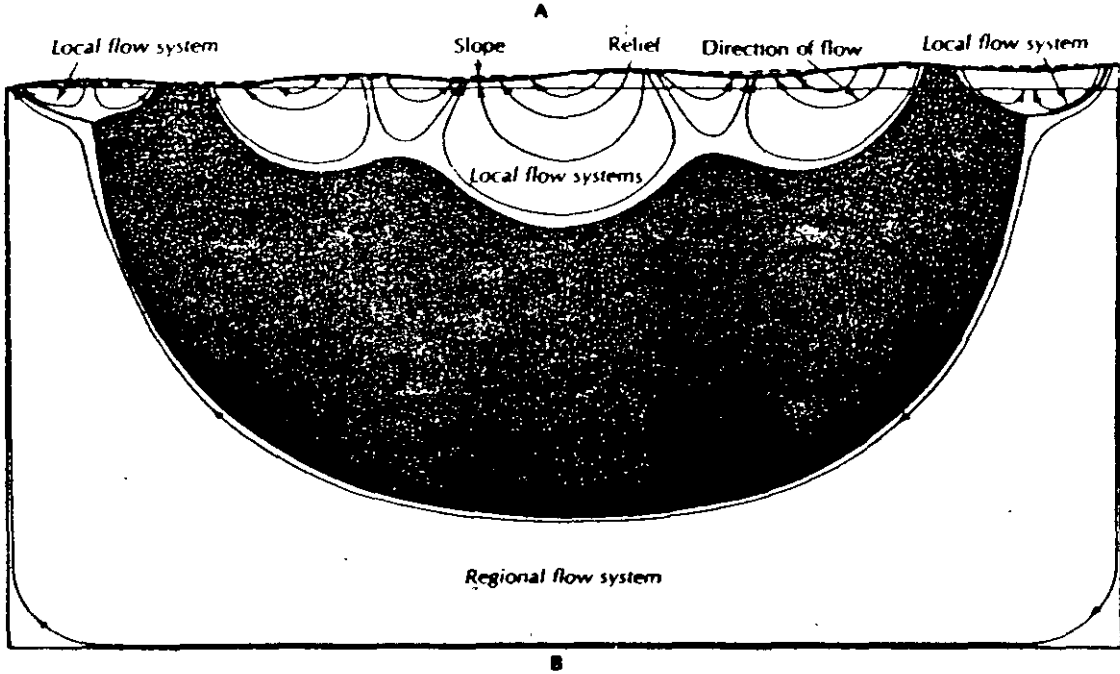
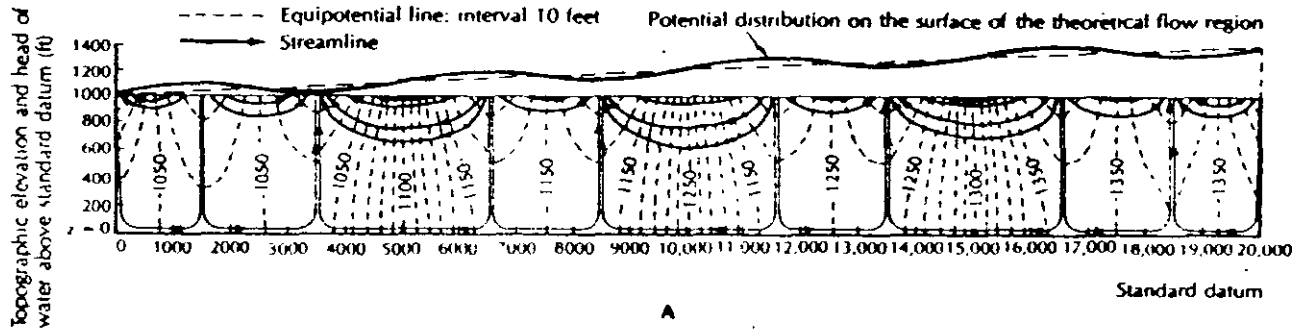


FIGURE 6.4. The effect of increased basin depth is shown on these two figures. In Part A, the basin depth/length ratio is 1:20; in Part B, it is 1:2. The shallow basin has only local flow systems, while the deep basin has local, intermediate, and regional flow systems. The water-table configuration is the same for both basins. SOURCE: J. A. Tóth, *Journal of Geophysical Research*, 68 (1963):4795-4811.

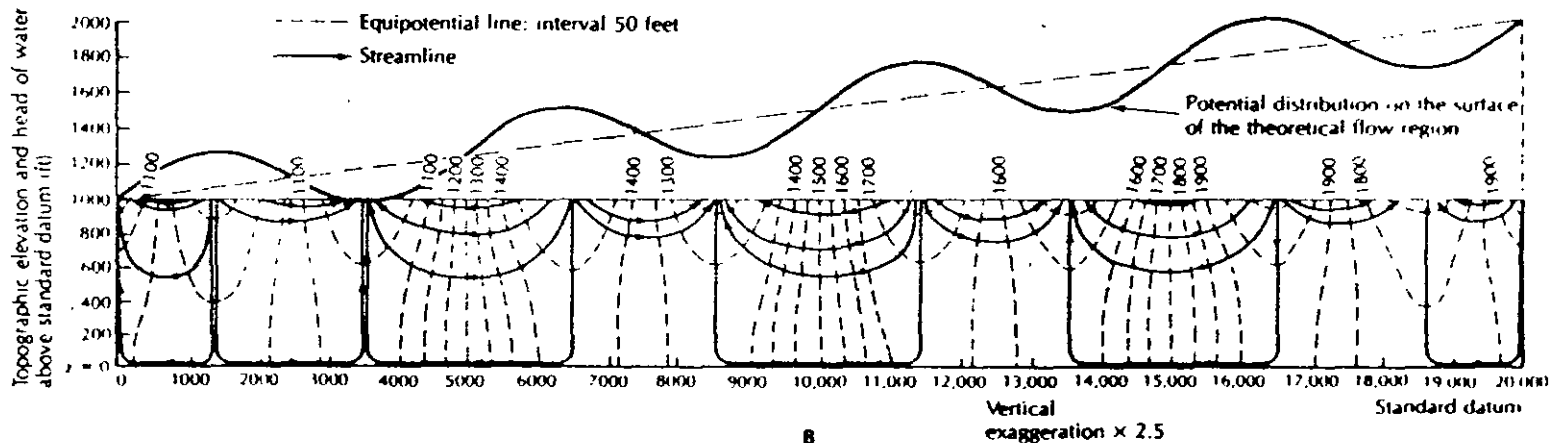
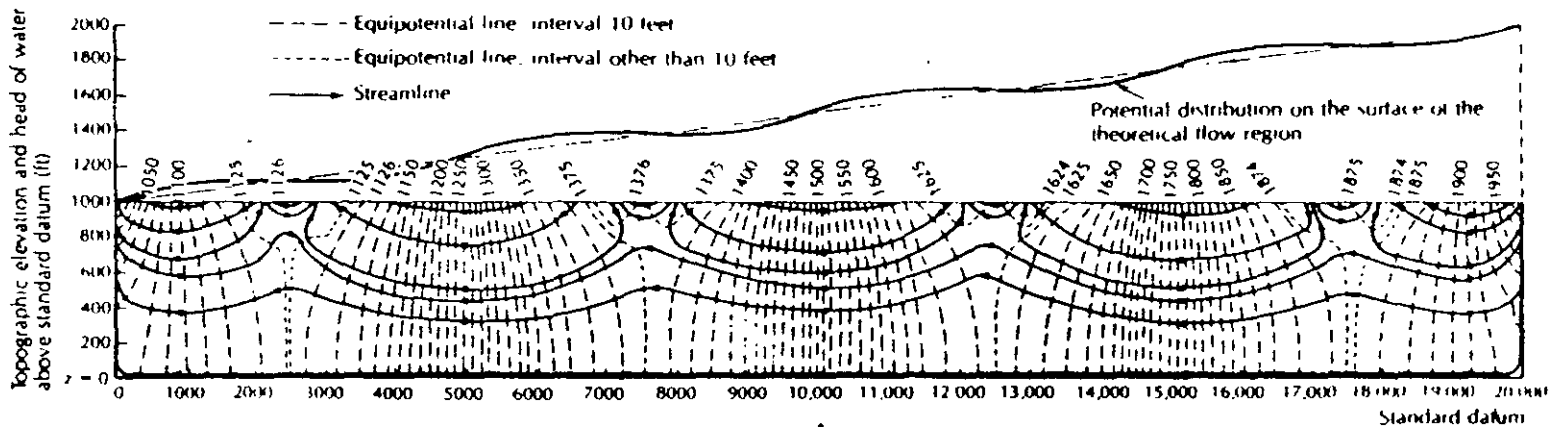


FIGURE 6.5. The amplitude of the undulations of the water table controls the depth of local flow systems. For shallow basins, this can determine whether both local and regional flow systems will develop (Part A), or, with deeper undulations, only local flow systems will form (Part B). SOURCE: J. A. Toth, *Journal of Geophysical Research*, 68 (1963):4795-4811.

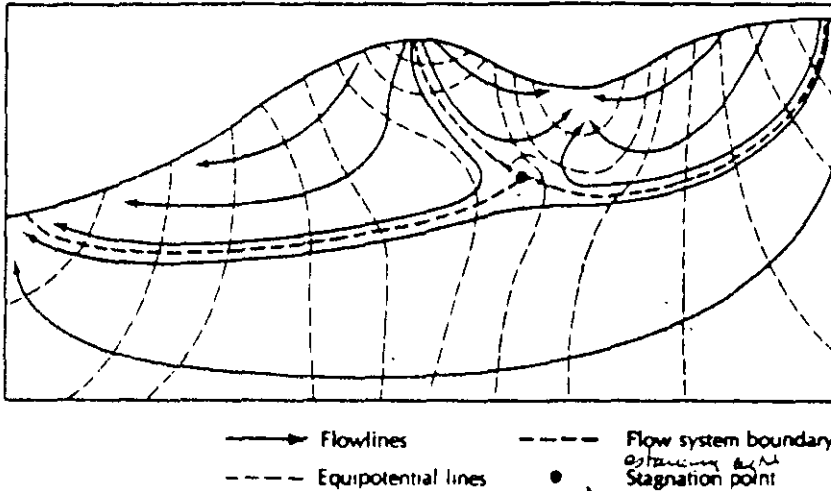


FIGURE 6.6. The potential field and flowlines in the vicinity of a stagnation point which will develop at the intersection of three flow systems.

However, if the waste fluid were not of the exact density and temperature as the native groundwater, the original potential field might be disrupted causing flow in the area of the stagnation point, with resultant movement of the waste fluid. Likewise, groundwater pumpage could change the potential field, shifting or eliminating the location of stagnation points.

If regional flow systems develop, the flow paths are long compared with those of local flow systems (3). In aquifers composed of soluble rock material, the degree of mineralization is a function of both the initial chemistry of the water and the length of time it is in contact with the aquifer (7). Referring back to Figure 6.4B, we see the boundaries of local, intermediate, and regional flow systems for a deep aquifer with an undulating water table. The surface area where recharge to the regional flow system takes place is quite small in relation to the volume of water stored in that region of the aquifer. The water moves slowly and circulates deeply within the aquifer, as the flow paths are long. At the point of discharge, the water from the regional flow system is likely to have relatively high mineralization and an elevated temperature due to the geothermal gradient. (The temperature of the earth increases with depth at a more or less constant rate of  $1^{\circ}\text{C}$  per 100 meters of depth.)

Local flow systems are shallower with short flow paths. The size of the recharge area is much greater with respect to the volume of water in the aquifer. Thus, water has a shorter contact time with the rocks and is potentially mineralized to a lesser degree than that of the regional system. The temperature of water discharging from the local flow systems is close to the mean annual air temperature. Local flow systems are areas of rapid circulation of groundwater; therefore, groundwater in these systems is much more active in the hydrologic cycle than groundwater in regional flow systems (3). Spring discharge of local flow systems is closely related to recharge of precipitation and shows wide fluctuations. This is illustrated in Figure 6.7. Intermediate flow systems have properties falling between those of local and regional flow systems.



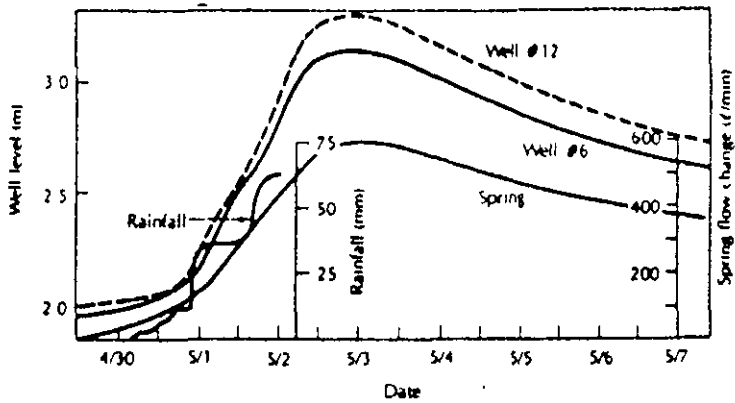


FIGURE 6.7. The water table and spring flow of a local flow system will fluctuate with recharge from rainfall. SOURCE: R. S. Sartz et al., *Water Resources Research*, 13 (1977):524-30.

If a flow system has extended areas with a flat water table, the potential is the same in all parts of the field. Neither local nor regional flow systems can develop, and the groundwater is stagnant. Evapotranspiration is the only method of groundwater discharge. Groundwater under such conditions is likely to be highly mineralized due to a long contact time with the aquifer rocks.

### 6.2.3. HETEROGENEOUS AQUIFERS

Piezometers may sometimes yield water levels that are apparently anomalous with respect to the expected regional flow pattern (2). A set of piezometers at various depths may show a water elevation equal to the water table for a shallow well, a lower water elevation for a piezometer of intermediate depth, and then a water elevation equal to the water-table elevation for a deep well. Geologic logs of these piezometers might show the shallow one to end in a fine, silty sand; the one of intermediate depth to end in coarse sand; and the deepest one to end in the fine, silty sand. Figure 6.8A shows a cross section of the potential distribution where a body of material of high hydraulic conductivity is surrounded by material with a lower conductivity. The high-conductivity zone acts as a conduit for flow, attracting water from much of the aquifer. The result is that the potential field bends away from the high-conductivity zone on either end. Flow will thus converge toward the high-conductivity zone on the upstream end and diverge away from it on the downstream side.

A line of piezometers of equal depth, extending to line A-A', would have a potentiometric profile that would differ from the water-table profile (Figure 6.8B). Upstream of the midpoint of the high-conductivity layer, the piezometric profile would be lower than the water table. It would cross the water table at the midpoint and be higher than the water table below the midpoint. Such a profile would not occur in a homogeneous aquifer.

If a lens of low-permeability material is buried in an aquifer, it acts as a partial barrier to groundwater flow. The groundwater streamlines diverge around the lens. While a modicum of the flow is carried in the low-conductivity layer, the majority of the flow tends to be in the aquifer.

6.2 STEADY REGIONAL GROUNDWATER FLOW IN UNCONFINED AQUIFERS

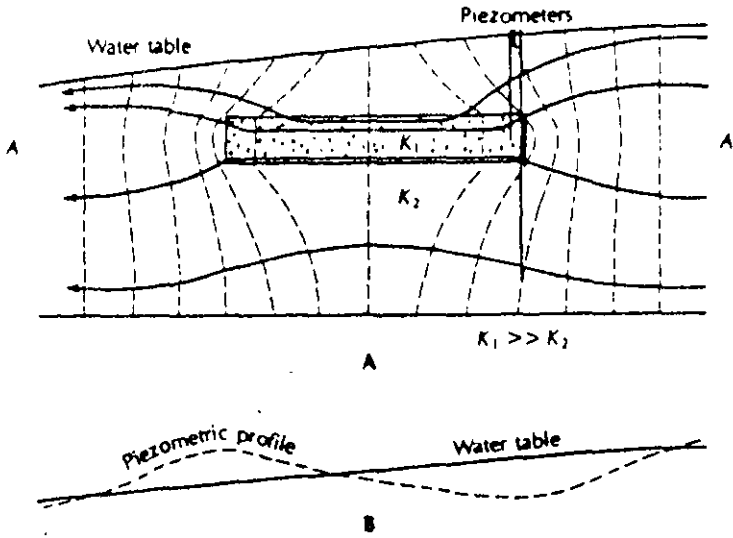


FIGURE 6.8. A. Equipotential field and flowlines in a region where a high-conductivity body is buried in a lower conductivity aquifer; B The water table and the piezometer profile of a line of piezometers, each ending at the same elevation along line A-A' of Part A.

Layered aquifers are especially prevalent in sedimentary basins, with individual geohydrologic units having different hydraulic conductivities. If a lower formation has a substantially higher conductivity than the surface layer, it acts as the major conduit of flow (5). Figure 6.9A shows the potential distribution in a layered aquifer when the lower unit has a conductivity ten times that

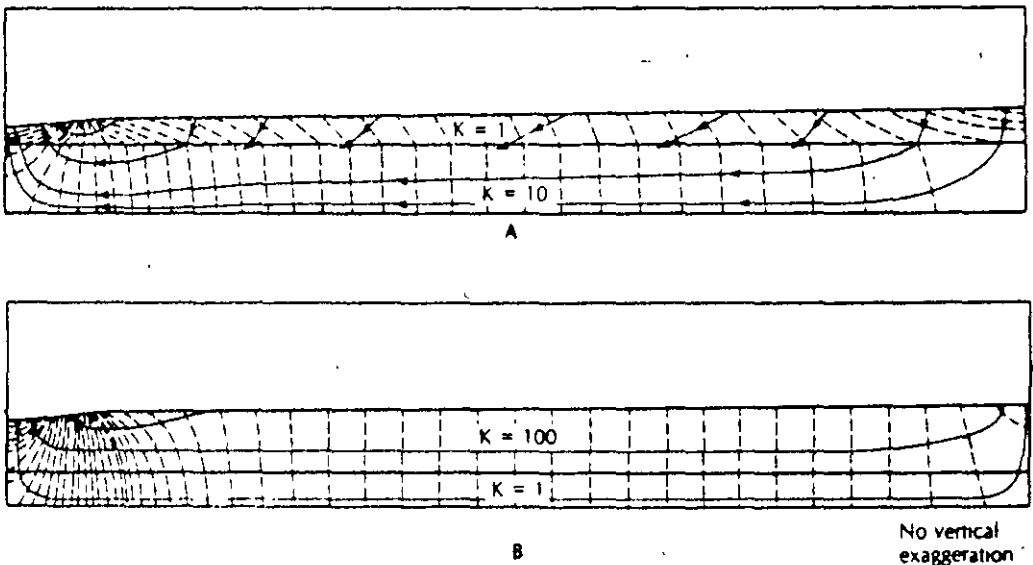


FIGURE 6.9. Regional groundwater flow in layered aquifers. The greater proportion of the flow occurs in the layer with higher hydraulic conductivity. SOURCE: R. A. Freeze and P. A. Witherspoon, *Water Resources Research*, 3 (1967):623-34.

of the upper. Flow in the lower unit is horizontal, while the upper unit has vertical flow components in the recharge and discharge areas. As the difference in conductivity between the upper and lower layer increases, the components of vertical flow in the upper unit increase as more of the flow is carried in the lower unit.

If a high-conductivity layer overlies a unit of substantially lower conductivity, the potential field is very similar to that of an isotropic aquifer. Most of the flow is carried in the upper, more conductive, layer, as Figure 6.9B illustrates. The potential field of Figure 6.9B is quite similar to that of Figure 6.3B (page 155), which is homogeneous.

#### 6.2.4 ANISOTROPIC AQUIFERS

There is considerable evidence that many aquifers are anisotropic. For deposits as uniform as glacial outwash, the horizontal permeability may be two to twenty times as great as the vertical (8). Figure 6.10 shows the potential distribution in an aquifer in which horizontal conductivity is ten times as great as the vertical. In anisotropic aquifers, the flowlines do not cross the equipotential lines at right angles; the correct angles can be obtained graphically (9). Figure 6.3B shows the same section in an isotropic medium. The vertical components of flow are more pronounced in the anisotropic aquifer. The greatest variation in the potential field occurs at the extreme ends of the groundwater basin.

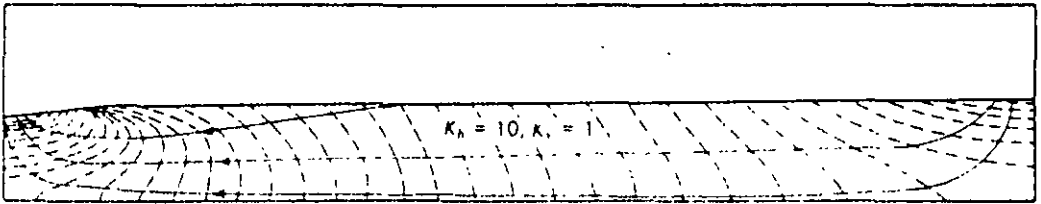


FIGURE 6.10. Effect of anisotropy on regional groundwater flow. This figure is the same as Figure 6.3B, except that, here, the horizontal hydraulic conductivity is ten times the vertical. SOURCE: R. A. Freeze and P. A. Witherspoon, *Water Resources Research*, 3 (1967):623-34.

## 6.3 CONFINED AQUIFERS

Aquifers that are overlain by a layer of substantially lower hydraulic conductivity are confined. The hydraulic gradient is generally greater in the confining bed than in the aquifer. Since the frictional resistance to flow is so much greater in the confining layer, most of the available energy of the potential field is dissipated there.

Confined aquifers may be either sloping or flat. If the aquifer crops out near a topographic high, substantial recharge takes place in the

outcrop area. In the sloping aquifer shown in Figure 6.11A, the confining layer is a barrier to flow. Wells drilled through it to the underlying aquifer would yield artesian flow. Streamlines refract as they cross the confining layer. Discharge of the regional flow system is concentrated in the valley bottom.

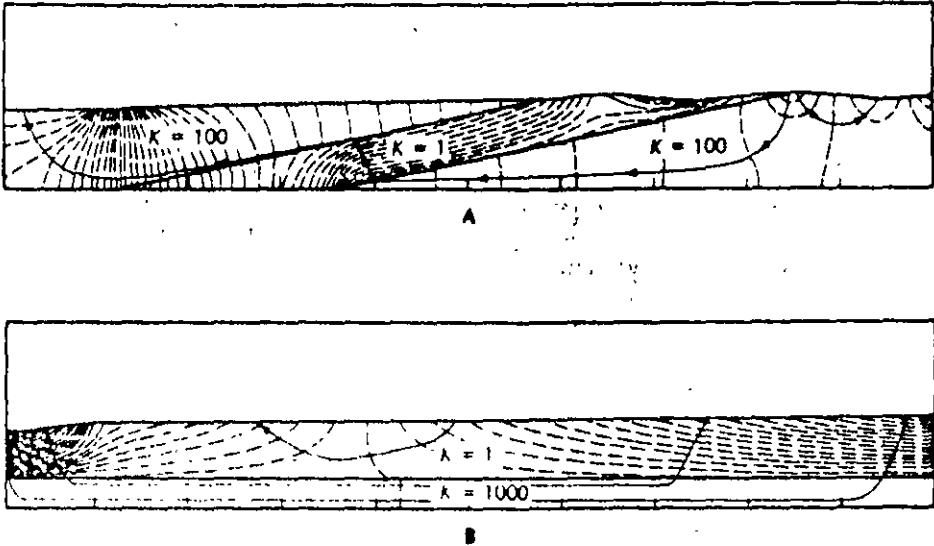


FIGURE 6.11. Regional groundwater flow in confined aquifers: A. Aquifer confined by a sloping confined layer; B. aquifer confined by a flat-lying confining layer SOURCE: R. A. Freeze and P. A. Witherspoon, *Water Resources Research*, 3 (1967):623-34.

The flat-lying confined aquifer in Figure 6.11B does not have an outcrop area. Recharge to the aquifer occurs by downward flow through the confining layer. Almost all of the energy of the potential field is consumed as flow moves through the confining layer in recharge and discharge areas. Only one equipotential line crosses the aquifer. The volume of water flowing through the buried aquifer is less than it would be if it cropped out in the recharge area. This is due to the use of much of the available potential energy in forcing recharge through the low-conductivity layer. If a well were drilled in the discharge area, artesian conditions would occur.

Unless the confined aquifer is capped by a completely impermeable layer, there will be some discharge from the aquifer in the form of upward leakage in the area of upward hydraulic gradient. Many confined aquifers have heads above the land surface when the first wells are drilled (10). The amount of upward flow occurring through the confining beds is typically small, and the water does not circulate rapidly. Groundwater withdrawals in many confined regional aquifers have lowered the potentiometric head. This actually increases the rate of lateral groundwater flow in the aquifer, as the hydraulic gradient between the recharge area and the well-field area is increased.

## 6.4 TRANSIENT FLOW IN REGIONAL GROUNDWATER SYSTEMS

---

The systems we have considered have been in a state of *dynamic equilibrium*. The amount of water recharging the aquifer is balanced by an equal amount of natural discharge, and the potential field is more or less constant. If a well field is established in the groundwater basin, the withdrawal of well water increases the discharge from the system, disrupting the equilibrium. Thus, a new equilibrium must be established (11).

In the case of an unconfined aquifer, the water table around the well field will be drawn down. As the discharge exceeds the recharge, the difference comes from gravity drainage of groundwater stored in the aquifer. The cone of depression around the well field will slowly expand until it affects the flow system enough to create a new equilibrium condition. This will occur when the area of the cone of depression is large enough to intercept sufficient aquifer recharge to supply the well discharge. This will reduce natural discharge somewhere else, and a new condition of dynamic equilibrium will be reached. Should the rate of withdrawal be so great that the cone of depression reaches the boundaries of the aquifer without intercepting sufficient recharge, the aquifer will not reach equilibrium and eventually could be drained.

In confined and leaky confined aquifers, pumping will reduce the heads near the wells. As a result, the potentiometric surface will decline. The cone of depression will expand rapidly due to the small value of storativity of confined aquifers. Initially, the water being pumped comes from storage in the aquifer. The cone of depression in a leaky confined aquifer will stabilize when enough downward leakage is induced to balance pumpage. This, of course, will upset the natural equilibrium in the overlying aquifer that is furnishing the water.

In a confined aquifer, the cone of depression will grow until it reaches either the recharge area of the aquifer, or the discharge area, or both. The resulting change in the potential field will induce either increased recharge, or decreased natural discharge, or both. If this is sufficient to balance recharge and discharge, the aquifer will again be in dynamic equilibrium. If not, the water levels will continue to decline.

## 6.5 NONCYCLICAL GROUNDWATER

---

There is a certain amount of water in the ground that is not encompassed by the hydrologic cycle. When sediments are deposited, water is present in the pores. The same may be true for undersea volcanic rocks. Later geologic events may bury the sediment or rock and its contained pore water. Water buried with the rock is termed *fossil water* (12). Interstitial water which was not buried with the rock but which has been out of contact with the atmosphere for an appreciable part of a geologic period is called *connate water* (12).

**Magmatic water** is associated with a magma. It may be in part juvenile water, having never before circulated in the hydrologic cycle (13). However, most magmatic water comes from the recycling of connate or fossil water. Magmatic water can re-enter the hydrologic cycle through volcanic eruptions or thermal springs.

## SPRINGS

## 6.6

Springs have played a role in the settlement pattern of many lands where they have served as a local water supply. Mineralized and thermal springs have been thought to have a therapeutic value. The importance of springs is evident from the many localities named for the springs found there (e.g., Tarpon Springs, Florida; Palm Springs, California; Hot Springs, Arkansas; Steamboat Springs, Colorado).

A spring may have a discharge that is fairly constant, or the discharge may vary. Springs can be permanent or ephemeral. The water may contain dissolved minerals of many different types, or certain dissolved gases or petroleum. The temperature of the water may be close to the mean annual air temperature, or be lower or higher—even boiling. Flow may range from a barely perceptible seepage to 90 or more cubic meters (1000 cubic feet) per second.

Topographic low spots provide the simplest mechanism for the formation of springs. **Depression springs** are formed when the water table reaches the surface (14). The change in topography creates a corresponding undulation in the water-table configuration. A local flow system is thus created, with a spring formed at the local discharge zone (Figure 6.12A).

Where permeable rock units overlie rocks of much lower permeability, a **contact spring** may result (14). A lithologic contact is often marked by a line of springs, which may be either in the main water table, or in a perched water table. It is not necessary for the underlying layer to be impermeable, merely that the difference in hydraulic conductivity be great enough to preclude transmission of all of the water that is moving through the upper horizon (Figure 6.12B).

A classic occurrence of contact springs is found along the eastern side of Chuska Mountain, New Mexico. A sandstone cliff rises 60 to 150 meters above a terrace composed of shale, which also underlies the sandstone. More than thirty springs are found at the foot of the cliff at the contact of the sandstone and shale (15). One of the most spectacular series of springs in the world is in the Snake River Canyon below Shoshone Falls in Idaho. Along a 64-kilometer reach of the canyon, there are eleven springs with a discharge of more than 93 cubic meters (100 cubic feet) per second. The springs issue from permeable basalt flows (16).

Faulting may also create a geologic control favoring spring formation. A faulted rock unit that is impermeable may be implaced adjacent to

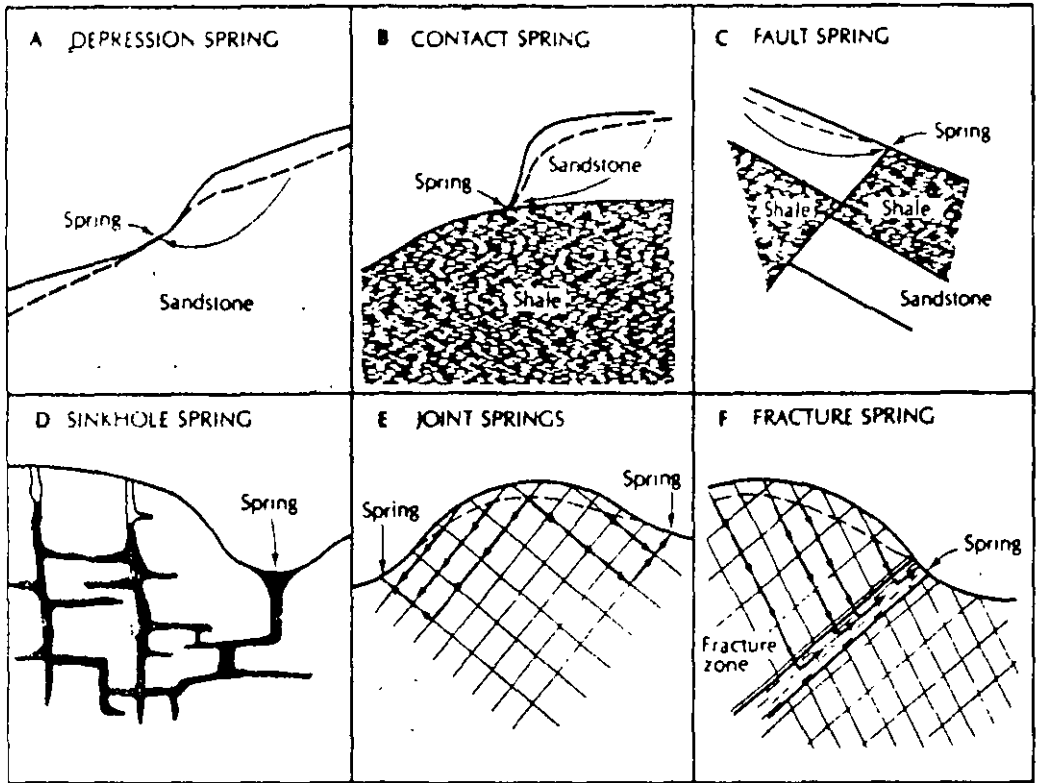


FIGURE 6.12. Types of springs.

an aquifer. This can form a regional boundary to groundwater movement and force water in the aquifer to discharge as a **fault spring** (Figure 6.12C).

Some of the largest springs are found in areas of limestone bedrock. In such areas, the runoff may be carried in part or totally as subterranean flow. It may be either diffused flow in pores and fractures in the rock, or channelized flow in caverns. Springs may be found where a cavern is connected to a shaft that rises to the surface. Many of the famous springs of Florida cover an area of several hectares in which water rises to the surface through sinkholes (Figure 6.12D). The water in these **sinkhole springs** is under artesian pressure and comes from the principal artesian aquifer, or Floridan aquifer, which underlies Florida (17). This aquifer is in Tertiary-age limestones.

**Joint springs** or **fracture springs** may occur from the existence of jointed or permeable fault zones in low-permeability rock. Water movement through such rock is principally through fractures, and springs can form where these fractures intersect the land surface at low elevations (Figure 6.12E,F).

Springs in limestone terrane can be interconnected to topographic depressions caused by collapsed caverns (sinkholes) at higher elevations. Water level in the sinkholes may rise and fall due to variations in runoff (18). Discharge of these springs, known as **karst springs**, may correspond with the elevation of water in the sinkholes (Figure 6.13).

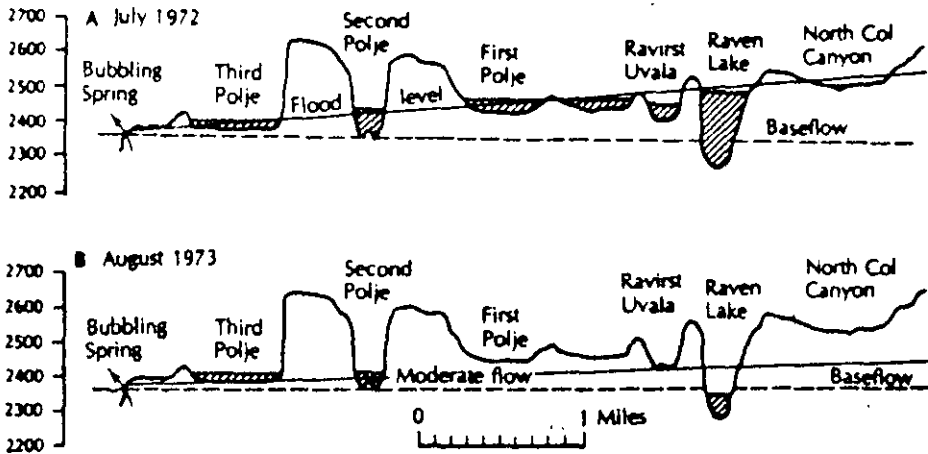


FIGURE 6.13. Hydrogeology of a karst spring, the rate of discharge of which is a function of the water level in upstream sinkholes. SOURCE: G. A. Brook, in *Karst Hydrogeology*, ed. J. S. Tolson and F. L. Doyle (Huntsville, Ala.: UAH Press, 1977), pp. 99-108. Used with permission.

## GEOLOGY OF REGIONAL FLOW SYSTEMS 6.7

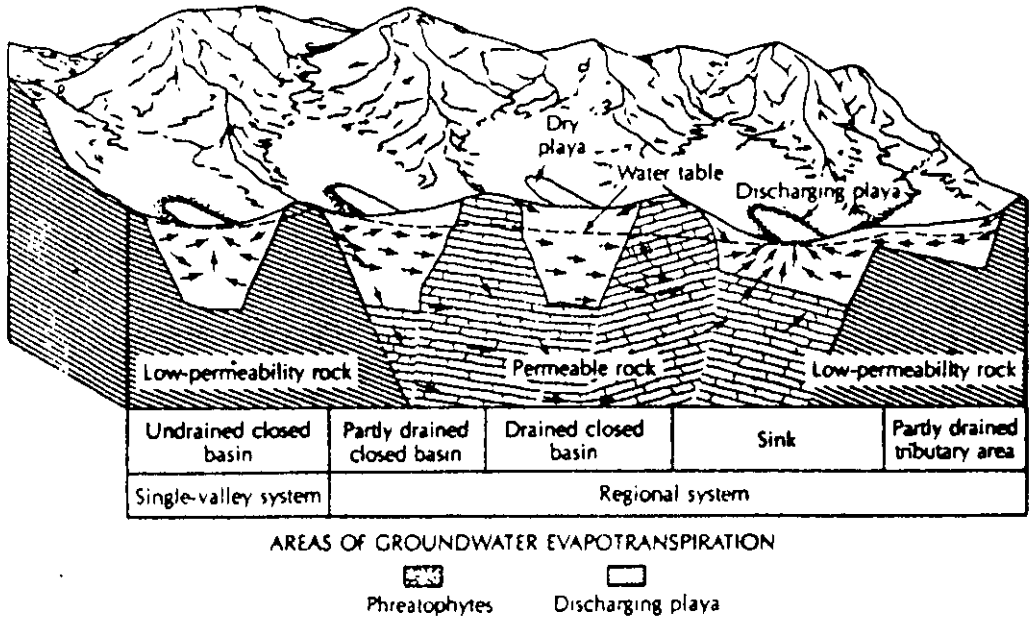
### CASE STUDY: REGIONAL FLOW SYSTEMS IN THE GREAT BASIN

The Basin and Range Province contains a number of topographically closed basins. These intermontaine basins are characterized by an accumulation of relatively permeable clastic sediments. The mountains surrounding the basins are composed of bedrock, which also underlies the basins at depth. The hydraulic conductivity of the bedrock types is extremely variable (20).

Annual precipitation is greatest in the mountains and least in the valleys (21). Below an elevation of 1800 meters (6000 feet), annual precipitation is less than 20 centimeters (8 inches). This is almost all evaporated, with virtually no recharge of groundwater. Above 2750 meters (9000 feet), there may be more than 50 centimeters (20 inches) of precipitation, with up to 13 centimeters (5 inches) of groundwater recharge. The areas of greatest precipitation and recharge are in topographic highs, which are good recharge zones.

Those mountain areas formed by crystalline rocks or low-permeability sedimentary rocks have near-surface permeability due to fracturing. Such mountain areas have many small springs and perennial streams, as the groundwater is discharged by local flow systems (6). Mountains underlain by highly permeable carbonate rocks are generally dry. The groundwater appears as the discharge of relatively large springs at the foot of the mountains or in the intermontaine valleys. In the areas of





**FIGURE 6.14.** Flow systems of the Great Basin Region. SOURCE: T. E. Eakin et al., U.S. Geological Survey Professional Paper 813-C, 1976.

carbonate aquifers, the water table is relatively flat, and may extend with a regional slope beneath topographic divides (6, 20, 21). A block diagram of single-valley hydrologic systems and regional flow systems is shown in Figure 6.14.

In the White River area of southeastern Nevada, a regional interbasin groundwater flow system has been identified (21). There are thirteen topographic basins: seven of them are closed; the other six were drained by the White River during the Pleistocene. The mountains are 2450 to 3050 meters (8000 to 10,000 feet) high, with the valley bottoms 600 to 1220 meters (2000 to 4000 feet) lower. The principal water-bearing units are Paleozoic limestone and dolomites, up to 9150 meters (30,000 feet) thick. There are some volcanic rocks (tuffs and welded tuffs) which can form locally perched aquifers. The valleys are filled with Tertiary-age clastic sedimentary rocks and evaporites.

Groundwater is discharged by means of several large springs. The flow of Muddy River Springs, which is the largest, is highly uniform, which suggests a regional flow system as the source (22). A longitudinal profile of the area, which shows both the topography and the potentiometric surface, reveals that the regional hydraulic gradient is unaffected by crossing topographic divides (Figure 6.15).

The amount of groundwater recharge is much greater than discharge in the topographically higher basins. The water balance is reversed for the topographically lower basins where the large springs are located. However, the regional water budget is balanced when all thirteen of the basins are included (21).

# HISTORIA DEL TERMINO "NAPL"

"Non - Aqueous Phase Liquid" (Kolmer)

- Relleno sanitario en Niagara Falls, NY, E.U. en 1981.
- Científicos, ingenieros y abogados
- NAPL como un líquido de coloración café-oscuro - negro constituido por compuestos químicos orgánicos, identificados en el suelo y en el agua subterránea del relleno sanitario.
- Consideraciones:
  - + La mezcla de compuestos químicos orgánicos es un líquido.
  - + La mezcla no es acuosa en la naturaleza (~~hidrofóbica~~)
  - + La mezcla es inmisible con agua y existe como una fase separada cuando está presente en agua (hidrofóbico)
- DNAPL : Mayor densidad que el agua.
- LNAPL : Mas ligero que el agua.

APUNTES DEL CURSO:

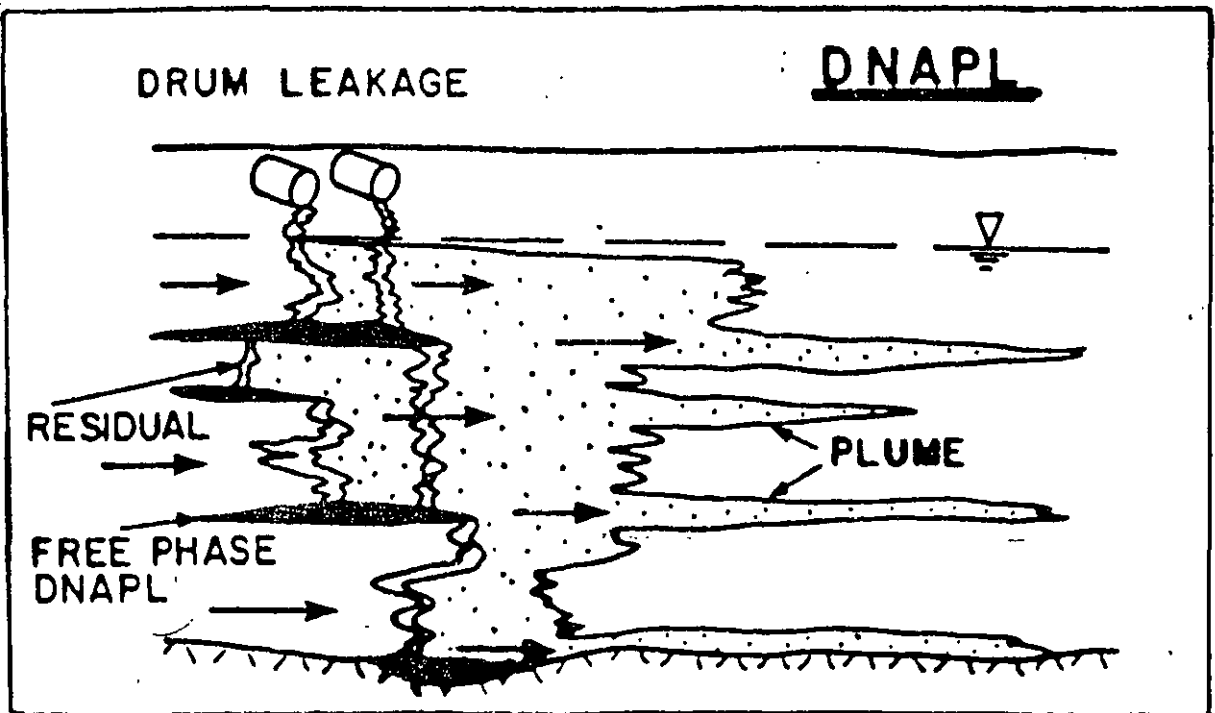
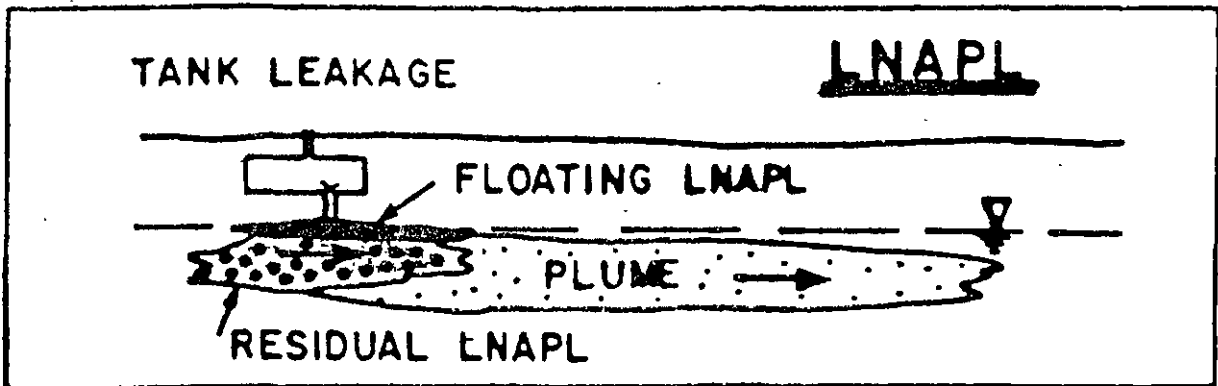
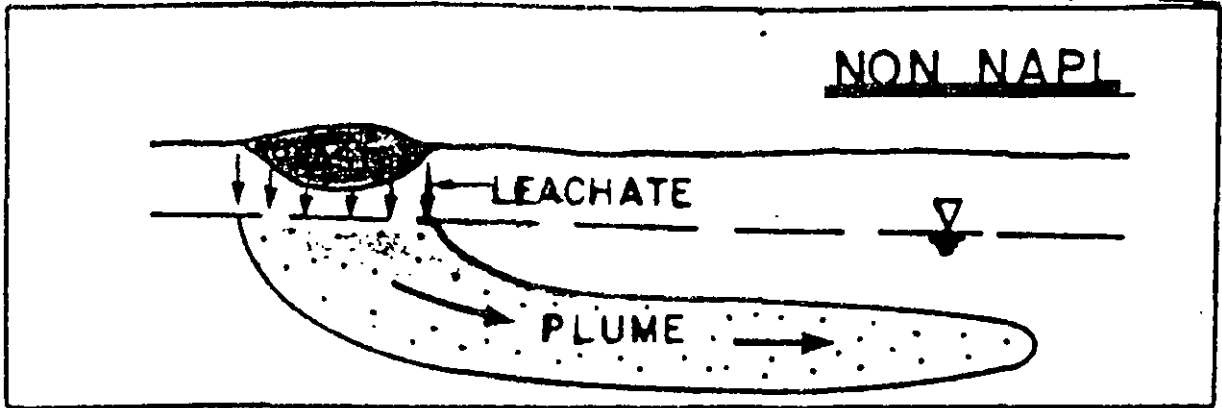
DISPERSION DE CONTAMINANTES EN EL  
SUBSUELO DEPTI - UNAM, 1994

INVESTIGACION DEL COMPORTAMIENTO  
DE COMPUESTOS DENOMINADOS  
"CHLORINATED HYDROCARBONS" (CHC'S)  
HIDROCARBUROS CLORINADOS EN EL  
SUBSUELO. (HCC)

- Motivación inicial debido a dos problemas de contaminación del subsuelo y agua subterránea ocurridos en 1967 y 1976 en Alemania por Friedrich Schwillle.
- Experimento de laboratorio para demostrar el comportamiento de la migración de HCC's en 1980. Medio poroso en una caja de 5m de largo.
- Se concluyó que los HCC's son gobernados por principios de mecánica de fluidos y no por principios hidrodinámicos.

CLASIFICACION SIMPLIFICADA DE SITIOS  
INDUSTRIALES EN EL CONTEXTO DE  
REMEDIACION

- Non - NAPL
- LNAPL
- DNAPL



Three different conceptual models for groundwater contamination: (a) non-NAPL case; (b) LNAPL case; and (c) DNAPL case.

## TIPOS PRINCIPALES DE DNAPLS

- SOLVENTES CLORINADOS
- "CREOSOTE / COAL TAR" (hidrocarburos aromaticos policiclicos HAP)
- MEZCLAS DE DESECHOS ORGANICOS INDUSTRIALES.
- ALGUNOS PESTICIDAS.
- ACEITES DEL TIPO PCB

## MIEMBROS EXTREMOS DE CATEGORIAS DE DNAPLS

- 1) DNAPLS con ALTA DENSIDAD  
BAJA VISCOSIDAD  
ALTA MOBILIDAD (fase disuelta)  
Ejemplo: solventes clorinados
- 2) DNAPLS con BAJA DENSIDAD  
ALTA VISCOSIDAD  
BAJA MOBILIDAD (fase disuelta)  
Ejemplo "Creosote/coal tar"

LAS DOS CATEGORIAS ANTERIORES DE DNAPL  
PRESENTAN DIFERENTES PROBLEMAS EN:

- Impacto ambiental
- Dificultad para diagnóstico del sitio
- Dificultad y riesgo en el monitoreo del sitio
- Opciones para la remediación del agua subterránea.

LA CLASE SE ENFOCABA A LA CATEGORIA  
DE DNAPL DE ALTA DENSIDAD  
BAJA VISCOSIDAD  
ALTA MOBILIDAD DE LA  
FASE DISUELTA.

DEBIDO A:

- Es mucho más común
- Mayor impacto en agua subter.  
disponibilidad
- Existe mayor información de  
investigaciones relacionadas.

Table 1. Physical and Chemical Properties of Dense Solvent Compounds

Compound	MW (g)	S (mg/L)	$p_v$ (torr)	$K_{ow}$ (mL/g)	$d$ (g/cm <sup>3</sup> )	BP (°C)	$\mu$ Absolute Viscosity (cp)	$\nu$ Kinematic Viscosity	Relative H (atm·m <sup>3</sup> /mole)	Vapor Density <sup>a</sup>
<b>Non-Aromatics</b>										
dichloroethane (DCM)	84.9	20000	349	8.8	1.33	40	0.44	0.32	0.8917	1.89
chloroform	119.4	8200	151	44	1.49	62	0.56	0.38	0.8028	1.62
bromodichloromethane	163.8	4500	50	61	1.97	90	1.71	0.87	0.8824	1.31
dibromochloromethane	286.3	4000	76	84	2.78	119	-	-	0.00094	1.62
bromocumene	252.8	3010	5	116	2.89	150	2.07	0.72	0.00056	1.85
trichlorofluoromethane	137.4	1100	167	159	1.49	24	-	-	0.11	4.28
carbon tetrachloride	153.8	785	90	439	1.59	77	0.97	0.61	0.823	1.51
1,1-dichloroethane	99.0	9980	180	30	1.17	37	0.50	0.43	0.8043	1.57
1,2-dichloroethane	99.0	8690	61	14	1.26	83	0.84	0.67	0.80091	1.79
1,1,1-trichloroethane (1,1,1-TCA)	133.4	720 <sup>b</sup>	100	152	1.35	74	0.84	0.62	0.013	1.47
1,1,2-trichloroethane	133.4	4500	19	56	1.44	114	-	-	0.00074	1.09
1,1,2,2-tetrachloroethane	167.9	2400	5	118	1.60	146	1.76	1.12	0.00038	1.03
1,1-dichloroethylene	97.0	400	390	65	1.22	32	0.36	0.30	0.021	2.54
1,2-dibromoethane (EDB)	187.4	4	11 <sup>b</sup>	-	2.18	132	1.72	0.79	0.00042	1.08
1,2-cis-dichloroethylene	97.0	800 <sup>b</sup>	200 <sup>b</sup>	-	1.28	60	0.48	0.38	0.0029	1.62
1,2-trans-dichloroethylene	97.0	800	326	59	1.26	48	0.40	0.32	0.072	2.01
trichloroethylene (TCE)	131.5	1100	58	126	1.46	87	0.57	0.39	0.0071	1.27
tetrachloroethylene (PER)	165.8	200	14	364	1.63	121	0.46	0.54	0.0131	1.04
1,2-dichloropropane	113.0	2700	42	5	1.33	97	-	-	0.0023	1.16
trans-1,3-dichloropropylene	110.0	1000	25	48	1.25	112	-	-	0.0013	1.04
<b>Ethers</b>										
bis(chloromethyl) ether	115.0	22000	30 <sup>b</sup>	1.2	1.32	44	-	-	0.00021	1.12
bis(2-chloroethyl) ether	143.0	10200	0.7	14	1.22	178	2.41	1.98	0.00013	1.004
bis(2-chloroisopropyl) ether	171.1	1700	0.4	61	1.11	187	-	-	0.00011	1.005
2-chloroethyl vinyl ether	106.6	15000	27	6.6	1.05	108	-	-	0.00025	1.10
<b>Monocyclic Aromatics</b>										
chlorobenzene	112.6	488 <sup>b</sup>	12	330	1.11	132	0.80	0.72	0.0036	1.05
o-dichlorobenzene	147.0	100	1.0	1700	1.31	180	1.41	1.28	0.0019	1.005
m-dichlorobenzene	147.0	123 <sup>b</sup>	2.3 <sup>b</sup>	1700	1.29	172	1.08	0.84	0.0036	1.01

Source: See below for a list of references used to compile the data in this table.

Note: Temperature of measurement is 20°C unless otherwise noted. MW = molecular weight (g); S = solubility in water (mg/L or ppm);  $p_v$  = vapor pressure (torr or mm Hg);  $K_{ow}$  = sediment-water partition coefficient (mL/g);  $d$  = density (g/cm<sup>3</sup>); BP = boiling point at 760 torr pressure (°C);  $\mu$  = absolute viscosity (centipoise);  $\nu$  = kinematic viscosity; H = Henry's Law constant for partitioning between air and water (atm·m<sup>3</sup>/mole) and RVD = vapor density relative to dry air (dimensionless). See footnote a below on method used to calculate RVD values. Note that an estimate of H may be obtained from the values of  $p_v$  and S. However, no effort was made to make that value of H consistent with the tabulated value given below, since the  $p_v$ , S, and H values were all determined independently, and there was no way to give greater weight to any two out of three of the measurements, which would have been necessary to obtain a consistent set of the three parameters.

RVD values have been calculated as the density of dry air saturated with the compound of interest at 20°C. It represents the weighted mean molecular weight of the compound-saturated air relative to the mean molecular weight of dry air which is 29.0 g/mol. If MW = molecular weight of the compound of interest, the RVD value may be calculated as:

$$RVD = \frac{\frac{P}{760} MW + \frac{760 - P}{760} 29.0}{29.0}$$

If the RVD relative to air saturated with water is desired, then the mean molecular weight for moist air at 20°C (28.75) should be used in place of 29.0 in the above formula.

<sup>a</sup>Value measured at 25°C.

from Schwille, F., 1988. Dense Chlorinated Solvents in Porous and Fractured Media. Translated by J.F. Pankow. Lewis Publishers, Chelsea, Michigan, 146 pp.

## MODELOS CONCEPTUALES.

Es un concepto de un proceso o problema expresado en forma de diagramas y/o ecuaciones esquemáticas.

Los modelos conceptuales:

- Proporcionan una base para probar hipótesis.
- Permiten diseñar las investigaciones de un sitio
- Permiten <sup>seleccionar y</sup> diseñar y la remediación de un sitio



# DNAPL'S QUE CAUSAN GRANDES PROBLEMAS DE CONTAMINACION DE ACUIFEROS

~~Clor~~

## SOLVENTES CLORINADOS :

- TCE (Tricloroetileno)
- PCE (Tetracloroetileno)
- TCA (Tricloroetano)
- DCM (Cloruro de Metileno)
- TCM (Cloroformo)
- DCE (Dicloroetileno).

COMPUESTO

# TERMINOLOGIA

- FASE LIQUIDA INMISCIBLE:

Es la fase líquida inmiscible que puede existir como residual o fase libre

- RESIDUAL.

Es la FLI retenida en los poros o fracturas por tensión capilar<sup>(-)</sup>. Esta FLI en estado residual No puede fluir hacia un pozo bajo la influencia única de la gravedad.

- FLI EN FASE LIBRE.

FLI en un estado donde la presión es positiva. El líquido en fase libre puede fluir hacia un pozo por efecto gravitacional

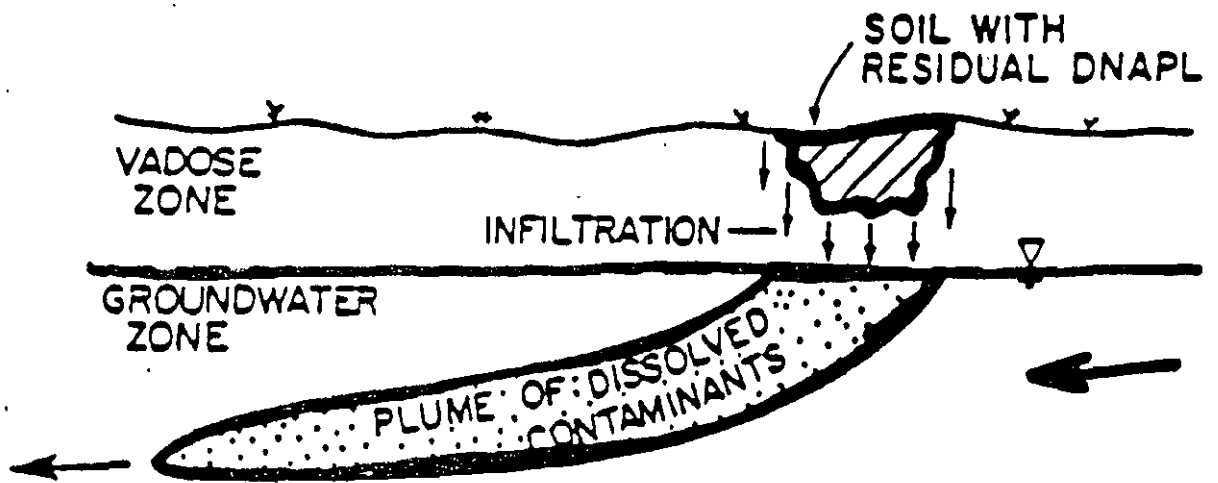
- ALBERCA DE DNAPL (POOL) DEPOSITO

Es la zona de líquido inmiscible en fase libre que se aloja al fondo de un acuífero (Móvil o inmóvil)

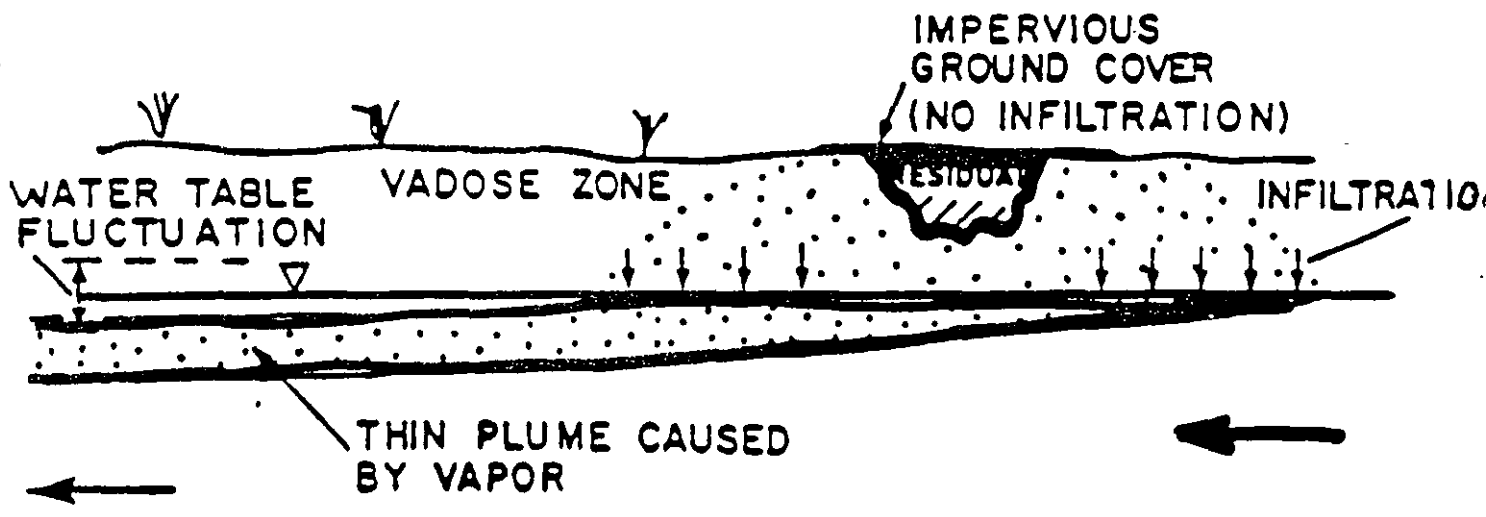
- DISOLUCION.

- DEPOSITO

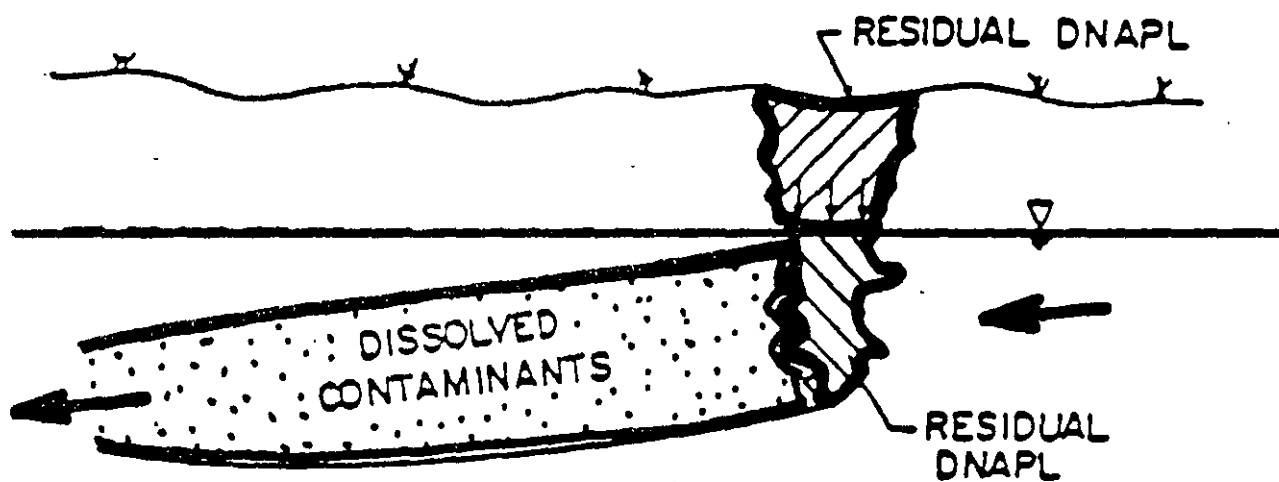
CONCEPTUAL MODEL No. 1(a)



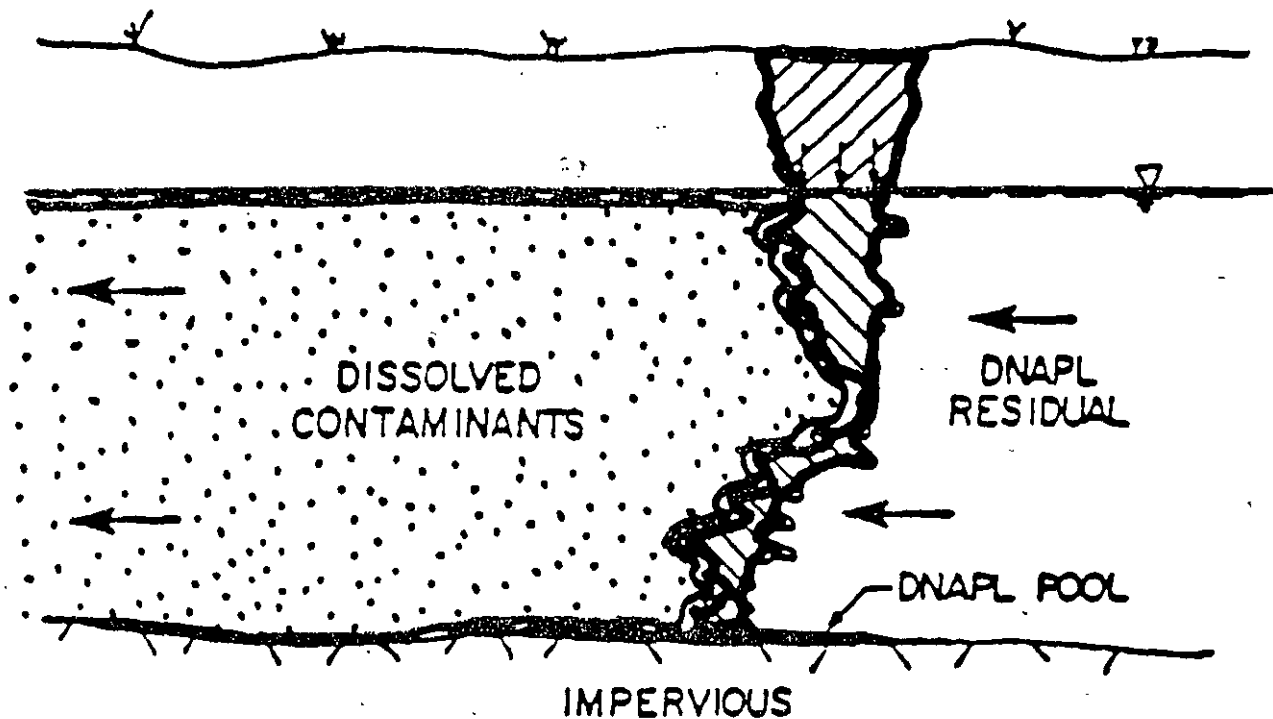
CONCEPTUAL MODEL No. 1(b)



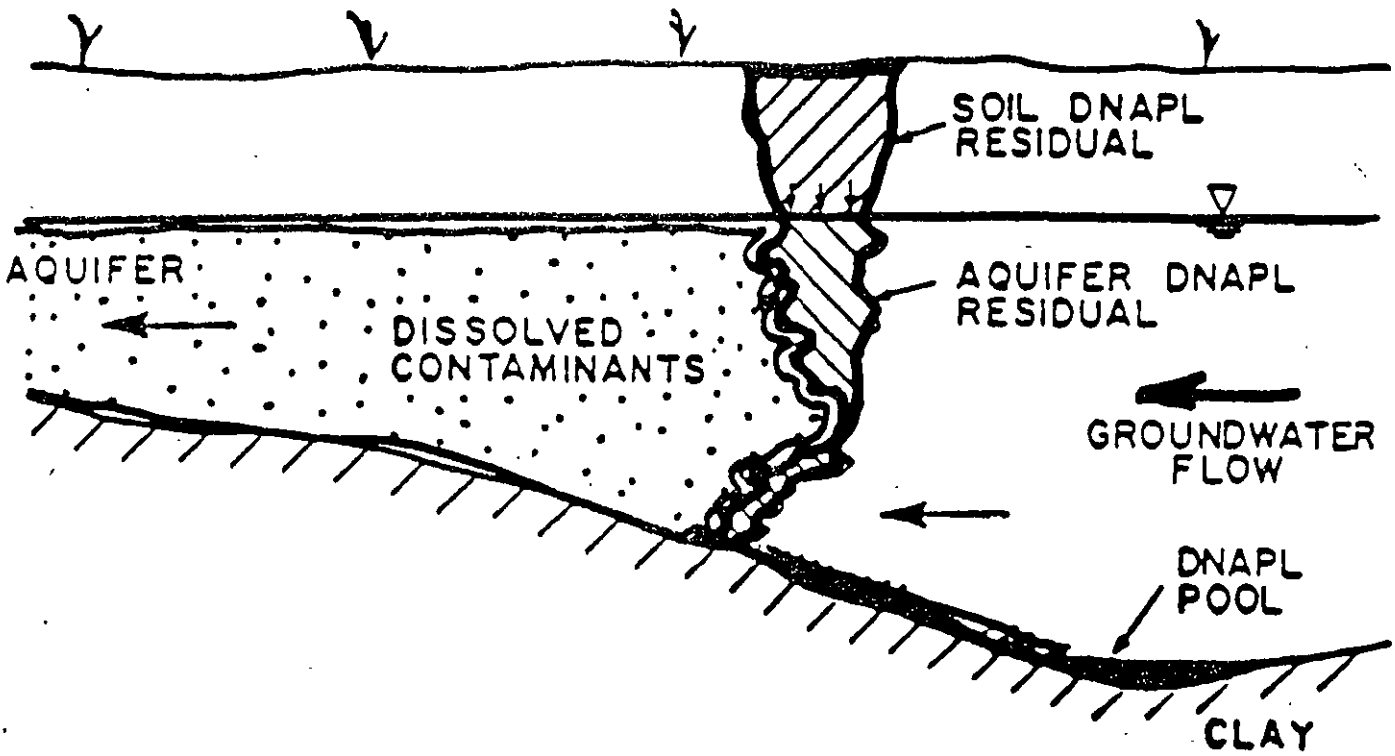
CONCEPTUAL MODEL No. 2



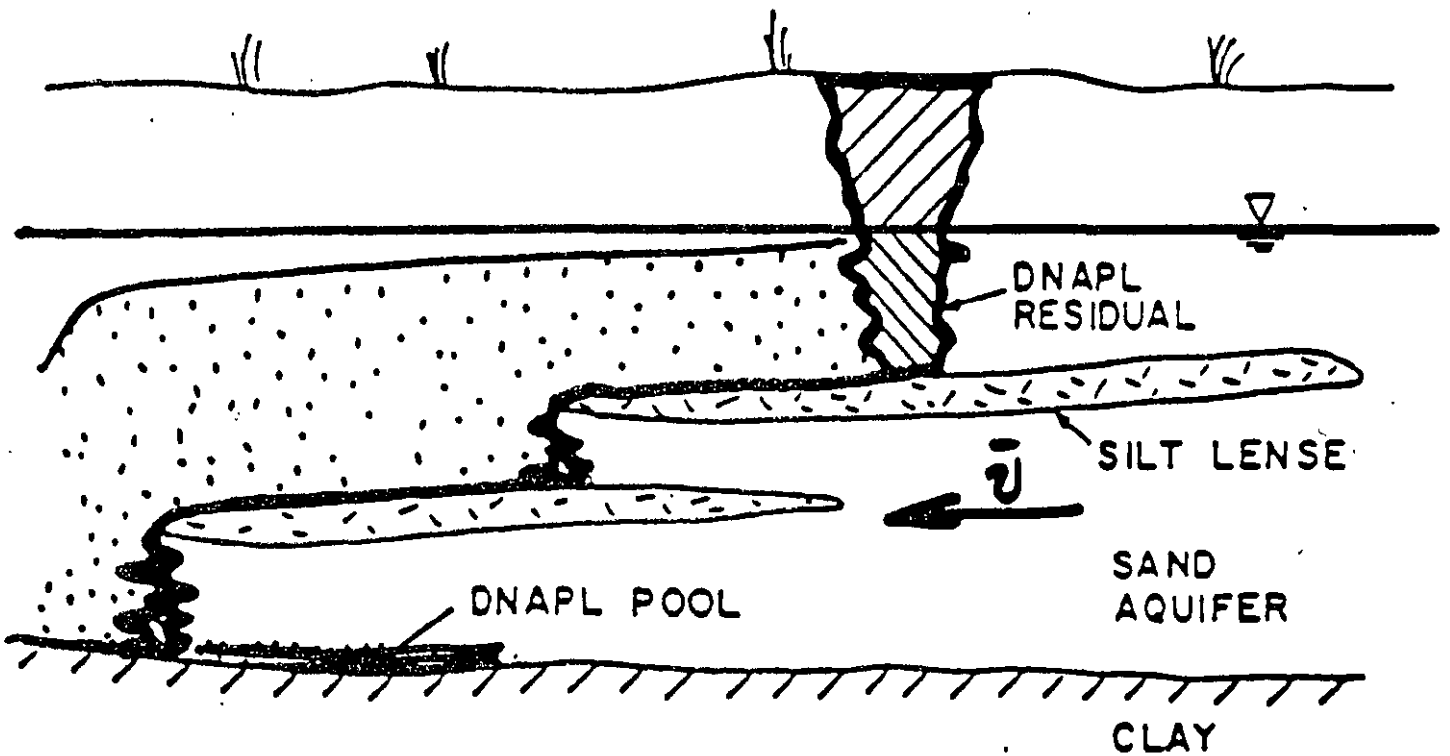
CONCEPTUAL MODEL No. 3



CONCEPTUAL MODEL No. 3(a)

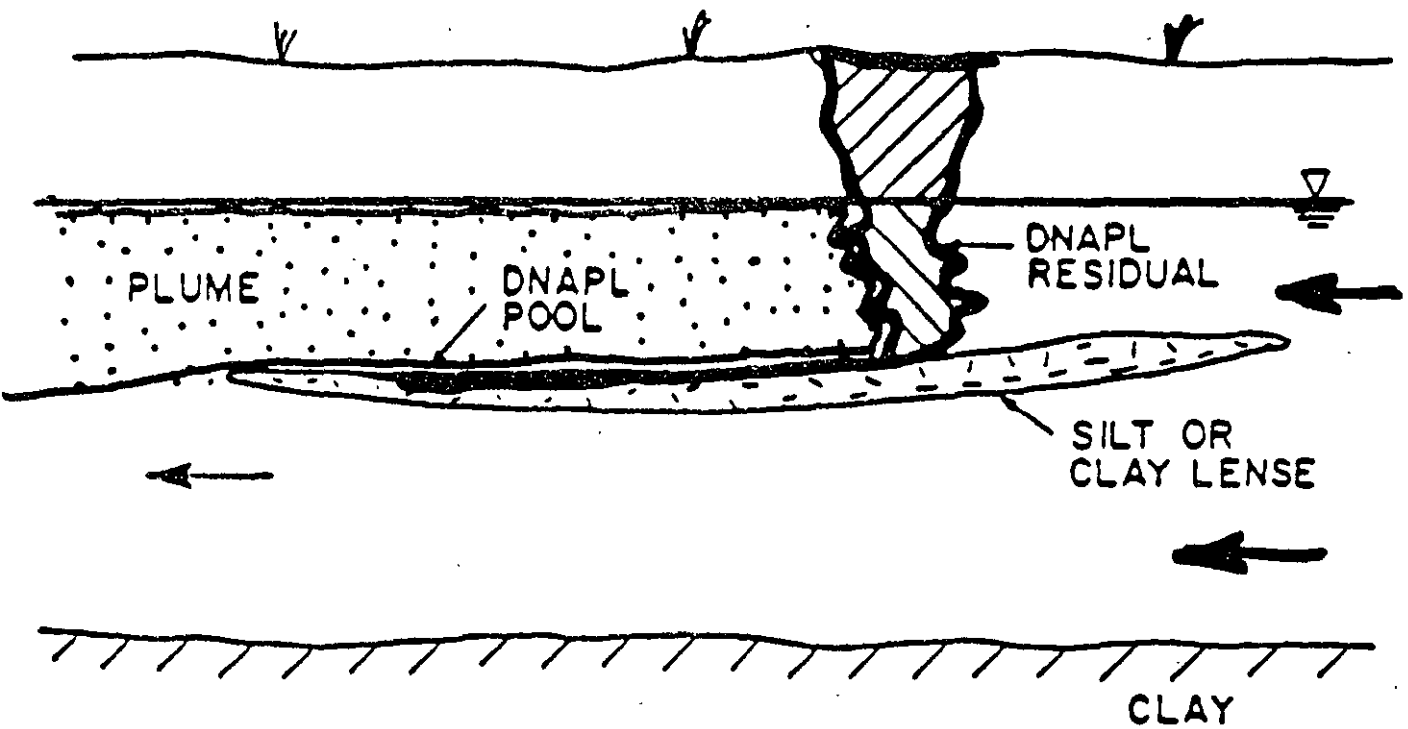


CONCEPTUAL MODEL No. 3(b)

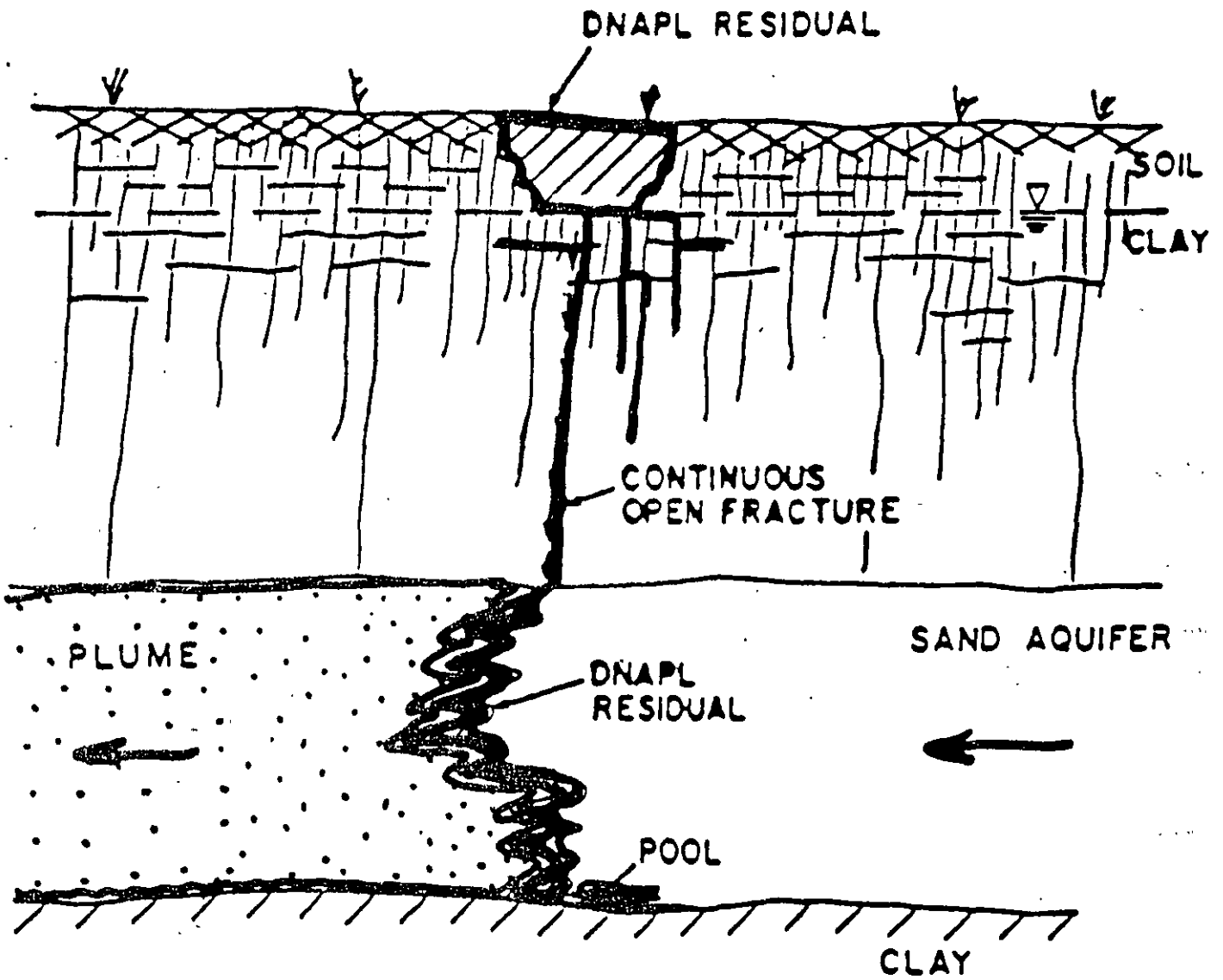




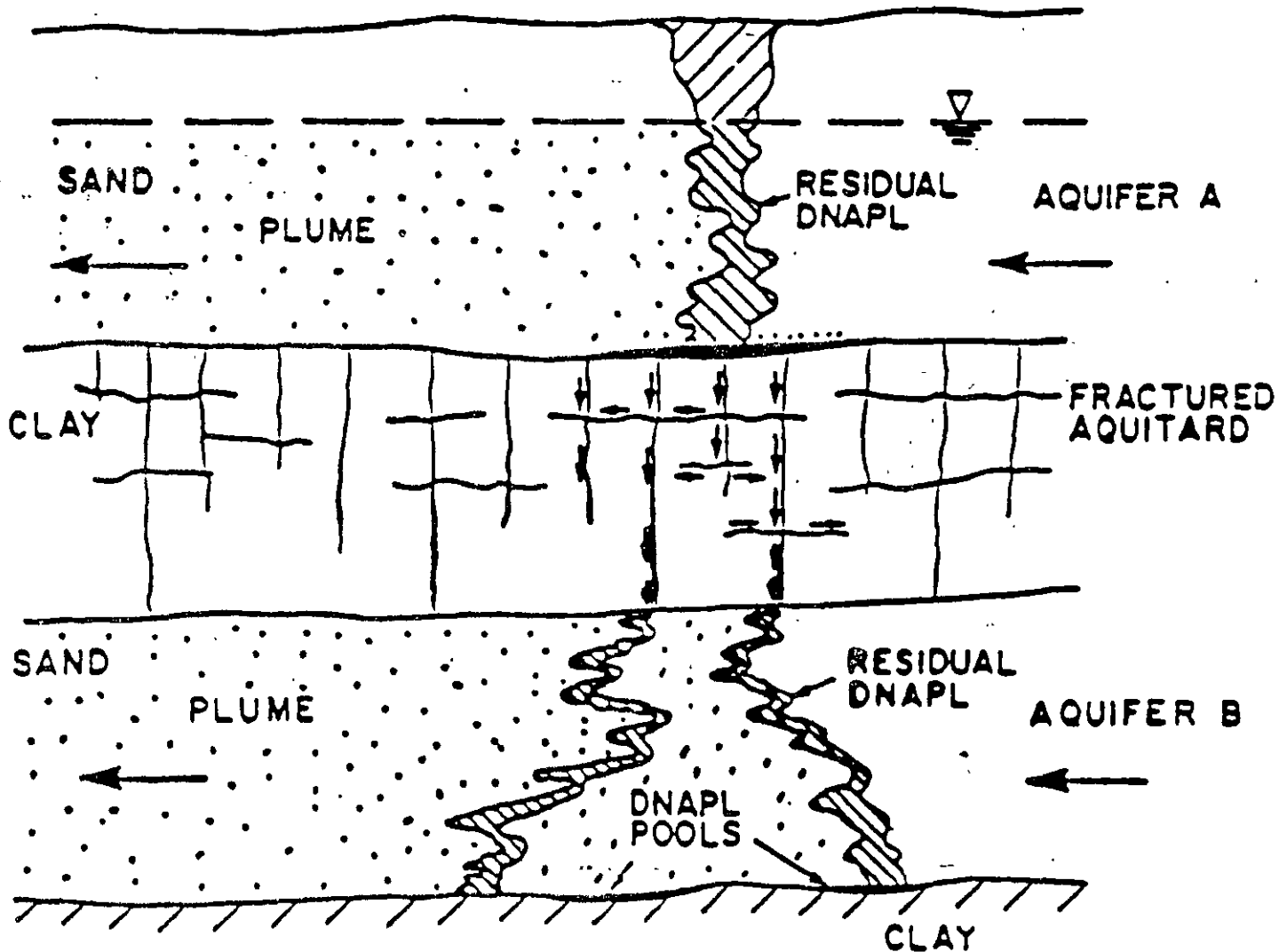
CONCEPTUAL MODEL No. 3(c)



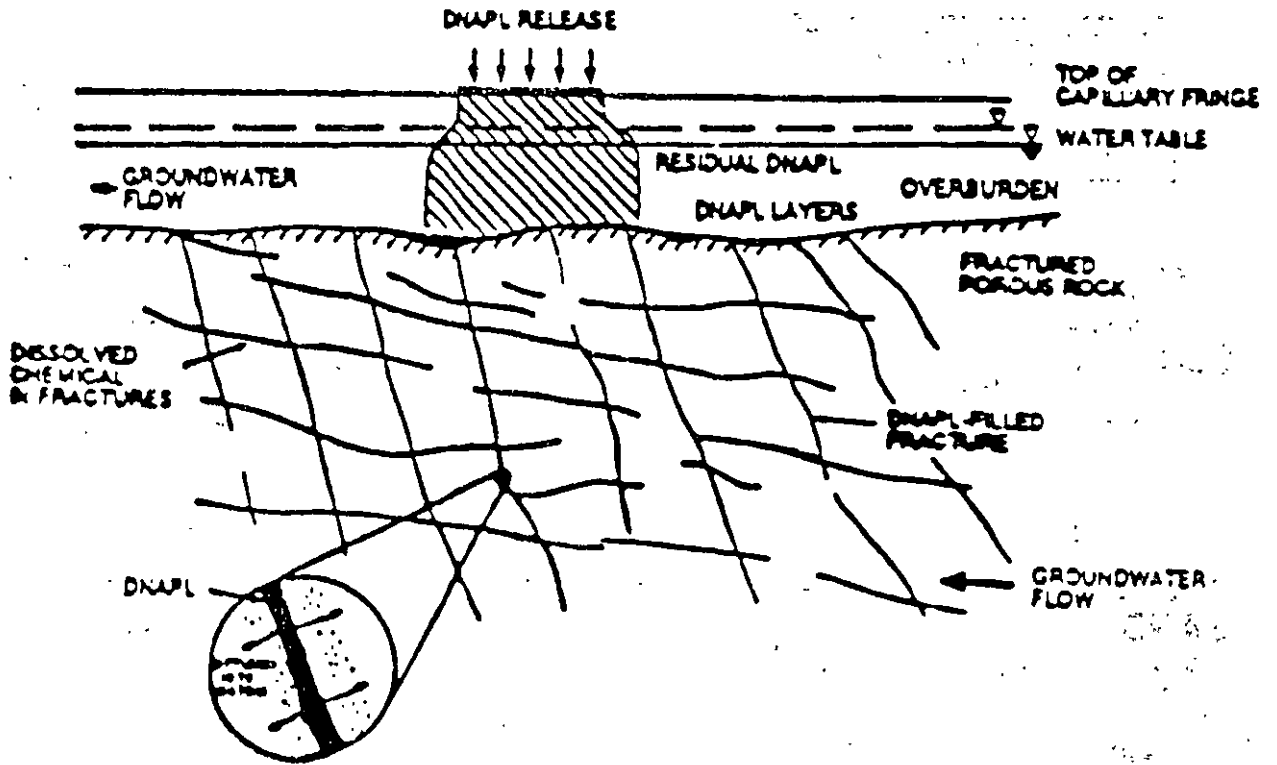
CONCEPTUAL MODEL No. 4 (a)



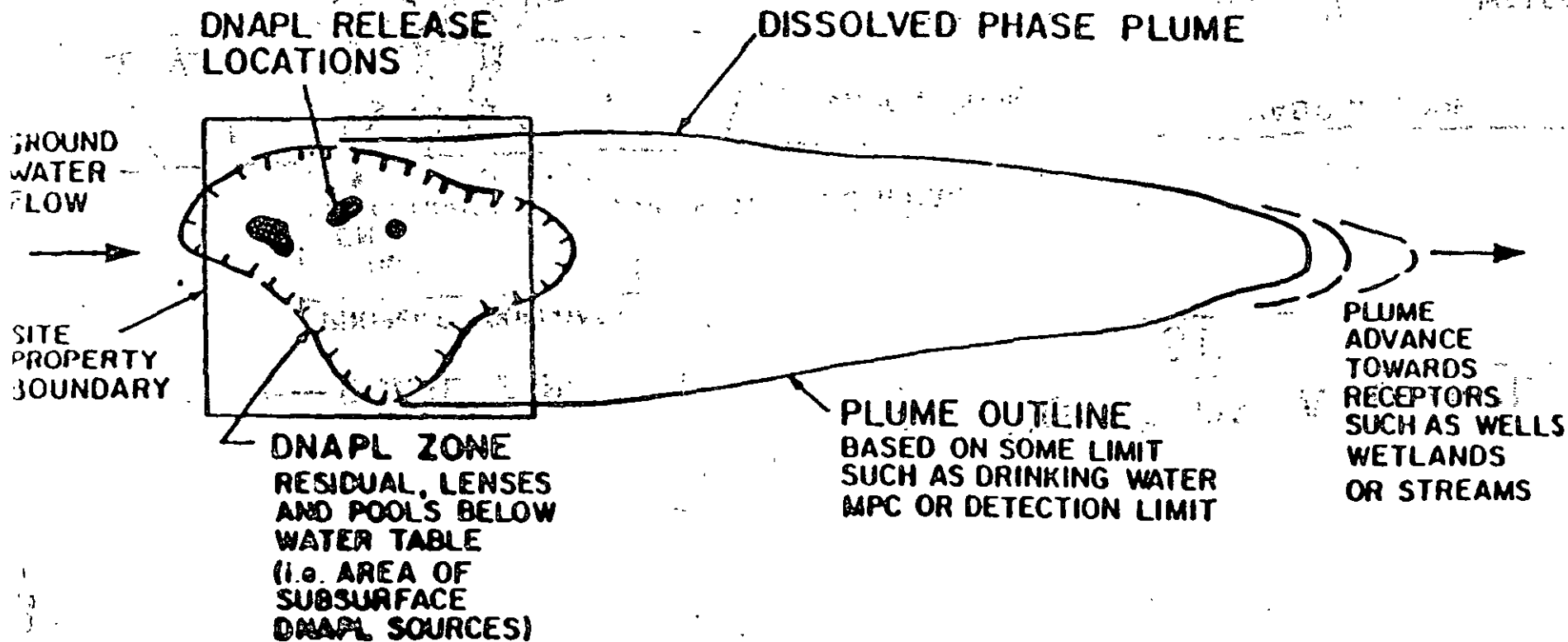
CONCEPTUAL MODEL No.4(b)



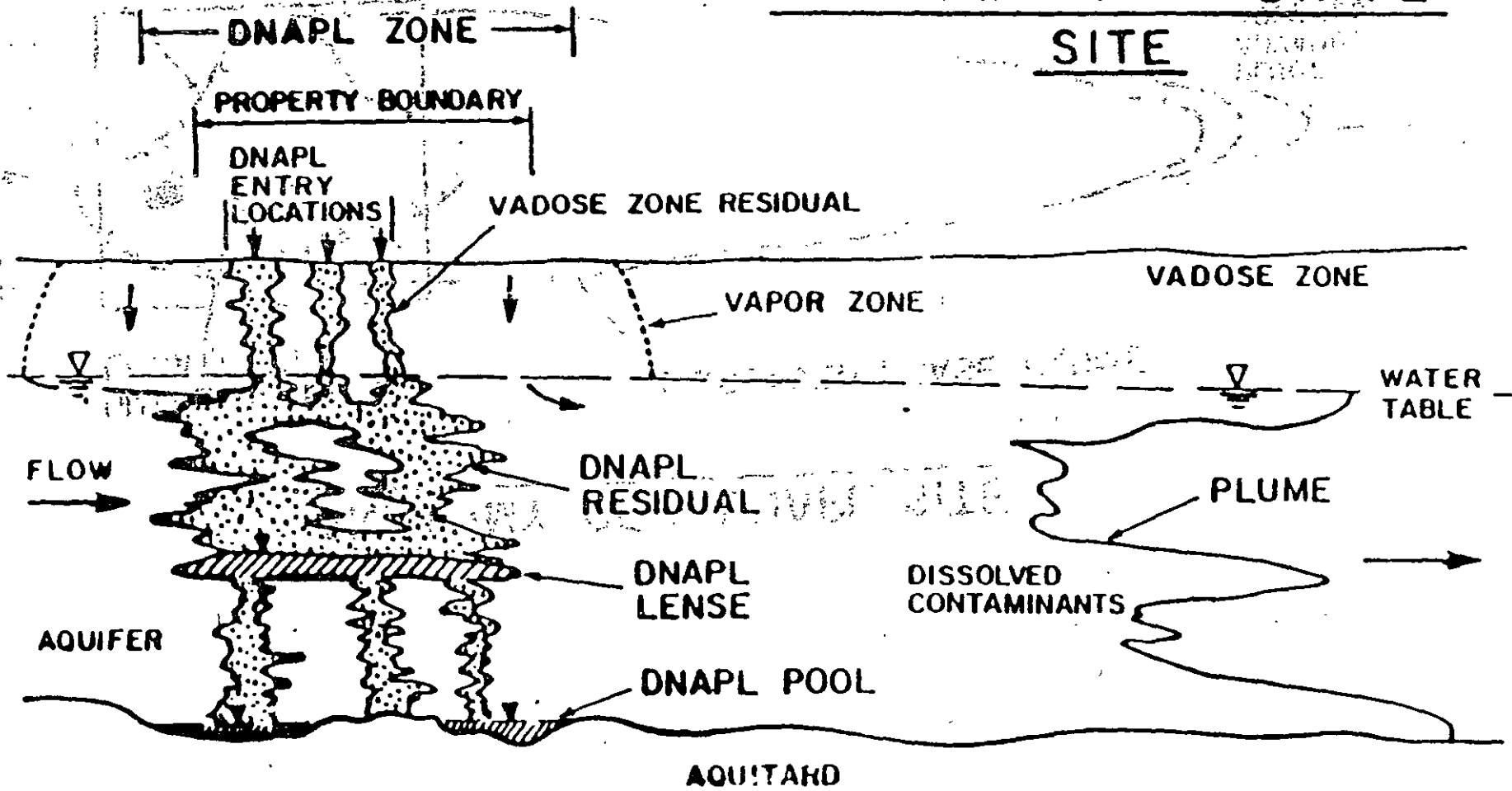
# CONCEPTUAL MODEL NO. 5



# ANATOMY OF A DNAPL SITE



# ANATOMY OF A DNAPL SITE



-12-