



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

**STABILITY ANALYSIS OF ROCK SLOPS FOR PLANE AND WEDGE FAILURE
WITH THE AID OF A PROGRAMMABLE POCKET CALCULATOR**

DR. K. KOVARI AND P. FRITZ

MAYO, 1984

Stability Analysis of Rock Slopes for Plane and Wedge Failure with the Aid of a programmable Pocket Calculator

Calculs de stabilité de talus rocheux à deux et trois dimensions à l'aide de calculatrices de poche programmables

Stabilitätsberechnung ebener und räumlicher Felsböschungen mit Hilfe programmierbarer Taschenrechner

Federal Institute of Technology Zurich, Switzerland

Institute of Highways and Underground Structures

Department of Rock Mechanics

CH-8092 Zurich, Switzerland

Received 1980

Accepted 1981

Key words: Rock slopes, stability, plane failure, wedge failure, pocket calculator

Keywords: Felsböschungen, Stabilität, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Talus rocheux, stabilité, glissement plan, glissement en coin, calculatrice de poche

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Keywords: Felsböschung, Stabilitätsberechnung, ebene Versagensart, Keilversagensart, Taschenrechner

Summary

A simple formula for plane slope failure is derived, which may be used for the design of anchors to ensure the safety of rock masses endangered by slides. The cohesion strength component appears explicitly in the formula, while the geometrical parameters, the friction angle and the safety factor are included in only two factors, k_1 and k_2 . The discovery of a formal analogy between the plane failure problem and that of wedge failure on two intersecting plane surfaces makes it possible to use the basic formula also for the solution of the complicated three-dimensional wedge problem. The basic formula may in both cases also be used to make a detailed parametric study to investigate the sensitivity of the rock slope construction to variations in individual parameters. This investigation may be carried out quickly, without time consuming calculations, even at the site, if a programmable pocket electronic calculator is available. A complete program is given in this paper for the widely used "Hewlett-Packard HP 65" pocket calculator. The application of the method is illustrated in several practical examples of the design of rock slopes.

Résumé

Dans le cas du problème plan, on a mis au point une formule fondamentale pour le dimensionnement des ancrages qui doivent retenir une masse rocheuse susceptible de glisser. L'influence de la cohésion y figure explicitement, celle de la géométrie, de l'angle de frottement et du coefficient de sécurité y apparaissent implicitement dans deux facteurs. On a découvert une analogie formelle entre le glissement sur un plan et le glissement d'un coin de roche le long de deux plans. Ceci permet d'appliquer directement la formule fondamentale, du problème plan, qui est simple, à la résolution du problème enchevêtré qui se présente dans l'espace. Dans les deux cas, la formule de dimensionnement permet aussi la réalisation d'une vaste analyse paramétrique pour déterminer la sensibilité de la construction à la variation des paramètres individuels. Avec une calculatrice électronique programmable, ces investigations peuvent être faites à la fois rapidement et sans calcul fastidieux sur le terrain-même. Dans cet exposé figure un programme complet pour le modèle très répandu: le "Hewlett-Packard HP-65". Quelques exemples illustrent l'application à des cas concrets.

Zusammenfassung

Für die Bemessung der Ankerkräfte zur Sicherung einer gefährdeten Felsmasse wird für das ebene Problem eine Grundformel hergeleitet. Der Einfluss der Kohäsion kommt dabei explizit zum Ausdruck, die Einflüsse der Geometrie, des Reibungswinkels und des Sicherheitsfaktors treten in zwei Faktoren zusammengefasst in Erscheinung. Die Aufdeckung einer formalen Analogie zwischen dem Abgleiten auf einer Ebene und dem Abgleiten eines Felskeiles auf zwei Ebenen erlaubt es, die einfache Grundformel des ebenen Problems direkt für die Lösung des verwickelten räumlichen Problems anzuwenden. Die Bemessungsformel dient in beiden Fällen auch zur Durchführung einer umfangreichen Parameteranalyse um die Empfindlichkeit der Konstruktion auf die Variation der einzelnen Parameter zu ermitteln. Diese Untersuchungen können rasch und ohne langwierige Rechnungen selbst am Fels durchgeführt werden, wenn ein programmierbarer Taschenrechner zur Verfügung steht. In dieser Arbeit ist ein vollständiges Programm für das weitverbreitete Modell "Hewlett-Packard HP-65" angegeben. Anhand einiger Beispiele wird die Anwendung auf praktische Fälle des Felsbauers illustriert.



1. Introduction

Failure of a rock slope on one or two plane surfaces is the simplest but at the same time the most important type of sliding failure and forms the basis for the stability analysis of rock slopes. The aim of this investigation is to determine the influence of the main parameters on the safety factor (Hoek and Londe, 1974). In this manner the engineer can obtain a good idea of the sensitivity of the rock slope construction to changes in the individual parameters. Despite the simplicity of the mathematical model, the necessary computations using present methods are time consuming on account of the large number of parameters entering into the computations (geometrical parameters, material properties, anchor forces etc.) and in the three dimensional case somewhat complicated. In the following sections a method is developed which does away with these disadvantages and consequently substantially simplifies the design of rock slopes.

2. Theory

The rock mass which is subject to potential sliding failure is assumed to be a rigid body and the stability analysis is carried out using the method of limit equilibrium analysis. Toppling failure has not been considered, under which circumstances the simple resolution of forces together with the Coulomb failure hypothesis on the sliding plane are sufficient to arrive at a solution of the problem.

2.1 Plane Failure

A vertical section through the potential sliding mass is shown in Figure 1. The weight of the sliding body is W and the area of the sliding surface is A . Besides the reactions N and S and the force W the only other force that is introduced is R , with the associated directional angle, θ . R may be considered as the resultant of all other external forces acting on the sliding body (anchor, water and earthquake forces).

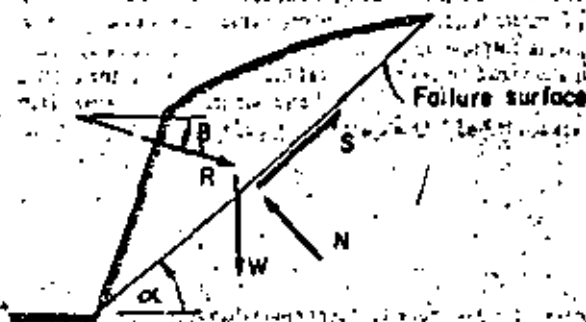


Figure 1: Geometry of slope with the forces acting on the sliding mass.

The forces N and S fulfill the Coulomb failure condition

$$S_{max} = N \tan \phi + cA \quad (1)$$

where ϕ is the friction angle and c the cohesion acting on the sliding surface. The safety factor

$$F_s = \frac{S_{max}}{S} \quad (2)$$

is defined as the ratio of the shear force at failure S_{max} to the shear force determined from the equilibrium equations. The latter are

$$\begin{aligned} S + R \cos(\alpha + \theta) - W \sin \alpha &= 0 \\ N - R \sin(\alpha + \theta) - W \cos \alpha &= 0 \end{aligned} \quad (3)$$

Equations (1), (2) and (3) yield the following equation for the resultant force R

$$R = \frac{F_s \sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi}{F_s \cos(\alpha + \theta) + \sin(\alpha + \theta) \tan \phi} \left(1 - \frac{cA}{W F_s \sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi} \right) W \quad (4)$$

as a function of the geometry, strength parameters and safety factor. By introducing the following factors

$$\begin{aligned} k_1 &= \frac{F_s \sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi}{F_s \cos(\alpha + \theta) + \sin(\alpha + \theta) \tan \phi} \\ k_2 &= \frac{1}{F_s \sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi} \end{aligned} \quad (5)$$

eqn. (4) may be simplified to

$$R = k_1 \left(1 - \frac{cA}{W} k_2 \right) W \quad (6)$$

Eqn. (6) is the basic design formula for rock slope construction. Since the cohesion c appears only in one term its influence may quickly be evaluated. The factors k_1 and k_2 may be determined either from charts or using a pocket electronic calculator, whichever method is more suitable. In the present work we restrict ourselves to the use of pocket calculators. The expression (6) may correctly be regarded as a design formula, because in the absence of water pressures in the discontinuities the force R gives directly the required anchor load as a function of the given design quantities.

2.2 Wedge Failure

A sliding wedge of weight W and with surface areas on the contact planes A_1 and A_2 is shown in Figure 2. The orthogonal co-ordinate system (s, n, h) is chosen as a reference system. The axis s is given by the direction of the line of intersection of the two sliding surfaces. The axis n is normal to s and lies in a vertical plane. The axis h is at a right angle to the $s-n$ plane. If h is horizontal,

it is first assumed that the slope of the line of intersection of the two sliding planes α_1 as well as the angles ω_1 and ω_2 between the n axis and the sliding planes are known. The determination of these angles from the measured strike-slip faults and the inclinations of the sliding surfaces (see appendix I) is simply a matter of geometry and as such is not important for the following considerations.

It is then assumed that the resultant of the active forces R is parallel to the vertical plane (s, n) . Its direction can therefore be established by a single angle θ . It is further assumed that the friction angle ϕ is the same for both sliding surfaces.

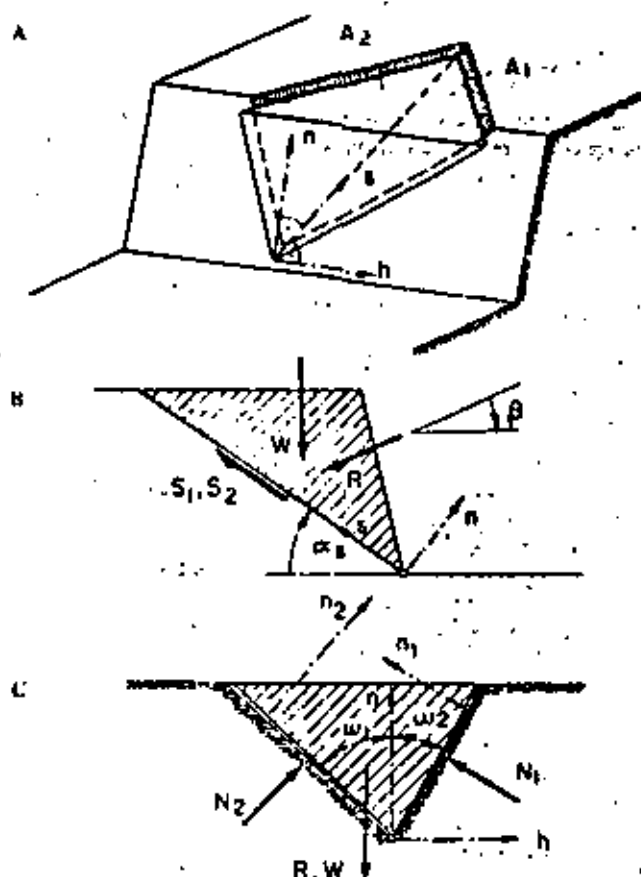


Figure 2. Geometry of the wedge with the associated forces: A: isometric view, B: vertical plane through the line of intersection of the sliding surfaces, C: plane normal to the intersection line

The Coulomb failure condition is therefore

$$S_{max} = (N_1 + N_2) \tan \phi + c_1 A_1 + c_2 A_2 \quad (7)$$

where

$$S_{max} = S_1 + S_2$$

The safety factor may be defined as

$$F_s = \frac{S_{max}}{S} \quad \text{where } S = S_1 + S_2 \quad (8)$$

The three equations of equilibrium are

$$S + R \cos(\alpha_1 + \theta) - W \sin \alpha_1 = 0 \quad (9)$$

$$N_1 \sin \omega_1 + N_2 \sin \omega_2 - R \sin(\alpha_1 + \theta) - W \cos \alpha_1 = 0$$

$$N_1 \cos \omega_1 - N_2 \cos \omega_2 = 0$$

From these equations the algebraic sum of the normal forces is obtained, i.e.

$$N_1 + N_2 = [W \cos \alpha_1 + R \sin(\alpha_1 + \theta)] \frac{\cos \omega_2 + \cos \omega_1}{\sin(\omega_1 + \omega_2)}$$

or by using the abbreviations

$$\lambda = \frac{\cos \omega_2 + \cos \omega_1}{\sin(\omega_1 + \omega_2)} \quad \tan \phi^* = \lambda \tan \phi \quad (10)$$

$$N_1 + N_2 = [W \cos \alpha_1 + R \sin(\alpha_1 + \theta)] \lambda \quad (11)$$

The resultant R is obtained from eqn. (10) with the aid of eqns. (7), (9) and (11) in an analogous manner to the plane problem, viz.

$$R = \frac{F_s \sin \alpha_1 - \cos \alpha_1 \tan \phi^*}{F_s \cos(\alpha_1 + \theta) + \sin(\alpha_1 + \theta) \tan \phi^*} \left(\frac{c_1 A_1 + c_2 A_2}{W} + \frac{1}{F_s \sin \alpha_1 - \cos \alpha_1 \tan \phi^*} \right) W \quad (12)$$

With the abbreviations

$$k_1^* = \frac{F_s \sin \alpha_1 - \cos \alpha_1 \tan \phi^*}{F_s \cos(\alpha_1 + \theta) + \sin(\alpha_1 + \theta) \tan \phi^*} \quad (13)$$

$$k_2^* = \frac{1}{F_s \sin \alpha_1 - \cos \alpha_1 \tan \phi^*}$$

the following formula is obtained:

$$R^* = k_1^* \left(1 - \frac{c_1 A_1 + c_2 A_2}{W} k_2^* \right) W \quad (14)$$

It may easily be seen, that the last three equations (12), (13) and (14) correspond to eqns. (4), (5) and (6) if the substitutions given below are made

$$\alpha_1 = \alpha, \tan \phi^* = \tan \phi, c_1 A_1 + c_2 A_2 = cA \quad (15)$$

Thus it has been shown that the simple equations for the two dimensional problem are also applicable to the analysis of the sliding of a wedge-shaped mass on two plane surfaces. One only has to calculate the factors k_1^* and k_2^* using the modified values α_1 and $\tan \phi^*$, where α_1 and λ are functions of the strike azimuths and the inclinations of the failure surface only. From equations (10) and (15) it may be clearly seen that the wedge action corresponds on the one hand to an increase in the friction angle ϕ and on the other hand to a reduction of the inclination of the slope α . Figure 3 gives the factor λ as a function of the wedge angle 2ω for the case of a symmetrical wedge ($\omega_1 = \omega_2 = \omega$).

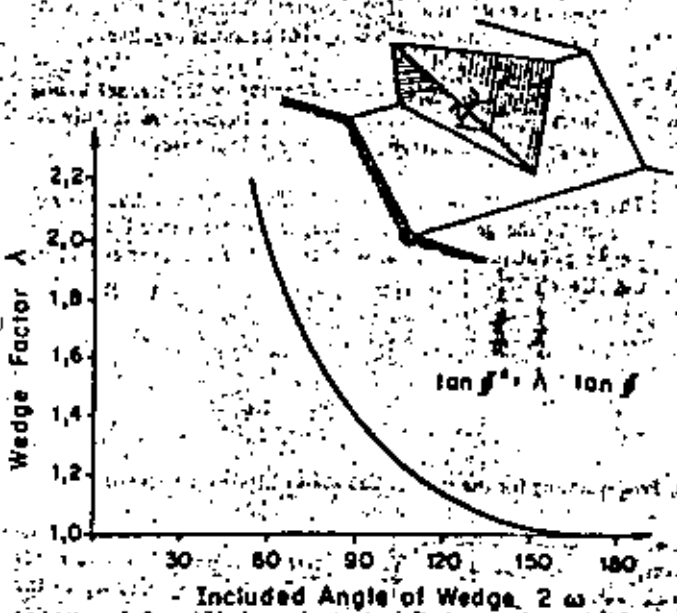


Figure 3: Wedge factor λ for a symmetrical wedge as a function of the included angle of wedge.

1.3 The General Case of Wedge Failure

Should two different friction angles ϕ_1 and ϕ_2 and an additional force component R_h in the direction of the x -axis (Fig. 2) be introduced, the restrictive assumptions of the previous section no longer apply. Under these circumstances the above derivation requires some modifications, but these are in no way of a basic nature. The consideration of different friction angles and the force component R_h leads solely to a slight extension of the basic equation (14), which then becomes

$$R_{s,n} = k_1^{**} \left(1 - \frac{c_1 A_1 + c_2 A_2}{W} k_2^{**} \right) W + k_2^{**} k_3^{**} X R_h \quad (16)$$

The apparent friction angle ϕ^{**} is given by the following expression:

$$\phi^{**} = \arctan \frac{(\cos \omega_1 \cdot \tan \phi_1 + \cos \omega_2 \cdot \tan \phi_2)}{\sin(\omega_1 + \omega_2)} \quad (17)$$

and the factor X by

$$X = \frac{\sin \omega_1 \cdot \tan \phi_1 + \sin \omega_2 \cdot \tan \phi_2}{\sin(\omega_1 + \omega_2)} \quad (18)$$

The factors k_1^{**} and k_2^{**} retain the form of the expressions derived for plane failure (see eqn. 5) except that ϕ must be replaced by the apparent friction angle ϕ^{**} . A closer examination of the factor X (see eqn. 18) allows the following conclusions to be drawn:

- (i) For a symmetrical wedge with $\omega_1 = \omega_2$ and $\phi_1 = \phi_2$, the horizontal force component R_h normal to the direction of sliding, exerts no influence on the failure of the wedge.
- (ii) For an asymmetrical wedge ($\omega_1 \neq \omega_2$) with the same friction angle on the two sliding surfaces ($\phi_1 = \phi_2$) the force component R_h has a stabilizing effect when it is directed towards the steeper of the two sliding surfaces. In this case the algebraic sum of the normal forces ($N_1 + N_2$) is increased and the term in eqn. (16) becomes negative.

A stronger anchorage in the direction of the steeper sliding surface is therefore more effective than symmetrically arranged anchors carrying the same anchor loads.

The results of this section show clearly, that the wedge analysis - even in the general case - may easily be carried out using simple calculation formulas with the aid of a pocket electronic calculator.

3. Programming for the Pocket Calculator "Hewlett Packard HP-65"

Two programs were written for the evaluation of the derived relationships (see Appendix III). The program "SLOPE A" computes for λ wedges α_1 and λ as a function of the dips α_1 and α_2 of the sliding planes and of the difference in the strike azimuths $\Delta\phi = \phi_2 - \phi_1$. The program "SLOPE B" computes using the remaining input data the factors k_1 and k_2 and the resultant force R . For plane failure it is only necessary to use the second program "SLOPE B".

4. Some Practical Examples

The most frequently encountered applications to rock slope engineering are considered in the following cases:

4.1 Plane failure:

Case A: Absence of water pressures.

The required anchor force T is given directly by the basic equation (6):

$$T = k_1 \left(1 - \frac{cA}{W} k_2 \right) W.$$

If it is now assumed that the safety factor F_s is variable, while the remaining data (geometry, shear strength parameters) is held constant (the anchor load may be expressed as a function of F_s , i.e. $T = T(F_s)$ as shown in Figure 4. In particular the safety factor F_{s0} for a slope without anchors is supplied.

By varying the other parameters (ϕ, c, β) a complete family of curves could be constructed.

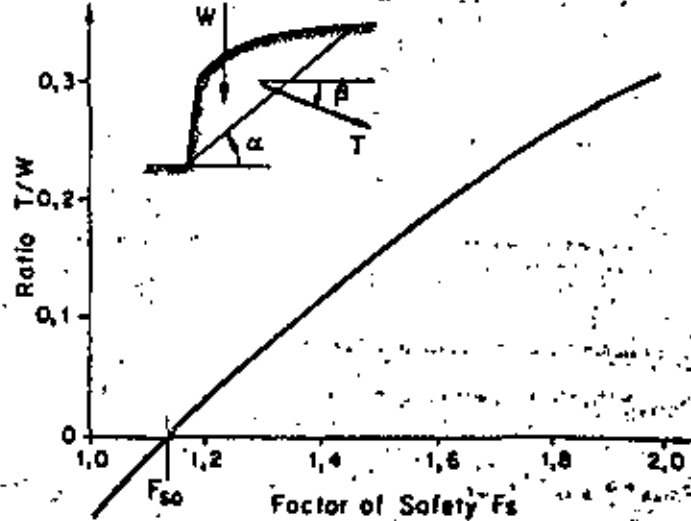


Figure 4: Relationship between anchor force and factor of safety.

Case B: Water pressures present.

The resultant water force U is obtained graphically from the components U_1 and U_2 . The resolution of U in the directions of the anchor force T and the weight W gives the force components U_T and U_W (Figure 5).

The latter component reduces the effective weight W to $W' = W - U_W$ and the effective anchor force likewise becomes $T' = T - U_T$. The basic equation (6) is valid for the modified forces, i.e.

$$T = k_1 \left(1 - \frac{cA}{W'} k_2 \right) W'$$

and the required anchor force becomes

$$T = k_1 \left(1 - \frac{cA}{W - U_W} k_2 \right) (W - U_W) + U_T$$

The procedure for the parameter study is in other respects the same as for case A.

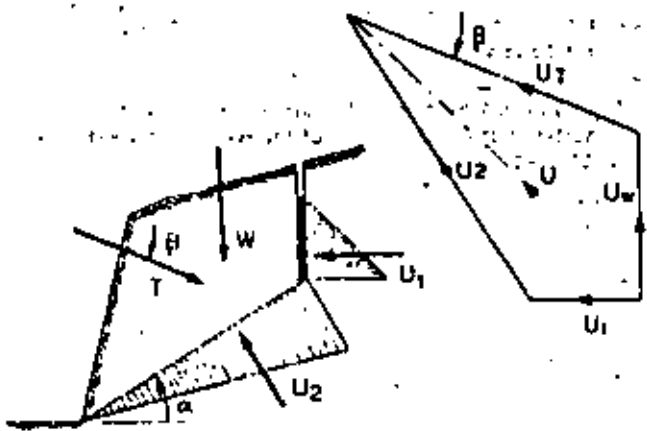


Figure 5. Determination of the force components U_1 and U_2 of the water pressure (U_1, U_2)

4.2 Wedge failure

Case C: Absence of water pressure.
 In the case $\phi_1 = \phi_2$ and $R_{12} = 0$ formula (14) may be applied. The resultant anchor force lies in the vertical plane containing the intersection of the sliding planes. The quantities λ and α_1 are calculated using the strike azimuths ϕ_1 and ϕ_2 and the angles of inclination α_1 and α_2 . The anchor force may then be calculated using the expression

$$T = k_1 \cdot (1 - \frac{k_2 A_1 + k_3 A_2}{k_1 \cdot W})$$

If $\phi_1 \neq \phi_2$ and $R_{12} \neq 0$ eqn (15) is used instead, i.e.

$$T_{3,0} = k_1 \cdot (1 - \frac{k_2 A_1 + k_3 A_2}{k_1 \cdot W} + k_1 \cdot \frac{k_2 \cdot \alpha_1 \cdot T_{10}}{k_1 \cdot W})$$

The resultant anchor force is obtained as follows:

$$T = \sqrt{T_{3,0}^2 + T_{10}^2}$$

Case D: Water pressures present.

The resultant water pressures acting on the two sliding planes, U_1 and U_2 are easily evaluated. Since they act in the opposite directions to the normal forces N_1 and N_2 (see Figure 2) these are reduced by comparison with a dry slope. The frictional resistance is also correspondingly reduced by the amount

$$\Delta S = U_1 \tan \phi_1 + U_2 \tan \phi_2$$

It can be demonstrated, therefore, that eqn. (14) for example, for $\phi_1 = \phi_2$ and $R_{12} = 0$, i.e. ...

$$T = k_1 \cdot (1 - \frac{k_2 A_1 + k_3 A_2}{k_1 \cdot W} - \frac{\Delta S}{k_1 \cdot W})$$

$$T = k_1 \cdot (1 - \frac{k_2 A_1 + k_3 A_2}{k_1 \cdot W} - \frac{U_1 \tan \phi_1 + U_2 \tan \phi_2}{k_1 \cdot W})$$

If a tension crack is present which is filled with water, the corresponding water force must be resolved into its components and the weight and the anchor force reduced in an analogous manner to case B.

The design of the anchor loads is thus possible, with the aid of an explicit formula even for a wedge under the influence of water pressures.

The cases A to D included here are only some examples of the use of the basic formulae (6), (14) and (16) for practical problems.

4.3 Stability Analysis of a Side Cutting on a Highway

The stability of a potential rock slide mass was investigated for a highway project near Baden (Switzerland) using the computational method described in the earlier parts of this paper. The uniform layers of interbedded sedimentary rock had a strike direction which ran approximately parallel to the projected axis of the highway. The dip was $\alpha = 40^\circ$ and the total weight of the rock mass endangered by the cutting was 88,000 Mp. On account of the irregular surface of the rock mass, it was, for the purpose of the computations, divided up into 6-8 m strips, whose stability was investigated separately. A typical strip with the relevant data is shown in Figure 6.

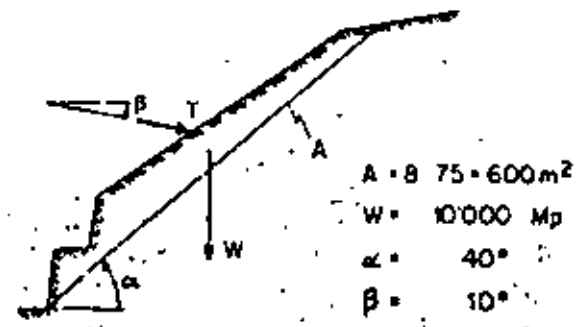


Figure 6. Side cutting on a highway near Baden, Switzerland.

- A = 8.75 = 600 m²
- W = 10'000 Mp
- $\alpha = 40^\circ$
- $\beta = 10^\circ$

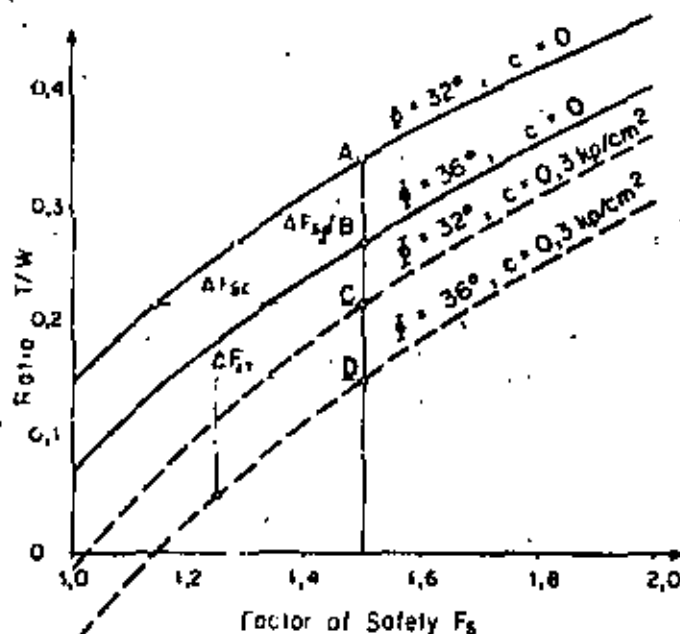
The design slope angle as also the direction of the anchor forces T were fixed by constructional considerations. The shear strength parameters c and ϕ were determined by means of geotechnical tests as well as by backwards computations for observed slides in the same area. The shear strength parameters were, however, subject to considerable uncertainties, so that one important feature of the investigation was to determine their influence on the calculated safety factor and the required anchor forces. Typical results of the calculations are presented graphically in Figures 7 and 8.

From Figure 7 it is evident that the strength parameters c and ϕ exert a large influence upon the anchor force T and the safety factor F_s . For a preselected safety factor $F_s = 1.1$, the zone of influence of c and ϕ on the anchor force is shown hatched in Figure 8. Minimum values of the shear strength parameters correspond to point A, and maximum values to point D. With reference to the figures it is clear that in the present case the existence of a small amount of cohesion is of great economic importance. The anchor force was, on the basis of this investi-

is chosen to be $T_T = 0.2W$, where W is the weight of the sliding mass. With this value of anchor force, the safety factor is

$$F_s = 1.05 \text{ for } \phi_{\max} = 36^\circ, c_{\max} = 0.3 \text{ kp/cm}^2$$

$$F_s = 1.11 \text{ for } \phi_{\min} = 32^\circ, c_{\min} = 0 \text{ kp/cm}^2$$



$$\begin{aligned} \Delta \phi = 4^\circ & \quad - \Delta F_{s\phi} \approx 0.22 \\ \Delta c = 0.3 \text{ kp/cm}^2 & \quad - \Delta F_{sc} \approx 0.35 \\ \Delta T = 0.1 \cdot W & \quad - \Delta F_{sT} \approx 0.36 \end{aligned}$$

Figure 7: Ratio anchor force to weight of sliding mass as a function of the safety factor.

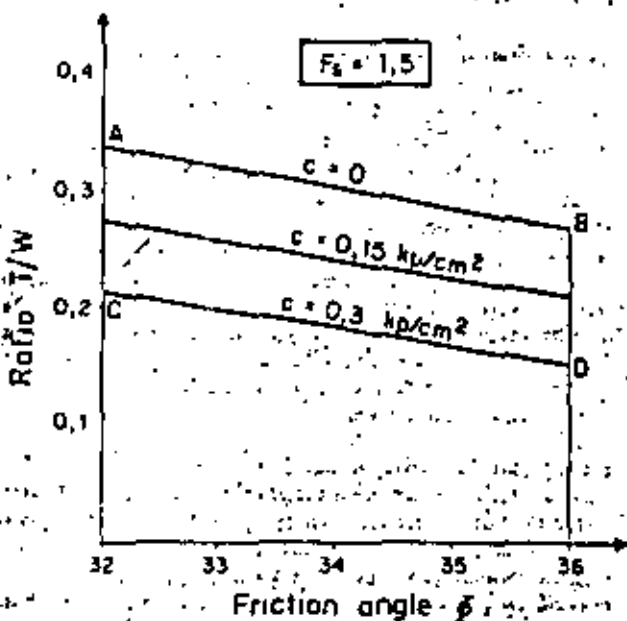


Figure 8: Ratio anchor force to weight of sliding mass as a function of the friction angle ϕ for the safety factor $F_s = 1.5$.

4.4 Estimation of the Factor of Safety with respect to sliding Failure of a Rock Wedge

As a further example of the use of the programs SLOPE A and SLOPE B the computation of the stability of a wedge is given (Figure 9).

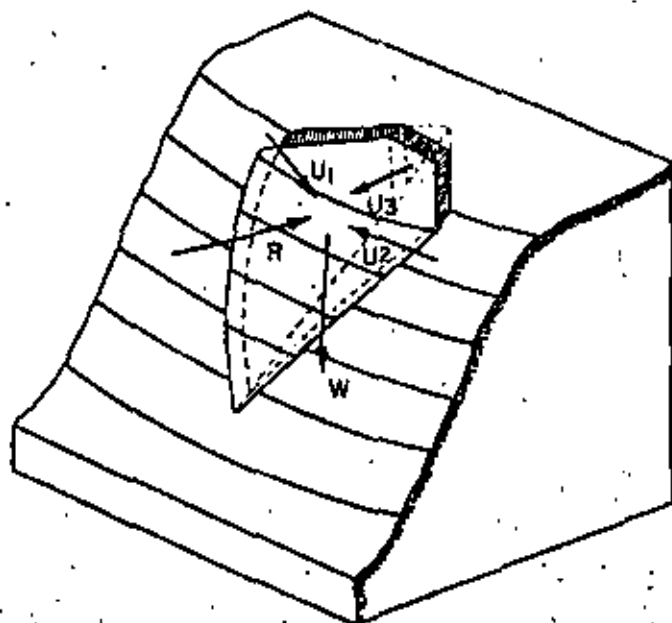


Figure 9: Wedge failure with water pressure.

In this case large water pressures normal to the sliding planes were assumed, so that the effect of complete drainage on the magnitude of the required anchor force had to be investigated.

The computational procedure was as follows: using the geometrical data of the two sliding planes, the dip α_0 of sliding and the wedge factor λ were determined using program SLOPE A ($\tan \phi^* = \lambda \tan \phi$). These values served as input data for the program SLOPE B. The anchor force was given directly by equation (19). It is evident from Figure 10, that, with effective drainage of the slope, it is possible that no other safety measures would be needed, whereas, if water pressures were present, the stability of the slope could only be achieved by means of rock anchors. The term U in Figure 10 designates the amount of the resultant water pressure force $U = U_1 + U_2$.

$\alpha_1 = 42^\circ$ $\alpha_2 = 55^\circ$ $\beta = 120^\circ$
 $A_1 = 3000\text{m}^2$ $A_2 = 2000\text{m}^2$ $W = 130000\text{Mp}$
 $\beta = 25^\circ$ $\beta_1 = \beta_2 = 25^\circ$ $U_3 = 0$

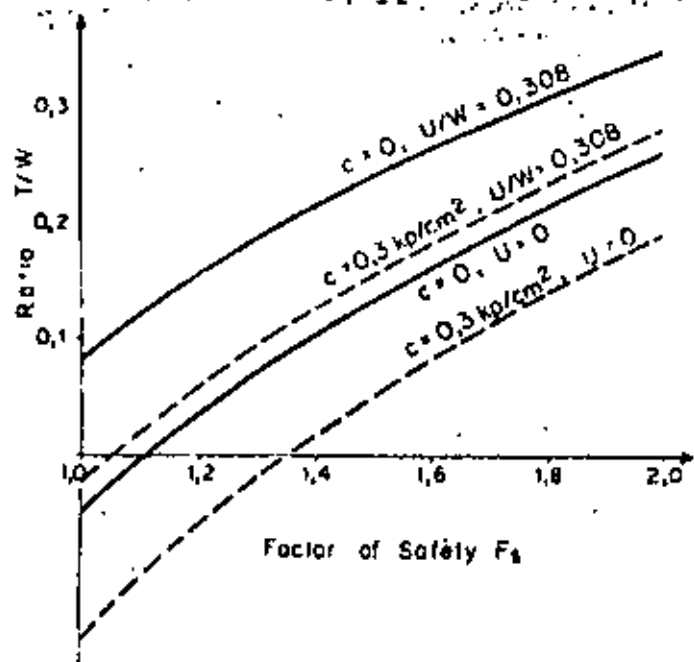


Figure 10: Relationship between anchor force and factor of safety for different values of cohesion and for wet and dry slope.

Concluding Remarks

Although, in the investigation of the stability of a rock slope, the influence of several factors on the safety factor F_s has to be determined, it is not advantageous to use an explicit expression for it. It can, in fact, be shown, that by dividing the forces into three groups, i.e. into the reactions (N_i, S_i), the weight (W), and the resultant (R) of all the other forces acting in the system, a basic equation may be derived, in which the resultant R is on the left hand side of the equation. This basic formula has the following advantages:

- it is valid both for plane and for wedge failure,
- it permits several parameters to be comprised in two factors, and facilitates thereby, a quick evaluation of rock slope stability with the aid of a pocket calculator (or design charts),
- its application necessitates an understanding only of simple static relationships, even in the cases of the wedge analysis, since the complicated algebraic operations may be formally separated,
- an extensive parameter study can be carried out very quickly, even for wedges, with the aid of a programmable pocket calculator.

Acknowledgement

For the practical application of the formulas derived in this work the authors prepared charts only. At the suggestion of Prof. K.W. Joha, Bochum, the evaluation of results using a programmable pocket calculator was also given consideration, as presented in the work. For this useful advice the authors wish here to thank Prof. Joha.

Reference

HOEK, E., LONDE, P. Surface Workings in Rock. Proceedings of the 3rd Congress of the Int. Soc. for Rock Mechanics, Vol. 1.

Address of the authors:

Dr. sc. techn. K. Kordel and Dipl. Bau-Ing. P. Fritz, Institut für Strassen- und Untertagebau an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Clausiusstrasse 33, CH-8006 Zürich, Switzerland.

Appendix I

- 1.1 Determination of the slope angle α_3 of the line of intersection of two sliding planes (Figure 2) from the dips α_1 and α_2 of the sliding planes and the strike azimuths ϕ_1 and ϕ_2 .

The line of intersection s is obtained from the vector product of the normal vectors $\vec{n}_{1,2}$ of the sliding planes

$$\vec{s} = \vec{n}_1 \times \vec{n}_2$$

The normal vectors are determined from their slope angles $\alpha_{1,2} = 90$ and their azimuths $\phi_{1,2} + 90$, as follows:

$$\vec{n}_{1,2} = (\sin \alpha_{1,2} \sin \phi_{1,2} / \sin \alpha_{1,2} \cos \phi_{1,2} - \cos \alpha_{1,2})$$

From this expression it is possible to deduce the azimuth of the line of intersection, viz

$$\tan \phi_s = \frac{y_s}{x_s} = \frac{\tan \alpha_1 \sin \phi_1}{\tan \alpha_1 \cos \phi_1 - \tan \alpha_2 \cos \phi_2} - \frac{\tan \alpha_2 \sin \phi_2}{\tan \alpha_2 \cos \phi_2 - \tan \alpha_1 \cos \phi_1}$$

as well as its slope

$$\tan \alpha_s = \frac{z_s}{y_s} = \frac{\sin \alpha_1 \sin \alpha_2 \sin(\phi_2 - \phi_1)}{\cos \alpha_1 \sin \alpha_2 \sin \phi_2 - \sin \alpha_1 \sin \alpha_2 \cos \alpha_1} \sin \phi_2$$

- 1.2 The angles ω_1 and ω_2 between the sliding planes and the normal directions \vec{n} (Figure 2) are obtained from the scalar products:

$$\vec{n}_1 \cdot \vec{n} = \cos(90 - \omega_1), \quad \vec{n}_2 \cdot \vec{n} = \cos(90 - \omega_2)$$

with the components of \vec{n}

$$\vec{n} = (\sin \alpha_3 \cos \phi_3, \sin \alpha_3 \sin \phi_3, -\cos \alpha_3)$$

This leads to the following expressions for ω_1 and ω_2

$$\sin \omega_1 = \sin \alpha_1 \sin \alpha_3 \sin(\phi_3 - \phi_1) + \cos \alpha_1 \cos \alpha_3$$

$$\sin \omega_2 = \sin \alpha_2 \sin \alpha_3 \sin(\phi_3 - \phi_2) + \cos \alpha_2 \cos \alpha_3$$

Substitution for ω_1 and ω_2 in eqn. (10) gives λ .

Appendix II

- 2.1 Program SLOPE A: This is a preprocessor program for three dimensional wedge failure. It computes α_3 and λ .

INPUT: Addressable register - R_1 : $\tan \alpha_1$
 - R_2 : $\cos \alpha_1$
 - R_3 : $\sin \alpha_1$
 - R_4 : $\cos \alpha_2$
 - R_5 : $\sin \alpha_2$
 - R_6 : $\cos \Delta \phi$
 - R_7 : $\sin \Delta \phi$
 $\alpha_1 \leq \alpha_2$
 $0 < \Delta \phi < 180^\circ$

START: Press button **[A]**

OUTPUT: Addressable register - R_1 : $\sin \alpha_3$
 - R_2 : $\cos \alpha_3$
 - R_3 : λ

FLAG 1 is set for the control of SLOPE B.

ABORT: Blinking of the scale indicates either
 - $\Delta \phi = 0$ or $\Delta \phi = 180^\circ$ or
 - sliding not on two planes, i.e. plane failure applies.

- 2.2 Program SLOPE B: Computation of k_1 , k_2 and R for plane failure, or combined with SLOPE A for wedge failure.

START: Press button **[B]**

INPUT: According to the value of i ($1 \leq i \leq 6$) which appears on the scale, the following quantities are read in:
 $i = 1$: σ (skipped if SLOPE A has been used, as α_3 already computed therein)
 (Test on FLAG 1)

$i = 2$: W

$i = 3$: β

$i = 4$: P_1

$i = 5$: c/A or $c_1/A + c_2/A_2$

if combined with SLOPE A

$i = 6$: λ ($\tan \phi^* = \lambda - \tan \phi$ is automatically estimated in program)

Each time, after reading in a value, the program is restarted with **[R/S]**.

OUTPUT: Stack register: X : R
 Y : k_1
 Z : k_2
 $(T$: 0.0)

PROGRAM CONTINUATION: By pressing button **[B]** or **[C/O]** **[i]** **[R/S]** ($1 \leq i \leq 6$) new values of input data can be read in beginning at the i -th input parameter.

SLOPE A

	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈	R ₉
INPUT	-	-	sin α_1	cos α_1	sin α_2	cos α_2	sin α_3	cos α_3	-
OUTPUT	sin α_3	cos α_3	λ	ω_1	ω_2	ψ	ψ_3	ψ	-

	X	Y	Z	T
INPUT	-	-	-	-
OUTPUT	λ	-	-	-

PRINTED BY: PERS. (1) PLAN | 10/11/2000

KEY ENTRY	CODE SHOWN	COMMENTS
LBL	23	
R	11	
P	31	
SF1	51	SF1 FLAG 1
RCL 3	34 03	sin α_1
RCL 4	34 04	cos α_1
RCL 5	34 05	sin α_2
x	71	$P_1 = \cos \alpha_1 \cdot \sin \alpha_2$
STD 1	33 01	
RCL 7	34 07	sin $\Delta\psi$
x	71	$S_x = P_1 \cdot \sin \Delta\psi$
RCL 6	34 06	cos $\Delta\psi$
RCL 1	34 01	P_1
x	71	$P_2 = \cos \Delta\psi \cdot P_1$
g Rf	35 04	sin α_1 in X
RCL 6	34 06	cos α_2
x	71	$P_3 = \sin \alpha_1 \cdot \cos \alpha_2$
g x/y	35 07	
-	51	$S_y = P_3 - P_2$
ENTER	41	
g Rf	35 09	S_x in X
+	81	$\tan \psi = S_y / S_x$
P-1	32	
TAN	06	ψ
0	00	
g x/y	35 24	TEST PLANE FAILURE
g	35	
1/x	04	
g Rf	35 08	ψ_2 in X
STD 2	33 02	STORE ψ_2
P	31	
SIN	04	sin ψ_2
g x/y	35 07	S_y in X
+	81	$P_4 = \sin \psi_2 + S_y$
RCL 7	34 07	sin $\Delta\psi$
RCL 2	34 02	ψ_2
STD 7	33 07	STORE ψ_2
g Rf	35 08	sin $\Delta\psi$ in X
x	71	$P_5 = P_4 \cdot \sin \Delta\psi$
RCL 5	34 05	sin α_2
x	71	$P_6 = P_5 \cdot \sin \alpha_2$
RCL 3	34 03	sin α_1
x	71	$\tan \alpha_3 = P_6 \cdot \sin \alpha_1$
ENTER	41	
P-1	32	
TAN	06	α_3
P	31	
COS	05	cos α_3
STD 2	33 02	STORE cos α_3
x	71	sin $\alpha_3 \cdot \tan \alpha_3 \cdot \cos \alpha_3$

KEY ENTRY	CODE SHOWN	COMMENTS
STD 1	33 01	STORE sin α_3
RCL 8	34 08	cos $\Delta\psi$
P-1	32	
COS	05	$\Delta\psi$
RCL 7	34 07	ψ_2
-	51	$\Delta\psi_3 = \Delta\psi - \psi_2$
P	31	
COS	05	cos $\Delta\psi_3$
x	71	$P_7 = \cos \Delta\psi \cdot \cos \Delta\psi_3$
RCL 5	34 05	sin α_2
x	71	$P_8 = P_7 \cdot \sin \alpha_2$
RCL 6	34 06	cos α_2
RCL 2	34 02	cos α_3
x	71	$P_9 = \cos \alpha_2 \cdot \cos \alpha_3$
+	61	sin $\omega_2 = P_8 \cdot P_9$
P-1	32	
SIN	04	ω_2
RCL 1	34 01	sin α_1
RCL 7	34 07	ψ_2
P	31	
COS	05	cos ψ_2
x	71	$P_{10} = \sin \alpha_1 \cdot \cos \psi_2$
RCL 3	34 03	sin α_1
x	71	$P_{11} = P_{10} \cdot \sin \alpha_1$
RCL 4	34 04	cos α_1
RCL 2	34 02	cos α_3
x	71	$P_{12} = \cos \alpha_1 \cdot \cos \alpha_3$
+	61	sin $\omega_1 = P_{11} + P_{12}$
P-1	32	
SIN	04	ω_1
STD 4	33 04	STORE ω_1
ENTER	41	
P	31	
COS	05	cos ω_1
g Rf	35 08	ω_1 in X
+	61	$\omega_2 + \omega_1$
P	31	
SIN	04	$P_{13} = \sin (\omega_2 + \omega_1)$
g Rf	35 08	ω_2 in X
STD 5	33 05	STORE ω_2
P	31	
COS	05	cos ω_2
+	61	$P_{14} = \cos \omega_1 \cdot \cos \omega_2$
g Rf	35 09	P_{13} in X
+	81	$A = P_{14} + P_{13}$
STD 3	33 03	STORE A
RTN	24	

SLOPE B

	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈	R ₉
INPUT	sin α	cos α	(λ)	-	-	-	-	-	-
OUTPUT	sin α	cos α	λ	tan φ	c·A	W	F _s	β	-

	X	Y	Z	T
INPUT	-	-	-	-
OUTPUT	R	K ₁	K ₂	D.O

SWITCH TO W FROM PRESS [F] FROM [] TO CLEAR MEMORY

KEY ENTRY	CODE SHOWN	COMMENTS
LBL	23	
B	12	
LBL	23	
1	01	
F	31	
TF1	61	TEST FLAG 1
GTO	22	JUMP IF FLAG 1
2	02	
1	01	CODE SHOWN 2
R/S	84	KEY in α
ENTER	41	
F	31	
SIN	04	
STO 1	33 01	STORE sin α
Q x=y	35 07	
F	31	
COS	05	
STO 2	33 02	STORE cos α
1	01	
STO 3	33 03	STORE λ = 1
LBL	23	
2	02	
2	02	CODE SHOWN 2
R/S	84	KEY in W
STO 6	33 06	STORE W
LBL	23	
3	03	
3	03	CODE SHOWN 3
R/S	84	Key in B
STO 8	33 08	STORE β
LBL	23	
4	04	
4	04	CODE SHOWN 4
R/S	84	KEY in F _s
STO 7	33 07	STORE F _s
LBL	23	
5	05	
5	05	CODE SHOWN 5
R/S	84	KEY in c·A
STO 5	33 05	STORE c·A
LBL	23	
6	06	
6	06	CODE SHOWN 6
R/S	84	KEY in φ
F	31	
TAN	06	tan φ
RCL 3	34 03	λ
X	71	tan φ = λ · tan φ
STO 4	33 04	STORE tan φ
C	13	CALL C

KEY ENTRY	CODE SHOWN	COMMENTS
R/S	84	STOP
LBL	23	
C	13	
RCL 8	34 08	β
RCL 1	34 01	sin α
F-1	32	
SIN	04	α
+	61	β + α
ENTER	41	
F	31	
SIN	04	P ₁ = sin (β + α)
Q x=y	35 07	β + α in X
F	31	
COS	05	P ₂ = cos (β + α)
RCL 7	34 07	F _s
X	71	N ₂ = F _s · P ₂
Q x=y	35 07	sin (β + α) in X
RCL 4	34 04	tan φ
X	71	N ₁ = sin (β + α) · tan φ
M	61	N = N ₁ + N ₂
RCL 7	34 07	F _s
RCL 1	34 01	sin α
X	71	Z ₁ = F _s · sin α
RCL 4	34 04	tan φ
RCL 2	34 02	cos α
X	71	Z ₂ = tan φ · cos α
-	51	Z = Z ₁ - Z ₂
Q	35	
1/x	04	K ₂ = 1/Z
RTN	35 00	Z in X
Q RT	35 09	N in X
+	81	K ₁ = Z + N
Q x=y	35 07	K ₂ in X
ENTER	41	
ENTER	41	
RCL 5	34 05	c·A
X	71	P ₃ = K ₂ · c·A
RCL 6	34 06	W
Q x=y	35 07	P ₃ in Y
-	51	P ₄ = W - P ₃
Q RT	35 09	K ₁ in X
X	71	R = K ₁ · P ₄
Q RT	35 08	K ₂ in X
Q x=y	35 07	K ₁ in X
Q RT	35 09	R in X
Q	00	
Q RT	35 08	D in T
RTN	24	



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

TEMA:

CLASIFICACION GEOMECANICA DE MACIZOS ROCOSOS

ING. SERGIO R. HERRERA CASTAÑEDA

MAYO, 1984.

CONTENIDO:

	<i>Hija</i>
Cap. I.- Antecedentes de los Sistemas de Clasificación para Macizos Rocosos. _____	2
Cap. II.- Notas Breves sobre Tipos de Soportes. _____	8
Cap. III.- Clasificación de Terzaghi. _____	16
Cap. IV.- Clasificación de Deere (RQD). _____	20
Cap. V.- Clasificación de Barton, Lien y Lundè, Factor (Q). _____	24
Cap. VI.- Clasificación de Bieniawski (RMR). _____	38
Cap. VII.- Clasificación de González de V. (SRC). _____	50
Bibliografía. _____	66
Anexos. _____	57

CAPITULO I

ANTECEDENTES DE LOS SISTEMAS DE CLASIFICACION
PARA MACIZOS ROCOSOS.

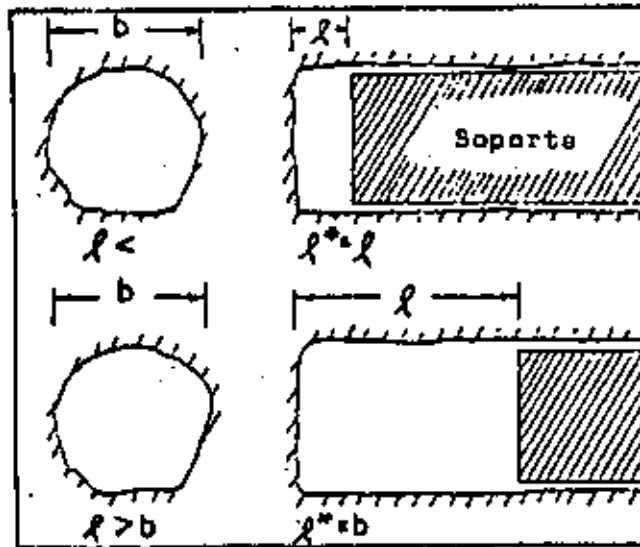
Uno de los primeros intentos para la clasificación de macizos rocosos en términos de "carga de roca", fué realizado por Bierbaumer (1913) en Leipzig. Entre la Primera y la Segunda Guerra Mundial el desarrollo en este campo en Europa fué llevado por el Profesor J. Stini, su libro sobre Geología de Túneles (1950) incluye clasificaciones de macizos rocosos además de un detallado y bien documentado tratado de condiciones adversas en la construcción de túneles.

Rabcewicz (1957) y Lauffer (1958) sugieren otros sistemas de clasificación posteriormente. En el trabajo de Rabcewicz se describe el llamado "Método Austriaco de Túneles"; el principio básico de este método, consiste en instalar el refuerzo ó soporte de la roca tan rápido como sea posible en cada ciclo de excavación, con el objeto de evitar al máximo el movimiento de la masa de roca hacia la excavación (Rabcewicz, 1964, 1965, 1969).

La principal contribución del trabajo de Lauffer (1958) es su énfasis en la importancia del "tiempo de sostenimiento" relacionado para diferentes clases de macizos rocosos y el tiempo que una excavación puede mantenerse sin soporte relacionada a un "claro activo". El "claro activo" es el ancho del túnel ó bien la distancia desde el soporte último colocado al frente de la excavación, en el caso de que ésta sea menor que el ancho del túnel, Fig. 1.

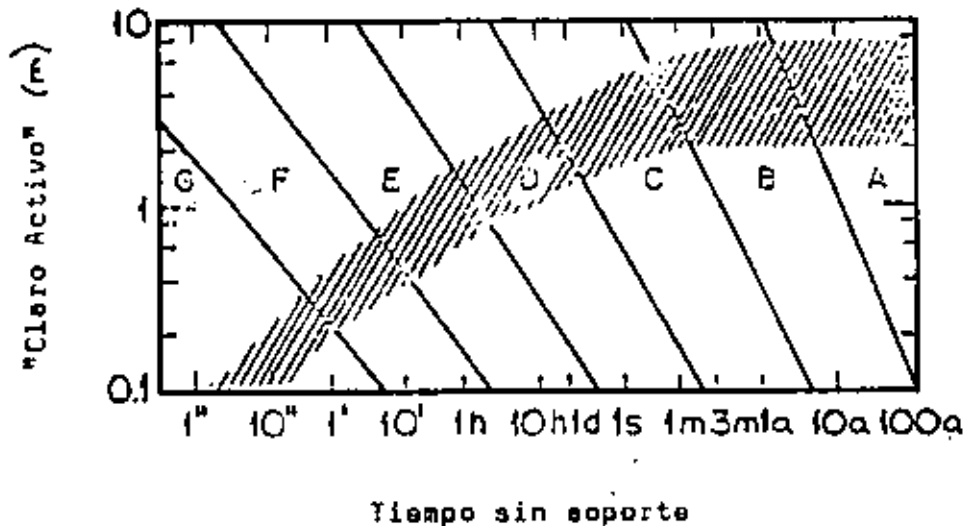
La Figura 2, da las relaciones encontradas por Lauffer, basadas principalmente sobre experiencia en túneles en Los Alpes.

Otras fuentes importantes en Europa Central para la comprensión del comportamiento de macizos de roca relacionadas a excavaciones -



3

Figura No. 1
Definición de "Claro Activo", 1
(Lauffer, 1958).



9

Figure No. 2
Relación "Claro Activo" - Tiempo sin Soporte
A Macizo de roca de muy buena calidad.
G Macizo de roca de muy mala calidad.

subterráneas son los trabajos de Zaruba y Mencl (1961), Kastner (1962) y Müller (1963).

En Suecia, donde durante los últimos años se ha extendido el uso de las excavaciones subterráneas, los sistemas de clasificación que totalmente ó en parte se relacionan a condiciones de la roca durante la excavación de túneles han sido publicados por Bergmann (1965), Haseagi (1965) y Hagerman (1966).

En los Estados Unidos la clasificación propuesta por Terzaghi (1946) dominó durante los últimos 25 años ya sea en su forma original ó con algunas modificaciones.

Tal vez el elemento más importante en el trabajo de Terzaghi es la influencia que se le da al tamaño de la excavación sobre la "carga de roca" que puede llegar a desarrollarse en la bóveda y paredes de la abertura.

Más recientemente un sistema de clasificación general de macizos rocosos fué presentado por Deere (1966), él asigna un Índice de Calidad (RQD) al macizo de roca basándose en la recuperación de los núcleos ó testigos obtenidos en la exploración. A partir de los 70's se desarrolla una gran difusión a nivel mundial de los sistemas de clasificación, principalmente relacionados a excavaciones subterráneas de las cuales se pueden señalar como las más importantes: Wickman (1974) Barton et al, 1974, Bieniawski (1974 - 1980), Pacher-Rabcewicz (1974), Artes (1976), Roche (1976), González (1982).

Como se observa, existe una cantidad de información importante sobre el tema, la mayoría de los sistemas de clasificación dan información de gran valor en Ingeniería Geológica considerando las condiciones específicas de cada caso individual y utilizándoles cuidadosamente. Sin embargo, la mayoría de ellas continuamente caen en desuso debido a que las premisas y asunciones en las que se basan no son cuidadosamente estudiadas por los usuarios que en ocasiones las generalizan más allá de para lo que fueron creadas por sus autores.

González (1982) hace un resumen crítico sobre las clasificaciones actuales y marca con claridad los alcances y limitaciones que plantea el uso de éstas dentro de la Ingeniería Geológica. En general la tendencia y características de las más recientes clasificaciones para masas de roca tiene los siguientes propósitos:

- a) Dividir una masa de roca en grupos de comportamiento similar.
- b) Proveer las bases para la comprensión de las características de cada grupo.
- c) Tener información cuantitativa de la masa de roca para la previsión del tipo de aporte a utilizar.
- d) Dar las bases comunes para la comunicación entre los participantes en la construcción de túneles.

Con el objeto de que su manejo sea versátil, las clasificaciones actuales se basan también en los siguientes puntos:

- a) Ser simple, que se recuerde con facilidad y que sea comprensible.
- b) Cada término debe ser claro y la terminología utilizada ampliamente aceptada.
- c) Se deberán incluir únicamente las propiedades más significativas de la masa rocosa.
- d) Estar basado en parámetros que puedan ser determinados mediante pruebas en campo, fáciles y de bajo costo.
- e) Basarse en un sistema de clasificación tal, que se puedan separar la importancia relativa de cada parámetro.

Por último es importante mencionar que los sistemas de clasificación tienen su principal utilidad en los trabajos exploratorios previos a la construcción de obras subterráneas y en general a estudios de tipo anteproyecto en los que es necesario determinar, la siguiente

información:

- Ruta y tipo de sección transversal del túnel.
- Previsión del soporte primario y las condiciones generales de estabilidad durante la excavación.
- Determinación del tiempo de construcción y costo aproximado.
- Selección del procedimiento de excavación.

En los capítulos siguientes se tratarán con detalle algunas de las clasificaciones geomecánicas de más uso en la actualidad, sus características principales y su aplicación práctica dentro de la Mecánica de Rocas. En el Capítulo II se muestra una breve descripción de los sistemas de soporte más comúnmente utilizados en excavaciones — subterráneas para que el lector se familiarice con éstos.

CAPITULO II

NOTAS BREVES SOBRE TIPOS DE SOPORTES

Los sistemas de soportes pueden dividirse de acuerdo a su función en dos grupos: El Temporal y el Definitivo.

Soporte Temporal: sistema para soporte de la excavación, principalmente durante la etapa de construcción.

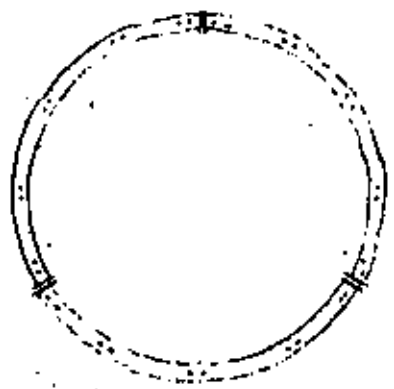
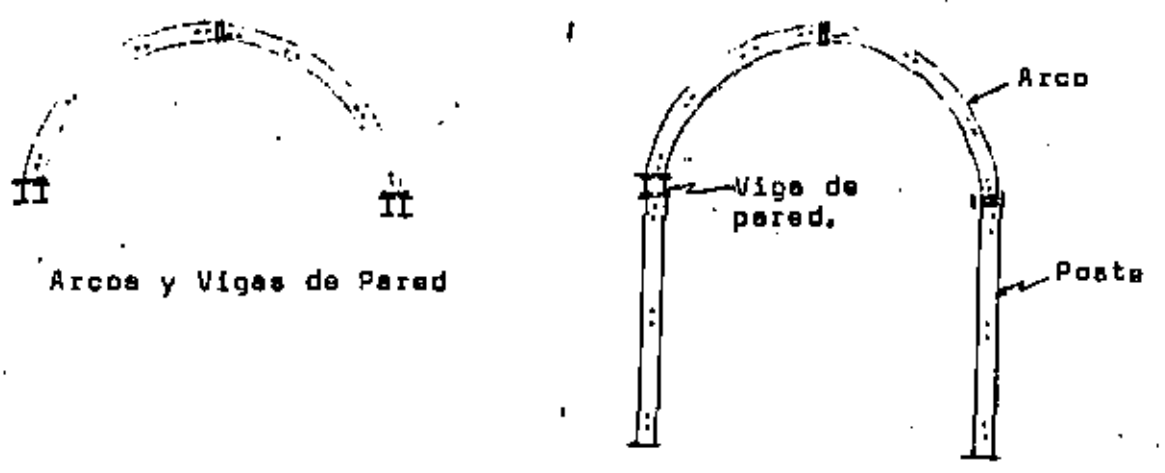
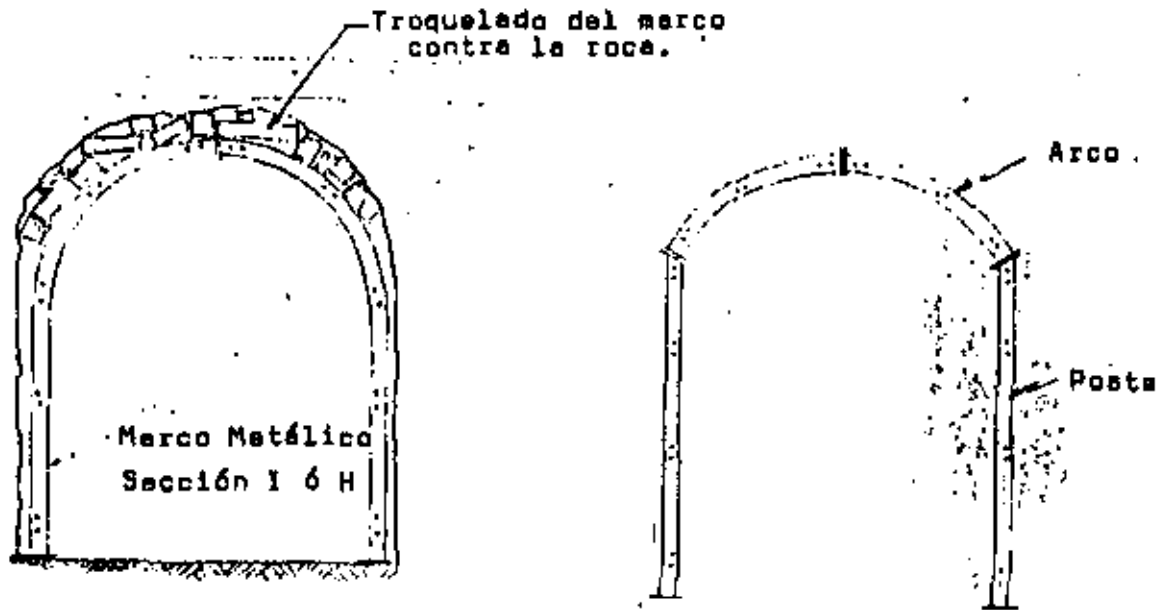
Soporte Definitivo: sistema de soporte para uso definitivo, generalmente diseñados para toda la vida de servicio de una obra.

Los sistemas de soporte que a continuación se mencionan pueden utilizarse como soporte de Tipo Temporal ó Definitivo de acuerdo al objetivo que los ingenieros de diseño ó construcción adopten para un caso determinado:

e) MARCOS METALICOS:

Son estructuras construidas en la mayoría de las veces con perfiles metálicos de sección "I" ó "H", en forma de herradura, circulares ó cualquier otra y por lo general el espacio libre entre la roca y el marco metálico se "troquele" con madera ó en ocasiones, si el terreno lo permite, con concreto, Figura No. 3, con el objeto de resistir los movimientos de la "carga de roca" por medio de su rigidez estructural.

El marco metálico es considerado como un sistema de soporte del tipo "pasivo". El tipo de sección del marco, el espaciamento entre uno y otro, así como el tiempo de colocación, se determinan de acuerdo a la "carga de roca" que se estima actuará sobre ésta y que a su -



Marco Circular.

Figure No. 3
 Tipos de Marcos Metálicos
 (Proctor y White)

vez es función de la geología y del tamaño y forma de la excavación.

b) ANCLAJES:

El ancla es un sistema utilizado para transferir presión al terreno, ligando el bloque de roca inestable con la zona de roca estable; constituidas generalmente por barras lisas ó corrugadas ó por una serie de cables, las anclas requieren de una perforación de diámetro adecuado para después colocarla y sujetarla contra la roca.

Las anclas son un sistema de soporte de tipo "activo" y se dividen de acuerdo a su funcionamiento en dos clases:

Fricción: En la que la "carga de roca" se sujeta al ancla por medio de un material como puede ser lechada de cemento ó resina epóxica que llena el espacio vacío entre la pared del barreno y el ancla, Figura No. 4.

Tensión: Las anclas de tensión requieren fijarse en el fondo del barreno mediante un sistema que puede ser una cuña ó concha de expansión, un mortero ó lechada de cemento ó bien de resina epóxica y posteriormente se tensa la barra, apoyándose el extremo exterior del ancla contra el terreno, Figura No. 5, transmitiendo así una compresión al terreno localizado entre ambos extremos del ancla.

En cualquiera de los dos casos la longitud de las anclas debe atravesar el límite de la zona de roca que se considera inestable y fijarse en la zona de roca estable.

El uso de anclas en túneles tiene ventajas importantes: se pueden instalar muy cerca del frente de la excavación sin que sufran daños por las voladuras, se colocan directamente contra la pared impidiendo que la roca se mueva demasiado hacia la excavación y es relativamente rápida su colocación.

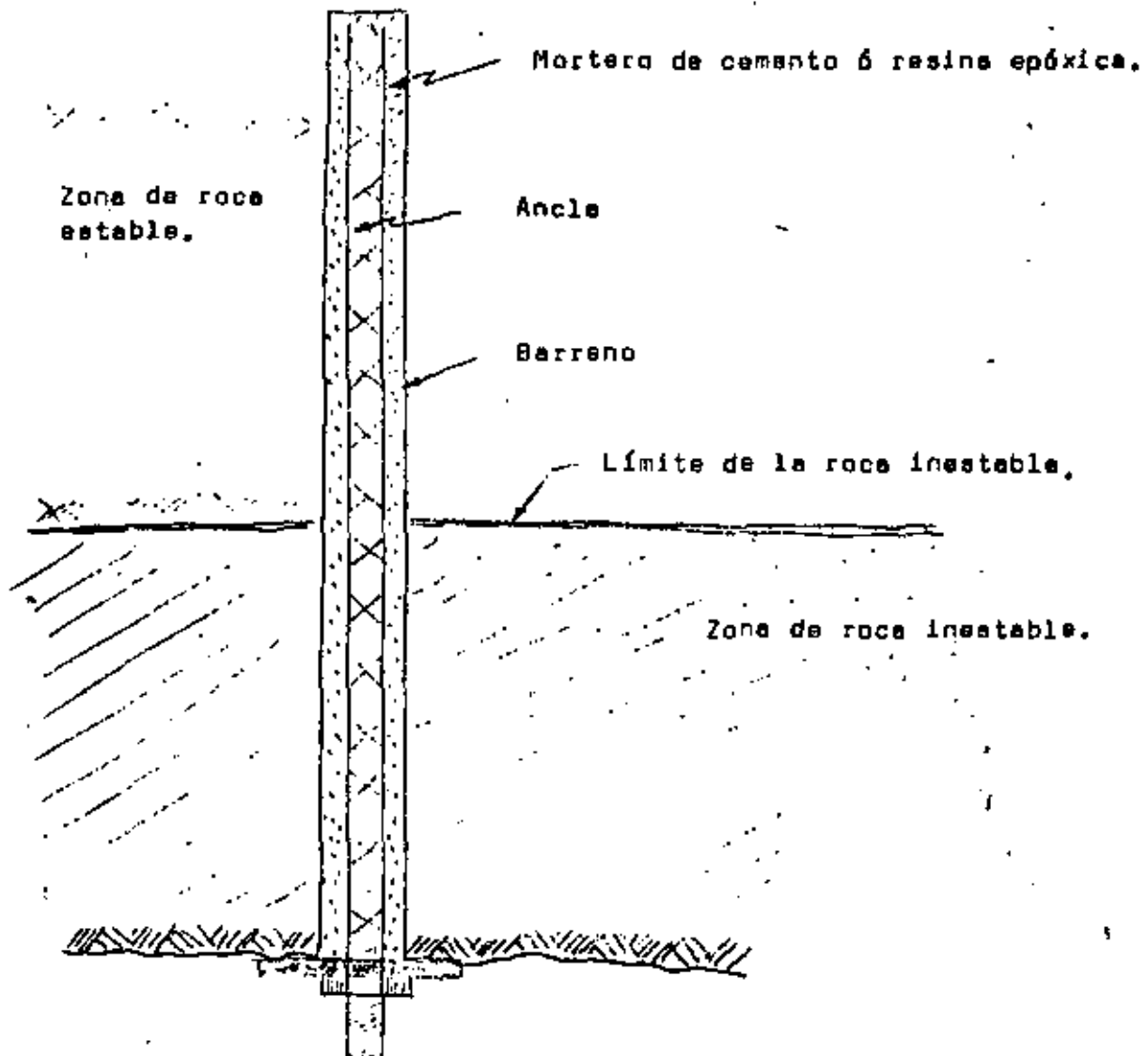


Figura No. 4

Ancla de Fricción.

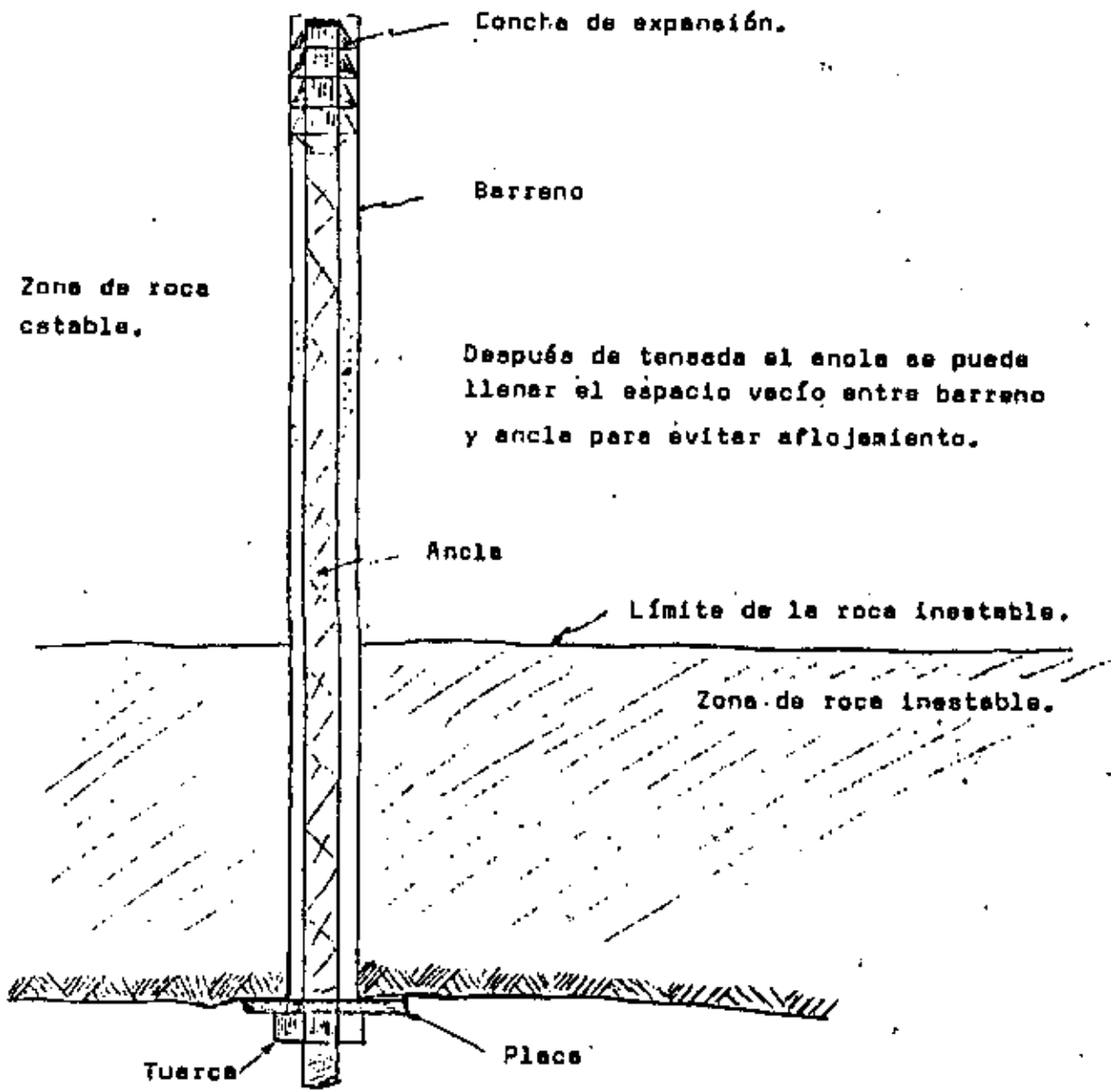


Figura No. 5
Ancla de Tensión.

c) CONCRETO LANZADO:

Es un concreto ó un mortero que se hace pasar por una manguera y se proyecta neumáticamente a alta velocidad sobre la superficie de la roca. Este sistema utilizado en excavaciones subterráneas, tiene la ventaja de poder colocarse rápido y proporcionar soporte a la roca en donde las condiciones de ésta son desfavorables; se puede usar como soporte temporal ó permanente de acuerdo al diseño adoptado.

En teoría, el concreto lanzado actúa como una parte integral de la roca y hace a ésta participa del soporte de sí misma; ésta es la característica fundamental del método. Se hace énfasis en que el principal objetivo del concreto lanzado no es funcionar como único soporte del túnel, sino integrar y emplear la roca circundante que es incapaz de trabajar como una estructura autosoportante.

Generalmente junto con el concreto lanzado se usan otros sistemas de soporte como es el enclaje y la malla de acero.

La técnica del concreto lanzado en túneles es considerada como un elemento de soporte relativamente nuevo (NATM (Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles) ó SPS (Sistema Suéco de Túneles) .

Linder (1963) fué el primero en establecer una relación entre el espesor de concreto lanzado requerido, las condiciones de la roca y su tiempo de aplicación, basándose en la clasificación de roca de Lauffer (1958).

Clasificaciones más recientes incluyen sistemas basados en el Índice de Calidad RQD, presentados por Deere (1963), Cecil (1970) y Merritt (1972); otros sistemas de clasificación numéricos, combinados con otros soportes han sido presentados por Wickman (1979) y Bieniawski (1974).

d) REVESTIMIENTO DE TUNELES:

El revestimiento de un túnel pertenece al tipo de soporte Definitivo.

Existen dos tipos de revestimientos:

- 1.- Los concretos reforzados colados in Situ, revestimiento mediante enladrillado y los de mampostería.
- 2.- Segmentos ó unidades de concreto pre-fabricado para uso específico, generalmente en anillos ó dovelas.

El concreto reforzado colado in Situ es el más utilizado en revestimientos de túneles excavados en roca, debido primero, a las irregularidades que se obtienen durante la excavación y segundo, porque el soporte Permanente normalmente no es necesario llevarlo muy cerca del frente de la excavación.

Los túneles en roca frecuentemente no requieren ser revestidos, este es el caso particular de túneles para Plantas Hidroeléctricas en donde la rugosidad del área interna del túnel no es un factor importante.

El uso de segmentos prefabricados de concreto ó dovelas se emplean generalmente en donde las excavaciones atraviesan roca muy alta ó cualquier otro tipo de suelo blando y es necesario un revestimiento rápido cerca del frente de avance, en donde se utiliza para la excavación un ESCUDO.

En términos generales, éstos son los sistemas de soporte empleados con más frecuencia en excavaciones subterráneas. Si el lector desea profundizar en el conocimiento de éstos, deberá dirigirse a la literatura especializada para lo cual se dan algunas referencias en la sección de Bibliografía (Ref. 18 a 25).

CLASIFICACION DE TERZAGHI (1946)

Terzaghi clasifica a los macizos rocosos en nueve categorías y asocia a cada una de ellas una "carga de roca" que está en función del ancho (B) y de la altura del túnel (H_t). El término "carga de roca" indica la altura de la masa de roca que tiende a caer del techo del Túnel Figure No. 6. A continuación se describen cada uno de estos términos descriptivos de las condiciones de la roca dados por Terzaghi en su clasificación.

- a.- Roca Dura ó Intacta: No contiene ninguna discontinuidad. Si se ocasionan daños a la roca por el uso de los explosivos puede haber desprendimientos de lajas dentro de la excavación algunas horas ó días después. Es frecuente el desprendimiento de la roca en lajas delgadas en forma súbita (Popping rock) después de la excavación, debido a que la roca está sometida a un intenso estado de deformación elástica, Figura No. 7.
- b.- Roca estratificada: Consistente en estratos de roca individuales con poca ó ninguna resistencia a separarse entre ellos. El estrato puede ó no tener debilidades debido a fracturas transversales. Es frecuente el desprendimiento en forma de lajas, Figura No. 8.
- c.- Moderadamente Fracturada: La roca contiene juntas y grietas, pero los bloques entre las juntas están localmente unidos ó íntimamente interconectados de tal forma que las paredes no requieren soporte lateral.
- d.- Bloques y Grietas: El macizo está constituido por fragmentos de roca químicamente intactos los cuales están completamente separados uno de otro ó imperfectamente interconectados, las paredes pueden requerir de soporte lateral.

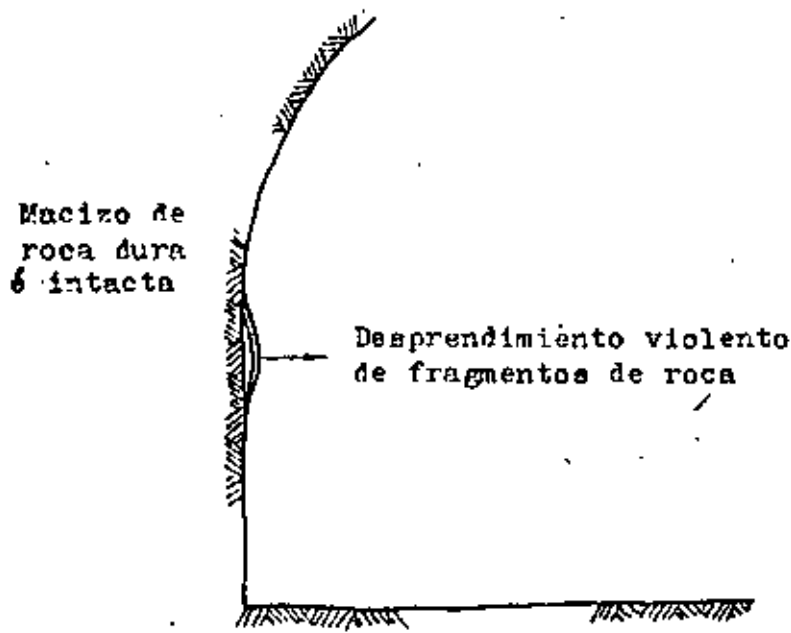


Figura No. 7

En excavaciones subterráneas llevadas en roca dura e intacta, es frecuente el desprendimiento de fragmentos de roca de las paredes debido al intenso estado de deformación elástica al que está sometida la roca, (popping rock).

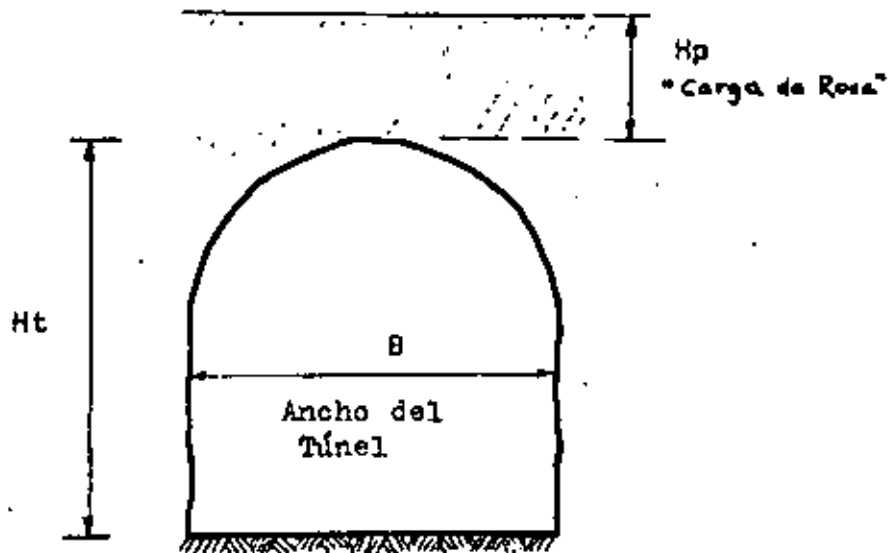
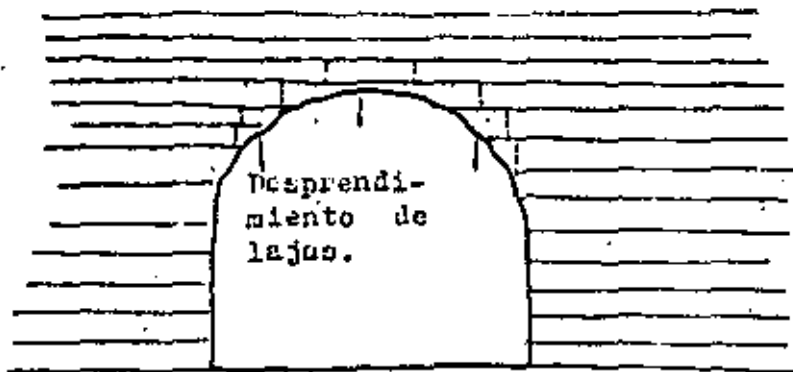


Figura No. 6

Definición de "Carga de Roca" Hp



Túnel en roca estratificada

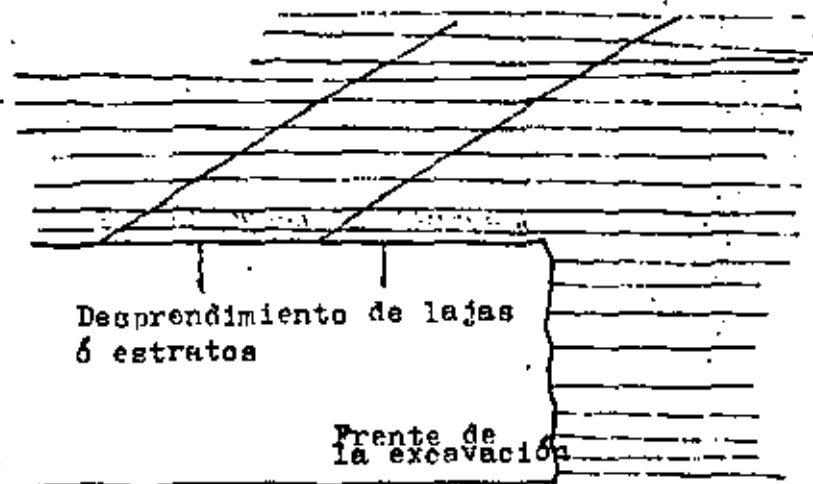


Figura No. 8

En excavaciones en roca estratificada es frecuente el desprendimiento de estratos de la bóveda del túnel, esta condición aumenta si existen fracturas que atraviesan el macizo.

- e.- Roca Triturada: Es químicamente intacta y tiene el carácter de un material triturado sin cribar. Si la mayor parte ó todos los fragmentos son más pequeños que la arena fina y no han sido cementados, bajo condiciones del nivel freático se presentan corrientes de arena que se precipitan dentro de la excavación.
- f.- Roca Alterada y que fluye hacia la Excavación: La roca avanza lentamente hacia dentro del túnel sin un notable cambio de volumen. Es necesario para este fenómeno, que existe un alto porcentaje de partículas microscópicas y sub-microscópicas de minerales micáceos ó minerales arcillosos con baja capacidad de expansión.
- g.- Roca Expansiva: La roca avanza hacia dentro de la excavación principalmente por efecto de la expansión. La capacidad de expansión está limitada a aquellas rocas que contienen minerales arcillosos, como la montmorillonita, que es altamente expansiva.

En la TABLA I se presentan en resumen las condiciones anteriores y la 'carga de roca' correspondiente, tal como Terzaghi la publicó originalmente.

Esta clasificación dominó durante muchos años y su utilidad fué excelente para los propósitos para los que fué preparada, es básicamente aplicable a Túneles con soporte mediante marcos metálicos y los valores de "carga de roca" obtenidos a partir de ésta son, normalmente bastante conservadores. Para mayor comprensión en el conocimiento de esta clasificación diríjase al trabajo original Referencia 1.

En la práctica, indica Terzaghi, no existen fronteras bien definidas entre cada categoría ó condiciones de la roca y estos términos pueden variar en un margen bastante amplio.

TABLA I
TERZACHI (1946)

Condiciones de la roca.	Carga de roca (m)	Observaciones.
1 Dura ó Intacta	Cero	Soporte ligero únicamente - si se presenta lajeamiento ó rotura de la roca por altos esfuerzos en la masa de roca.
2 Dura Estratificada ó Esquistosa.	0-0.50	Soporte ligero.
3 Masiva moderadamente fracturada.	0-0.25 B	La carga puede variar - - erráticamente de un punto a otro.
4 Bloques y Grietas (Condición Moderada)	0.25B-0.35 (B+Ht)	No hay presión lateral.
5 Bloques y Grietas (Abundantes)	(0.35-1.10)(B+Ht)	Nada ó poca presión lateral.
6 Completamente triturada pero químicamente intacta.	1.10 (B+Ht)	Considerable presión lateral. El ablandamiento por abajo del piso del túnel debido al nivel freático - requiere de soporte continuo para la parte inferior de los marcos ó marcos - - circulares.
7 Roca alterada y fluida Moderadamente.	1.10-2.10 (B+Ht)	Alta presión lateral, se - recomiendan marcos circulares.
8 Roca alterada y fluida en consideración.	2.10-4.50 (B+Ht)	
9 Roca expansiva.	Más de 8 m y sin - relación con (B+ - Ht).	Se requieren marcos circulares.

Hp = Carga de roca arriba del techo del túnel, en (m)

Ht = Altura del túnel, en (m).

B = Ancho del túnel, en (m).

CAPITULO IV

CLASIFICACION DE DEERE (1966).

Deere clasifica a los macizos rocosos en cinco categorías de acuerdo a su Índice de Calidad RQD, (Rock Quality Designation).

El RQD es una medida más general que la simple frecuencia de fracturas, puesto que está basada indirectamente en el grado de fracturamiento y en la cantidad de alteración de la masa de roca. También es un índice cuantitativo basado en el procedimiento de recuperación modificada de núcleos de roca, el cual únicamente considere los trozos de roca sanos mayores de 10 cm de longitud obtenidos en diámetro NX (54 mm).

$$RQD = \frac{\text{Testigos mayores de 10 cm}}{\text{longitud perforada}} \times 100$$

TABLA II

Índice de Calidad (RQD) (%)	Calidad
0 - 25	Muy Mala.
25 - 50	Mala.
50 - 75	Regular.
75 - 90	Buena.
90 - 100	Excelente.

La obtención de este parámetro y la clasificación de acuerdo a la TABLA II es sencilla y práctica, sin embargo, el método discrimina la influencia de la orientación de las discontinuidades, el relleno contenido en ellas y su continuidad, todas estas características de bastante importancia en la mayoría de los casos relacionados a excavaciones subterráneas.

El uso del RQD se ha extendido ampliamente dentro del campo de la Mecánica de Rocas relacionándose a otras propiedades inherentes de los macizos rocosos como su deformabilidad, fracturamiento, capacidad de carga, etc. También Deere sugiere diversos tipos de soporte en base al RQD para Túneles comprendidos entre 6 y 12 m de ancho. En la figura No. 9 se proyectan estas relaciones.

En la figura No. 10 se muestra una correlación entre el Módulo de deformación estático obtenido de pruebas de campo y el RQD en diversos sitios para presas y por último en la figura No. 11 se muestra la relación entre soporte requerido, ancho de la excavación y el RQD para diversos casos de Túneles.

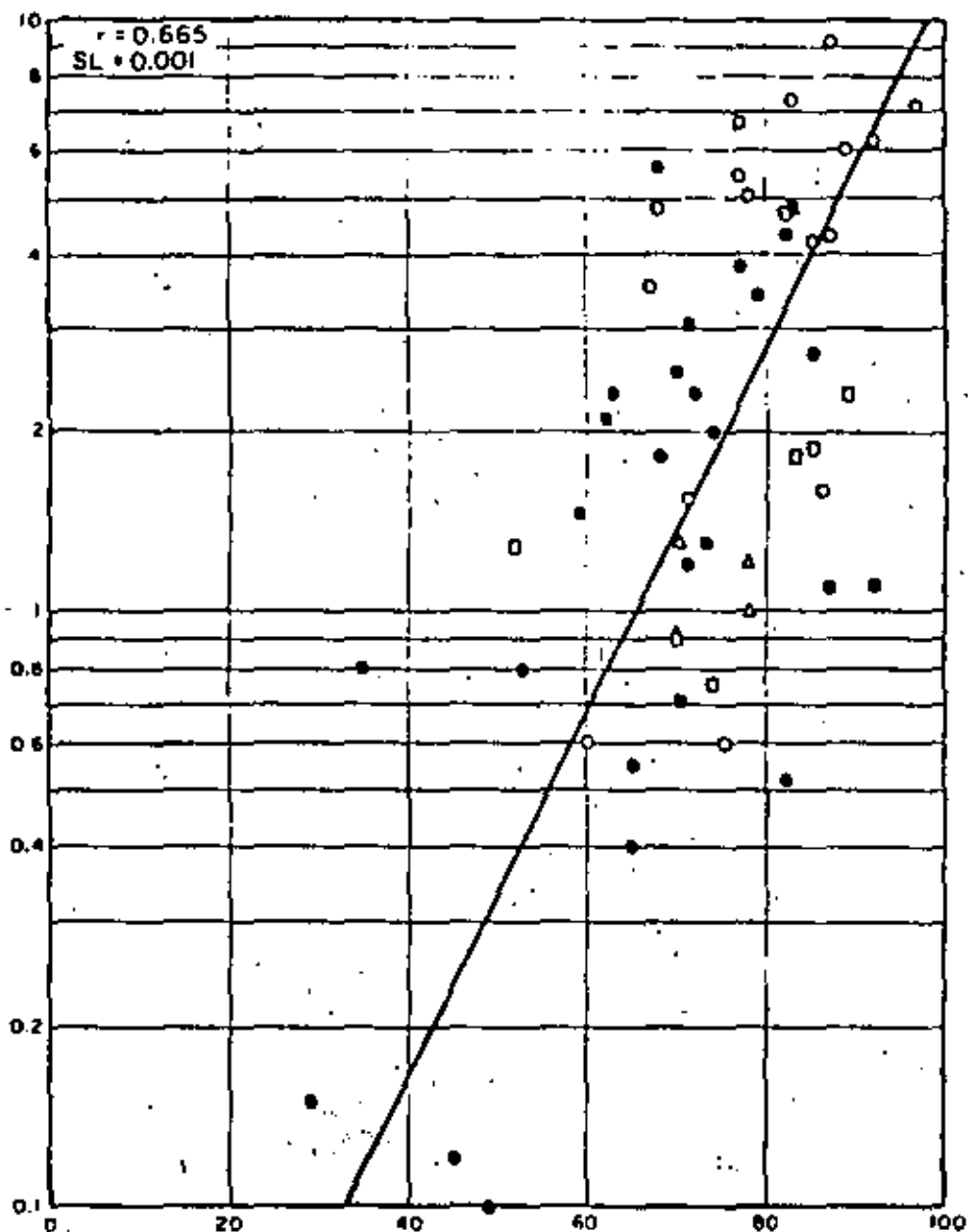
Aún con la amplia aplicación y aceptación que ha tenido el Índice de Calidad RQD no se considera que reúne todas las bases que requiere un sistema de clasificación para macizos rocosos, los cuales se han mencionado ya en el Tema I. Como se verá más adelante el RQD se usa junto con otros parámetros para formar sistemas de clasificación más completos.

TIPOS DE SOPORTE RECOMENDADOS POR DECRE. EN FUNCION DEL NOO (PARA TUNELAS ENTRE 6 Y 12 M).

CATEGORIA DE LA OBRA	METODO DE PERFORACION	POSIBLES SISTEMAS DE SOPORTE		
		MARCOS DE ACERO	ANCLAJE	CONCRETO LANZADO
Categoría 1	Con topo	Ninguno u ocasionales marcos ligeros. Peso de roca (0,0-0,2) D.	Ninguno u ocasionales.	Nada u ocasionales aplicaciones locales.
	Convencional	Ninguno u ocasionales marcos ligeros. Peso de roca (0,0-0,3) D.	Ninguno u ocasionales.	Nada u ocasionales aplicaciones locales de 2 a 3 pulgadas de espesor.
Categoría 2	Con topo	Ocasionales marcos ligeros a 3 a 6 pies de reparación. Peso de roca (0,0-0,4) D.	Ocasionales u según una cuadrícula de 3 a 6 pies.	Nada u ocasionales aplicaciones locales de 2 a 3 pulgadas.
	Convencional	Marcos ligeros de 3 a 4 pies de reparación. Peso de roca (0,3-1,0) D.	Según una cuadrícula de 3 a 6 pies.	Ocasionales aplicaciones locales de 2 a 3 pulgadas.
Categoría 3	Con topo	Marcos ligeros a medios de 3 a 6 pies de reparación. Peso de roca (0,4-1,0) D.	Según una cuadrícula de 3 a 6 pies.	2 a 4 pulgadas en clave y hastiales.
	Convencional	Marcos ligeros y medios de 4 a 6 pies de reparación. Peso de roca (0,6-1,3) D.	Según una cuadrícula de 3 a 5 pies.	4 pulgadas o más en clave y hastiales.
Categoría 4	Con topo	Marcos circulares medianos, de 3 a 4 pies de reparación. Peso de roca (1,0-1,6) D.	Según una cuadrícula de 3 a 5 pies.	4 a 6 pulgadas con clave y hastiales, combinado con anclaje.
	Convencional	Marcos medianos a pesados de 2 a 4 pies de reparación. Peso de roca (1,3-2,0) D.	Según una cuadrícula de 2 a 4 pies.	6 pulgadas o más en clave y hastiales, combinado con anclaje.
Categoría 5	Con topo	Marcos circulares medianos a pesados a 2 pies de reparación. Peso de roca (1,6-2,2) D.	Según una cuadrícula de 2 a 4 pies.	6 pulgadas o más en toda la sección. Combinando con marcos medianos.
	Convencional	Marcos circulares pesados, a 2 pies de reparación. Peso de roca (2,0-2,8) D.	Según una cuadrícula de 2 pies.	6 pulgadas o más en toda la sección; Combinando con marcos medianos o pesados.
Categoría 6	Con topo	Marcos circulares muy pesados a 2 pies de reparación. Peso de roca superior a 250 p.s.f.	Según una cuadrícula de 2 a 3 pies.	8 pulgadas o más en toda la sección. Combinando con marcos pesados.
	Convencional	Marcos circulares muy pesados a 2 pies de reparación. Peso de roca superior a 250 p.s.f.	Según una cuadrícula de 2 a 3 pies.	8 pulgadas o más en toda la sección. Combinando con marcos pesados.

Figura No. 9.

Módulo de Deformación (Prueba de campo, Estática), E_d , $(lb/in^2 \times 10^6)$

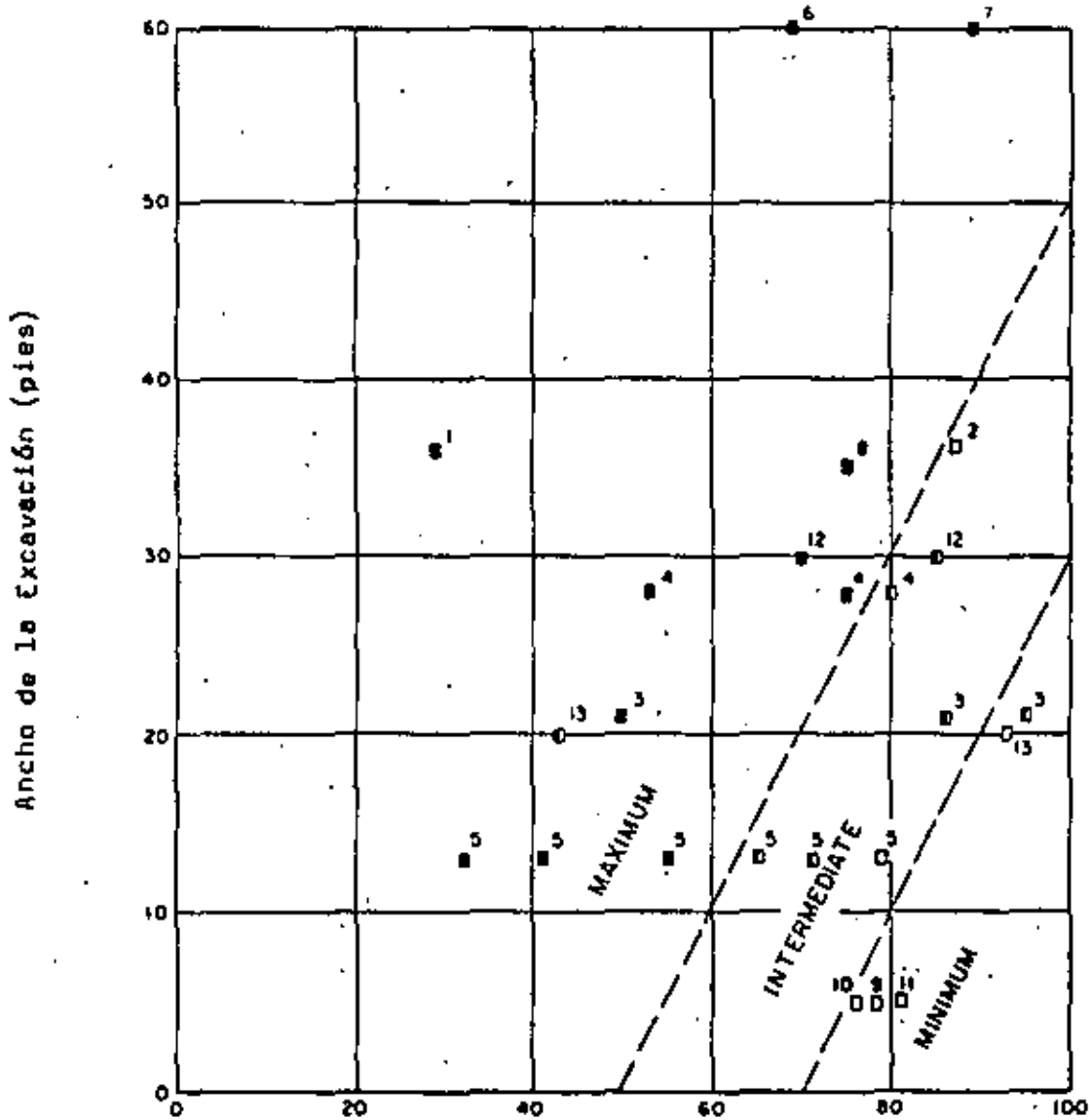


Índice de Calidad RQD, %

- Presa Dworshok, Granito Gneiss
- Presa Dworshok, Granito Gneiss
- Sitio para la presa Two Forks, Gneiss
- Presa Yellowtail, Calizas
- ▲ Presa Glen Canyon, Arenisca.

Figure No. 10.

Relación entre Módulo de deformación estática y RQD
(Deere, 1969)



Indice de Calidad RQD y Velocidad Relativa, %

- Sin soporte ó Anclaje local.
- Marcos ligeros ó Anclaje Sistemático
- Marcos Pesados ó Anclaje Sistemático (Anclas largas y malle).

Figura No.11.

Relación entre Soporte requerido y el Ancho de la excavación y RQD (Deere, 1969).

CAPITULO V

CLASIFICACION DE BARTON, LIEN Y LUNDE (1974).

El método se basa en el análisis de 200 casos registrados de túneles que revelan una correlación entre la cantidad y el tipo de soporte permanente utilizado, con una calidad de roca denominada "Q", que es función de 6 parámetros, cada uno con un rango de importancia. Así, el comportamiento de los macizos rocosos y los tipos de soporte necesarios son función de "Q" que varía entre 0-001 para roca excepcionalmente expansiva y de mala calidad y 1000 para una roca de excelente calidad.

Los seis parámetros mencionados se combinan para obtener un índice de calidad de la roca de acuerdo con la expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

RQD - Índice de Calidad

J_n - Número de Discontinuidades.

J_r - Número de Rugosidad de la Discontinuidad

J_a - Número de Alteración de la Discontinuidad

J_w - Factor de reducción dada la condición de flujo de agua.

SRF - Factor de Reducción por el Estado de Esfuerzos.

La obtención de cada uno de los parámetros de la expresión se presentan tabulados a continuación:

1.- DESCRIPCION DE CALIDAD.

Calidad de la Roca	(RQD) %
A. Muy mala	0 - 25
B. Mala	25 - 50
C. Regular	50 - 75
D. Buena	75 - 90
E. Excelente	90 - 100

Note: Cuando, RQD < 10, incluyendo el valor 0, se emplea valor 10 en el cálculo de "Q".

2.- NUMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES. (Jn)

A. Masiva, ninguna ó pocas discontinuidades	0.5 a 1.0
B. Una familia	2
C. Una familia más distribución aleatoria.	3
D. Dos familias.	4
E. Dos familias más distribución aleatoria.	6
F. Tres familias.	9
G. Tres familias más distribución aleatoria.	12
H. Cuatro ó más familias, distribución aleatoria, intensamente fracturada, fragmentos pequeños, etc.	15
I. Roca triturada, granular tipo suelo	20

Note: En las intersecciones de excavaciones subterráneas úsase 3 X Jn y en portales 2 X Jn.

3.- NUMERO DE RUGOSIDAD (Jr).

- a) Cuando existe contacto roca con roca en las juntas y
 b) Cuando existe este contacto con menos de 10 cm de desplazamiento de cortante.
- | | |
|------------------------|---|
| A. Juntas discontinuas | 4 |
| B. Asperas y onduladas | 3 |

C. Tercas y Onduladas	2
D. Lustrosas y Onduladas	1.5
E. Asperas y Planas	1.5
F. Tercas y Planas	1.0
G. Lustrosas y Planas	0.5

c) Cuando no hay contactos roca con roca al existir desplazamiento de cortante.

H. Rellenos de arcilla, limos, arenas ó gravas con espesores tales que impidan el contacto de roca con roca 1.0.

Nota: Suma 1.0 al Jr si el espaciamento medio de las discontinuidades importantes es mayor de 3 m.

4.- NUMERO DE ALTERACION Y RELLENO DE JUNTAS.

a) Cuando existe contacto entre roca y roca en las juntas.

	(Ja)
A. Juntas limpias con relleno resistente ó impermeables como cuarzo y epidota.	0.75
B. Juntas ligeramente oxidadas superficialmente.	1.0
C. Paredes ligeramente alteradas. Relleno de materiales que no pierden resistencia al deformarse como roca desintegrada y partículas de arena sin arcilla.	2.0
D. Paredes recubiertas ó con relleno arcillo-arenoso que no pierden resistencia con la deformación.	3.0
E. Rellenos de minerales de arcilla que pierden resistencia al deformarse como caolinita, mica y también talco, yeso, grafito, etc. y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los -	

rellenos de esta clase son discontinuos y de
1 a 2 mm de espesor. 4.0

b) Cuando existe contacto entre roca y roca en las juntas en-
tes de 10 cms. de cortante.

- F. Relleno de partículas arenosas o roca desin-
tegrada sin arcilla. 4.0
- G. Rellenos continuos de menos de 5 mm de espe-
sor de arcilla fuertemente consolidada que
no pierde resistencia al deformarse. 6.0
- H. Rellenos continuos de menos de 5 mm de espe-
sor de arcilla con preconsolidación de media
a baja, que pierde resistencia al deformarse. 8.0
- I. Rellenos continuos de menos de 5 mm de espe-
sor de arcilla de alta plasticidad el valor
de I_p depende del porcentaje de partículas
de arcilla expansiva, de la factibilidad de
entrar en contacto con el agua etc. 8.0 a 8.2

Cuando no hay contacto con la roca al existir desplazamientos de cor-
tante.

- K.L.M. Zonas ó bandas de roca desintegrada o -
triturada y arcilla. 6.0, 8.0 ó
8.0 a 12
- N. Zonas ó bandas de limo ó arena arcillo-
sa con pequeña cantidad de arcilla (no
pierde resistencia al deformarse). 5.0
- O.P.R. Zonas ó bandas de arcilla continua y -
de espesor considerable (véase la des-
cripción de la arcilla de G, H, I respec-
tivamente). 10.0, 13.0
ó 13.0 a 20.0

5.- FACTOR DE REDUCCION DADAS LAS CONDICIONES DE FLUJO DE AGUA.

	(Jw)	Presión hidroestática aproximada, en Kg/cm ² .
A. Ambiente seco o flujo reducido por ejemplo, 5 l/min. localmente.	1.0	1.0
B. Flujo a presión mediana - lavado ocasional de relleno de las juntas.	0.66	1.0 a 2.5
C. Flujo ó presión grandes en roca competente, con juntas limpias.	0.5	2.5 a 10.0
D. Flujo ó presión grandes, lavado considerable del relleno de las juntas.	0.33	2.5 a 10.0
E. Flujo excepcionalmente grande ó agua a presión durante las voladuras que decrece con el tiempo.	0.2 a 0.1	10.0
F. Flujo excepcionalmente grande ó agua a presión constante sin reducirse en forma perceptible.	0.1 a 0.5	10.0

Nota 1: Los factores C a F están burdamente estimados. El valor de Jw deberá aumentarse si hay necesidad de instalaciones de drenaje.

Nota 2: Los problemas especiales que causa el hielo al formarse en el interior de las grietas no han sido considerados.

6.- FACTOR DE REDUCCION DEBIDO AL ESTADO DE ESFUERZOS. (SRF)

a) Existencia de zonas de debilidad que interseccionan la excavación y puedan ocasionar que se formen zonas de material suelto al excavar el túnel.

A.	Numerosas zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente ó roca muy suelta a cualquier profundidad.	10.0
B.	Zonas de debilidad aisladas conteniendo arcilla ó roca desintegrada químicamente a una profundidad de 50 m ó menor.	5.0
C.	Igual a B a una profundidad de más de 50 mts.	2.5
D.	Numerosas zonas cizalladas en roca competente sin arcilla ó roca suelta a cualquier profundidad.	7.5
E.	Zonas cizalladas aisladas, en roca competente sin arcilla a una profundidad de 50 mts. ó menor.	5.0
F.	Igual a E a una profundidad mayor de 50 mts.	2.5
G.	Roca suelta con discontinuidades abiertas, roca intensamente fracturada.	5.0

b) Roca competente con altos esfuerzos $R_c/\sqrt{1}$ $R_t/\sqrt{1}$ SRF

H.	Esfuerzos reducidos cerca de la superficie del terreno.	200	13	2.5
J.	Esfuerzos medianos.	200-a-10	13-a-0.99	1.0
K.	Esfuerzos grandes estructura bien interconectada.	10-a-5	0.66-a-0.33	0.5-a-2

L. Ocurrencia leve de estallidos en roca masiva (mild rock -- bursts).	5-a-2,5	0,33-a-0,16	1-a-10
M. Ocurrencia importante de estallidos en roca masiva -- (heavy rocks bursts).	2,5	0,10	10 a 20
c) Extrusión de la roca incompetente bajo la acción de grandes esfuerzos.			
N. Extrusión leve.			5 a 10
O. Extrusión importante.			10 a 20
d) Roca expansiva debido a la presencia de agua.			
P. Expansión leve.			5 a 10
Q. Expansión importante.			10 a 15

Nota 1: Reducir el valor de SRF del 25 al 50 % si las zonas cizalladas importantes influencian pero no intersectan la excavación.

Nota 2: Para esfuerzos fuertemente anisotrópicos (medidos), cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, debe reducirse σ_c y σ_t a $0,8\sigma_c$ y $0,8\sigma_t$. σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor y σ_c y σ_t son la resistencia de compresión y tensión de la roca respectivamente.

Nota 3: En H se sugiere aumentar el valor de SRF de 2,5 a 5 cuando la profundidad del túnel sea menor, que su claro.

Con base en los casos reales estudiados se ajustaron los sistemas de soportes requeridos al índice de calidad de la roca "Q" y a la dimensión de la excavación que riga la estabilidad (el claro ó diámetro cuando se analiza la estabilidad del techo y la altura cuando se analizan las paredes). La dimensión utilizada se modifica dividiendo su valor entre el factor EST (Excavación support ratio) que depende del propósito o finalidad de la obra, presencia de maquinaria, personal, etc.

En la TABLA III se presentan los valores del factor ESR obtenidos del estudio de los casos reales. Los números entreparentados en la columna a la derecha es el número de casos estudiados que respalda la selección del valor ESR para cada tipo de obra.

El procedimiento de selección del soporte en un caso particular se explica a continuación:

- a) Se determinan las características de la masa rocosa y se selecciona el valor de participación de los seis parámetros mencionados en las tablas.
- b) Se estima el valor "Q", sustituyendo los valores de los seis parámetros involucrados en la ecuación.
- c) Se estima el valor de ESR mediante la tabla.
- d) Se calcula el cociente de la dimensión efectiva (diámetro, claro ó altura) entre el ESR.
- e) Con los valores de "Q" y el cociente determinado en d) se define un punto en la gráfica de la Figura 12.
- f) Con el número de la sección de la gráfica de la Figura 12 se define el soporte entre las 38 categorías descritas en las TABLAS IV, V, VI y VII.

Tipo de excavación	ESR	Nº de casos
A. Excavaciones mineras temporales etc...	3-5	(2)
B. Pozos verticales: 1) sección circular 2) sección rectangular o cuadrada	2.5 2.0	(0)
C. Excavaciones mineras permanentes, túneles para hidroeléctricas (excepto para altas presiones) túneles piloto, derivaciones y portales para grandes excavaciones, etc...	1.5	(83)
D. Alcantarillas, plantas de tratamiento de aguas, carreteras grandes y túneles ferroviarios, túneles de acceso, etc (cavernas cilíndricas)	1.3	(23)
E. Casas de máquinas, carreteras grandes y túneles ferroviarios, portales, intersecciones, cámaras para defensa civil, etc...	1.0	(79)
F. Estaciones nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, fábricas, etc...	0.8	(3)

TABLA III

Relación soporte-excavación (ESR) apropiada para diversas excavaciones subterráneas.

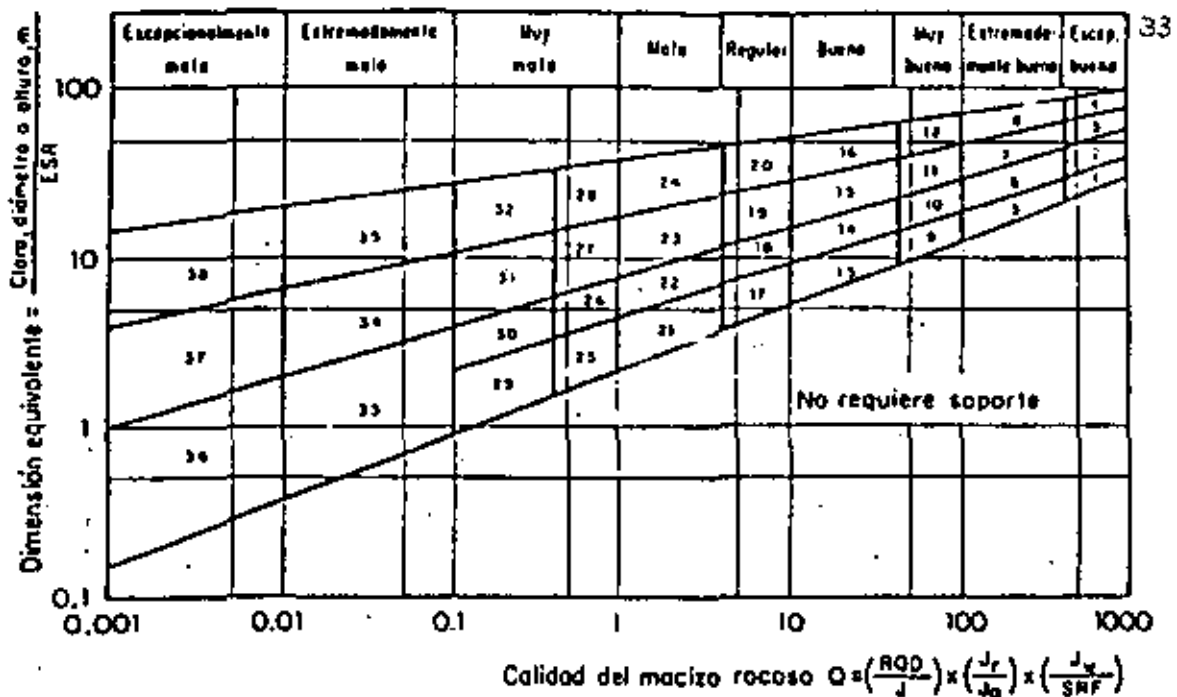
Figura No. 12 Categorías de soporte en función del parámetro Q .

Tabla IV Dimensiones de soportes para macizas rocosas de calidad excelente, extramadamente buena, muy buena y buena (valores de "Q" de 1000 a 10).

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales			P kg/cm ² [atmos]	C (cm) [pulg.]	Tipo de soporte
		FSB Ja	Jr Ja	CLASO ESP (m)			
1*	1000-100	-	-	-	0.01	24-48	sb[un]
2*	1000-100	-	-	-	0.01	20-40	sb[un]
3*	1000-100	-	-	-	0.01	40-80	sb[un]
4*	1000-100	-	-	-	0.01	85-100	sb[un]
5*	400-100	-	-	-	0.05	12-24	sb[un]
6*	400-100	-	-	-	0.05	10-45	sb[un]
7*	400-100	-	-	-	0.05	20-45	sb[un]
8*	400-100	-	-	-	0.05	40-80	sb[un]
9	100-40	≥ 20 + 20	-	-	0.25	8.5-12	sb[un] B[un] 2.5-2 m
10	100-40	≥ 30 + 30	-	-	0.25	14-30	B[un] 1.5-2 m sb[un] 1.5-2 m + c/a
11*	100-40	≥ 30 + 30	-	-	0.25	23-48	B[un] 2-3 m B[un] 1.5-2 m + c/a
12*	100-40	≥ 30 + 30	-	-	0.25	40-77	B[un] 2-3 m B[un] 1.5-2 m + c/a
13	40-10	≥ 10 ≥ 10 + 10 + 10	≥ 1.5 + 1.5 ≥ 1.5 + 1.5	-	0.5	1-14	sb[un] B[un] 1.5-2 m B[un] 1.5-2 m B[un] 1.5-2 m + 3 2-3 m
14	40-10	≥ 10 + 10	-	≥ 1.5 ≥ 1.5	0.5	9-23	B[un] 1.5-2 m + c/a B[un] 1.5-2 m + S(m) 0-10 cm B[un] 1.5-2 m + c/a
15	40-10	> 10 ≥ 10	-	-	0.5	15-40	B[un] 1.5-2 m + c/a B[un] 1.5-2 m + S(m) 0-10 cm
16*	40-10	+ 15 ≥ 15	-	-	0.5	20-45	B[un] 1.5-2 m + c/a B[un] 1.5-2 m + S(m) 15-20 cm

Estimación del soporte hecha por el autor. Los datos disponibles son insuficientes para una estimación real del soporte requerido.

El tipo de soporte que ha de usarse para los extremos de la 1 a la 8 dependerá de la técnica de volteo. Medidas precautorias cuidadosas se puede hacer innecesario el empleo de soporte, en cambio, voladros sin cuidados pueden obligar la aplicación de concreto lanzado, especialmente cuando la altura de excavación es mayor de 25 m.

CLAVES DE LAS TABLAS

- sb = anclaje en zonas
- B = anclaje sistemático
- [un] = anclaje sin leonada, con inyección

Tabla V Dimensiones de soporte para mezclas rocosas de calidad regular y mala (valor de 'Q' de -10 a 1).

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales			P kg/cm ² (libras)	Clase ISO(m ³)	Tipo de soporte
		$\frac{100}{Jm}$	$\frac{Jr}{Ja}$	$\frac{Cl(m)}{50(m)}$			
17	10-4	> 30 ≥ 10, < 30 - 10 - 10	- - - -	- - ≥ 5 m - 5 m	1.0	1.1-9	so(utq) B(utq) 1-1.5 m B(utq) 1-1.5 m + S 2-3 cm S 2-3 cm
18	10-1	> 5 - 5 ≥ 5 ≥ 5	- - - -	≥ 10 m - 10 m ≥ 10 m - 10 m	1.8	7-15	B(lq) 1-1.5 cm + cim B(utq) 1-1.5 m + cim B(lq) 1-1.5 m + S 2-3 cm B(utq) 1-1.5 cm + S 2-3 cm
19	10-4	- -	- -	≥ 20 m - 20 m	1.0	12-20	B(lq) 1-2 m + S(m) 10-15 cm B(lq) 1-1.5 m + S(m) 5-10 cm
20*	10-4	- -	- -	≥ 25 m - 25 m	1.0	24-32	B(lq) 1-2 m + S(m) 20-25 cm B(lq) 1-2 m + S(m) 10-20 cm
21	4-1	≥ 12.5 - 12.5 -	≥ 0.75 - 0.75 - 0.75	- - -	1.5	2.2-6.5	B(utq) 1 m + S 2-3 cm S 2.5-5 cm B(utq) 1 m
22	4-1	> 10, < 30 ≥ 10 - 30	> 1.0 = 1.0 ≥ 1.0	- - -	1.5	4.5-11.5	B(utq) 1 m + cim S 2.5-7.5 m B(utq) 1 m + S(m) 2.5-5 cm
23	4-1	≥ 20 - -	- - -	≥ 15 m - 15 m	1.5	8-20	B(utq) 1 m B(lq) 1-1.5 m + S(m) 10-15 cm B(utq) 1-1.5 m + S(m) 5-10 m
24*	4-1	- -	- -	≥ 20 m - 20 m	1.5	10-40	B(lq) 1-1.5 m + S(m) 15-30 cm B(lq) 1-1.5 m + S(m) 10-15 cm

* Estimación del soporte hecha por el autor. Los datos disponibles son insuficientes para una estimación real del soporte requerido.

- (lq) = con tracción (espesor del tipo de cancha en rocas consistentes, inyección después del temado en rocas de mala calidad)
- S = concreto laminado
- (mr) = malla reforzada
- cim = malla de cadena (chain link mesh)
- CCA = concreto colado
- (ar) = acero reforzado

(El espaciamiento entre varillas está dado en metros (m). El espesor de concreto laminado o colado se da en centímetros (cm))

Tabla VI Dimensiones de soportes para macizas rocosas de calidad muy pobre (valor de Q^* de 1.0 a 0.1).

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales		CLAMP/ESH (m)	n (m/cm ²) (aprox)	CLAMP/ESH (m)	Tipo de soporte
		K00/3n	Jr/3n				
25	1.0-0.4	> 10 ≥ 10 -	> 0.5 = 0.5 = 0.5	- - -	2.25	1.5-4.7	B(tq) 1 m + 1 m or 1 m B(tq) 1 m + S(m) 5 cm B(tq) 1 m + S(m) 5 cm
26	1.0-0.4	- - -	- - -	- - -	2.25	3.2-7.5	B(tq) 1 m + S(m) 5-7.5 cm B(tq) 1 m + S 2.5-5 cm
27	1.0-0.4	- - - -	- - - -	≥ 12 m = 12 m = 12 m = 12 m	2.25	4-18	B(tq) 1 m + S(m) 7.5-10 cm B(tq) 1 m + S(m) 5-7.5 cm CCA 20-40 cm + B(tq) 1 m S(m) 10-20 cm + B(tq) 1 m
28*	1.0-0.4	- - - -	- - - -	≥ 30 m ≥ 20, + 30 = 20 m -	2.25	15-30	B(tq) 1 m + S(m) 30-40 cm B(tq) 1 m + S(m) 20-30 cm B(tq) 1 m + S(m) 15-20 cm CCA(sr) 30-100 cm + B(tq) 1 m
29*	0.4-0.1	> 5 = 5 -	> 0.25 = 0.25 ≥ 0.25	- - -	3.0	1.0-3.1	B(tq) 1 m + S 2-3 cm B(tq) 1 m + S(m) 5 cm B(tq) 1 m + S(m) 5 cm
30	0.4-0.1	≥ 5 = 5 -	- - -	- - -	3.0	2.2-6	B(tq) 1 m + S 2.5-5 cm S(m) 5-7.5 cm B(tq) 1 m + S(m) 5-7.5 cm
31	0.4-0.1	> 4 ≥ 4, + 1.5 = 1.5 -	- - - -	- - - -	3.0	4-14.5	B(tq) 1 m + S(m) 5-12.5 cm S(m) 2.5-25 cm CCA 20-40 cm + B(tq) 1 m CCA(sr) 30-50 cm + B(tq) 1 m
32	0.4-0.1	- - - -	- - - -	≥ 20 m = 20 - -	3.0	11-34	B(tq) 1 m + S(m) 40-60 cm B(tq) 1 m + S(m) 20-40 cm CCA(sr) 40-120 cm + B(tq) 1 m

* Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos disponibles son insuficientes para una confiable predicción del soporte requerido.

Tabla VII Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad extremadamente mala y excepcionalmente mala (valor de "Q" de 0.1 a 0.001).

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales		CLARO/ISR	P kg/cm ² (aprox)	CLARO/ESR (m)	Tipo de soporte
		RQD/Jm	Jr/Ja				
33*	0.1-0.01	≥ 2 < 2 -	- - -	- - -	8	1.0-3.0	B(tg) 1 m + S(nr) 2.5-5 cm S(nr) 5-10 cm S(nr) 7.5-15 cm
34	0.1-0.01	≥ 2 < 2 - -	≥ 0.25 ≥ 0.25 < 0.25 -	- - - -	6	2.0-11	B(tg) 1 m + S(nr) 5-7.5 cm S(nr) 7.5-15 cm S(nr) 15-25 cm CCA(sr) 20-60cm + B(tg) 1 m
35	0.1-0.01	- - - -	- - - -	≥ 15 m ≥ 15 m + 15 m + 15 m	6	6.5-28	B(tg) 1 m + S(nr) 10-100 cm CCA(sr) 80-100 cm + B(tg) 1 m B(tg) 1 m + S(nr) 20-75 cm CCA(sr) 40-150 cm + B(tg) 1 m
36*	0.01-0.001	- - -	- - -	- - -	12	1.0-2.0	S(nr) 10-20 cm S(nr) 10-20 cm + B(tg) 0.5-1.0 m
37	0.01-0.001	- - -	- - -	- - -	12	1.0-4.5	S(nr) 20-60 cm S(nr) 20-60 cm + B(tg) 0.5-1.0 m
38	0.01-0.001	- - - -	- - - -	≥ 10 m ≥ 10 m + 10 m + 10 m	12	4.0-2.0	CCA(sr) 100-300 cm CCA(sr) 100-300 cm + B(tg) 1 m S(nr) 10-200 cm S(nr) 20-200 cm + B(tg) 1 m

* Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos recabados son insuficientes para hacer una predicción confiable del soporte requerido.

CAPITULO VI

CLASIFICACION DE BIENIAWSKI (1974), (1979).

(R M R)

En la actualidad la Clasificación Geomecánica preparada por -- Bieniawski y que se ha ido modificando y actualizando de acuerdo a experiencias personales del autor, es una de las más aceptadas en el medio geotécnico.

La Clasificación Geomecánica para macizos rocosos da en general una clasificación (RMR)* a la roca que va de 0 a 100, basándose en cinco parámetros derivados de las características de la propia masa de roca y un sexto parámetro para aplicaciones específicas a excavaciones subterráneas, cimentaciones ó minería:

- a) Resistencia de la roca
- b) RQD
- c) Condiciones del flujo de agua subterránea.
- d) Espaciamiento de las discontinuidades.
- e) Características de las discontinuidades.
- y f) Orientación de las discontinuidades.

A cada uno de estos parámetros corresponde una calificación parcial que cuando son sumados todos ellos se determina una calificación global ó RMR del macizo rocoso.

Resistencia de la Roca.

La resistencia de la roca σ_c se puede evaluar usando pruebas de compresión simple en laboratorio; estas pruebas se efectúan sobre núcleos de roca previamente preparados, utilizando los obtenidos en la

* Rock Mass Rating.

exploración con diámetros NX y con relación de esbeltez mayor de 2.5, Figure No. 13.

Otra forma de obtener la resistencia de la roca es mediante la prueba de Carga Puntual (I_p) que se relaciona directamente con su resistencia a compresión simple; la ventaja de esta prueba es la de no requerir una preparación previa del núcleo de roca facilitando ésta la ejecución de la prueba en el campo mediante un equipo simple y portátil, Figure No. 14.

La Tabla VIII muestra la relación entre los rangos de variación de la Resistencia a Compresión Simple, Carga Puntual y su calificación respectiva.

TABLA VIII

Resistencia a Compresión Simple (Kg/cm ²)	Índice de Carga Puntual (Kg/cm ²)	Calificación.
> 2000	81	15
1000 - 2000	40 - 81	12
500 - 1000	20 - 40	7
250 - 500	10 - 20	4
100 - 250	-	2
30 - 100	-	1
< 30	-	0

RQD (Índice de Calidad de Roca).

Aunque este índice es ampliamente usado como un solo parámetro para clasificación de calidad de macizos de roca, es preferible combinarlo con otros parámetros como son el carácter de las discontinuidades y sus factores ambientales puesto que éste por sí solo los ignora. La

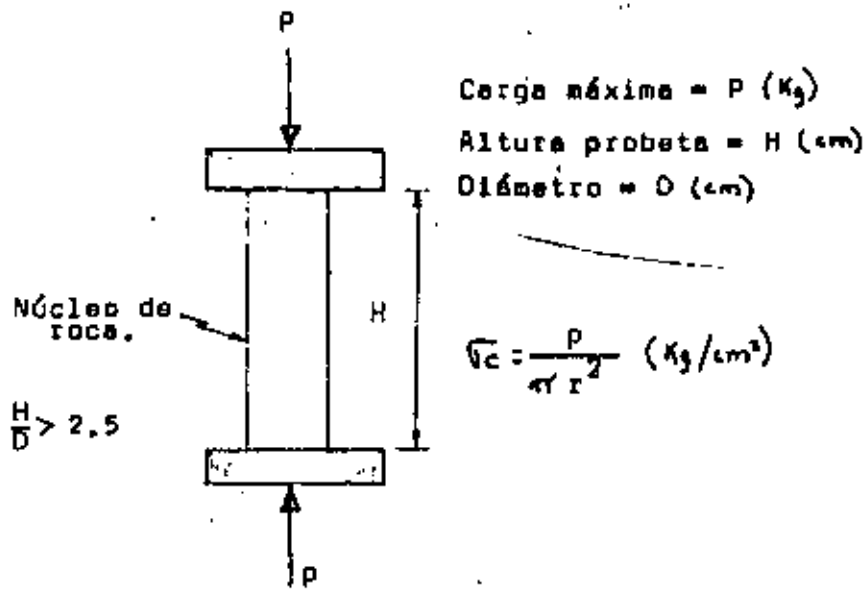


Figura No. 13

Pruebas de Resistencia a Compresión Simple (σ_c)

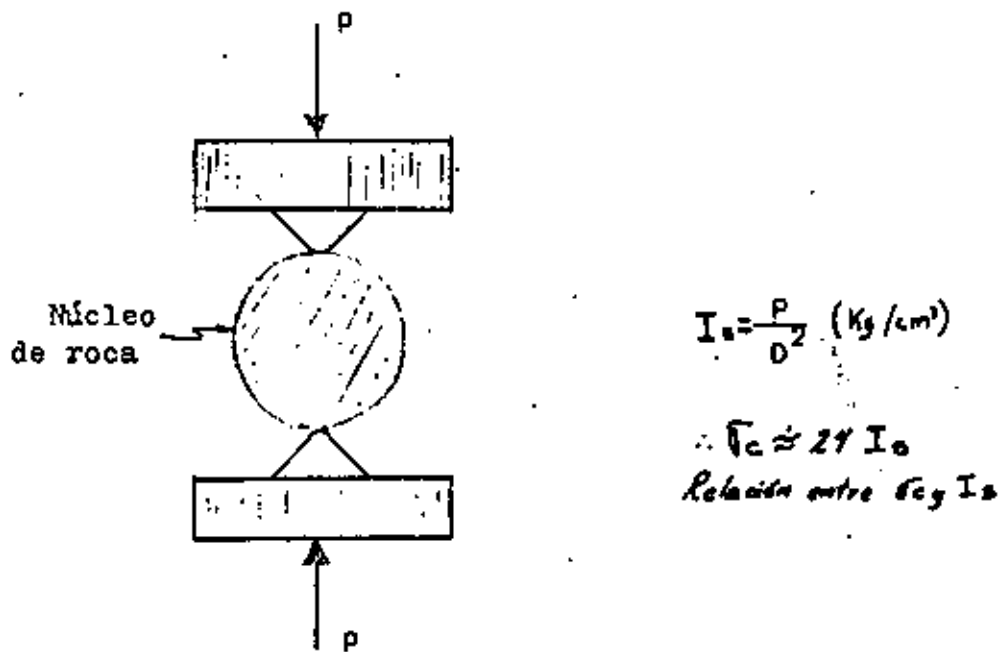


Figura No. 4

Pruebas para Carga Puntual (I_o)

Tabla IX, relaciona los valores de RQD con una calificación válida para esta Clasificación Geomecánica:

TABLA IX

RQD (%)	Calificación
91 - 100	20
76 - 90	17
51 - 75	13
25 - 50	8
< 25	3

Flujo de Agua.

El flujo de agua en la masa de roca puede tener una fuerte influencia en el comportamiento de ésta durante las excavaciones subterráneas. Si existen bocanones de exploración ó un túnel piloto se pueden medir directamente los gastos y presiones de agua y obtener así una calificación representativa. Sin embargo si sólo se disponen de barrenos exploratorios, Únicamente se podrán asignar cuatro categorías a las condiciones de flujo de agua, la Tabla X da estas relaciones:

TABLA X

Gasto por cada 10 m de longitud del túnel (l/min)	Presión del agua dividida entre el esfuerzo principal mayor.	Condición General.	Calificación.
ninguno	0	Seco	10
25	0.0 - 0.2	Húmedo.	7
25 - 125	0.2 - 0.5	Agua a presión moderada.	4
125	0.5	Problemas severos de agua.	0

Espaciamiento de las Discontinuidades.

La presencia de discontinuidades en el macizo rocoso tiene un efecto directo en su comportamiento al reducir su resistencia; el espaciamiento entre éstas así como su rumbo y echado gobiernan esta reducción.

Los datos sobre espaciamiento de las discontinuidades se debe obtener de levantamientos superficiales, para cada familia de fracturas; es muy difícil mediante observación simple de los testigos de roca obtenidos durante las perforaciones, evaluar y distinguir las diferentes familias de fracturas y sus espaciamientos. La Tabla XI da las relaciones entre el espaciamiento de las discontinuidades y su calificación:

TABLA XI

Espaciamiento (m)	Calificación
3	30
1 - 3	25
0.3 - 1	20
0 - 0.005 - 0.3	10
0.005	5

Características de las Discontinuidades.

En este inciso se incluye la separación ó abertura de las discontinuidades, continuidad, rugosidad en las superficies de contacto y el material de relleno.

La separación ó abertura de una fractura o junta tiene una repercusión en la resistencia de la masa así como también la rugosidad de ella. Se considera una fractura "continua" si su longitud es mayor que el diámetro del túnel y sin considerar si está ó no presente material de relleno. Por otra parte, es importante describir el material de —

relleno ya que dependiendo de la naturaleza de éste será su influencia sobre la resistencia de la masa de roca. La Tabla XII relaciona las condiciones de las discontinuidades con su respectiva calificación:

TABLA XII

Descripción	Calificación.
Superficies muy rugosas de extensión limitada; superficies de roca dura.	25
Superficies ligeramente rugosas; abertura menor de 1 mm; superficie de roca dura.	20
Superficies ligeramente rugosas; abertura menor a 1 mm; superficie de roca blanda.	12
Superficies lisas, ó rellenas de salbanda de 1 a 5 mm de espesor, ó abiertas de 1 a 5 mm; las juntas se extienden más que algunos metros.	6
Juntas abiertas rellenas con más de 5 mm de salbanda, ó abiertas más de 5 mm; las juntas se extienden más que algunos metros.	0

Orientación de las Discontinuidades.

La orientación de una fractura ó discontinuidad con respecto a la obra puede tener una influencia notable en el comportamiento del macizo de roca. En ésta clasificación geomecánica, Bieniawski recomienda ajustar la suma de los primeros cinco parámetros con un sexto valor que dependerá de esta influencia. La Tabla XIII presenta esta relación:

TABLA XIII

Influencia de la Orientación con la Obra.	Calificación para Túneles.	Calificación para Cimentaciones.
Muy favorable	0	0
Favorable	- 2	- 2
Regular	- 5	- 7
Desfavorable	- 10	- 15
Muy desfavorable	- 12	- 25

En la Tabla XIV se muestran los efectos que guarda el rumbo y el echado de una fractura ó junta en las excavaciones subterráneas. Esta Tabla fué preparada por Wickman, et al (1972) basada en un estudio - - detallado y que el autor de esta clasificación considera importante:

TABLA XIV

Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel	
a favor del echado		en contra del echado		al eje del túnel	
echado	echado	echado	echado	echado	echado
45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°
muy favorable	favorable	regular	desfavorable	muy desfavorable	regular
echado de 0° - 20°: desfavorable, sin tomar en cuenta el rumbo					

Una vez obtenida la suma total de cada uno de los seis parámetros ó sea el RMR se determina la Clase y Calidad del macizo rocoso de acuerdo a la Tabla XV:

TABLA XV

Clasificación Geomecánica

Clase	Descripción	RMR
I	Muy Buena roca	81 - 100
II	Buena roca	61 - 80
III	Roca Regular	41 - 60
IV	Roca Mala	21 - 40
V	Roca muy Mala	0 - 20

Aplicaciones de la Clasificación Geomecánica de Bieniawski.

Túneles: Bieniawski ha relacionado los resultados de la Clasificación RMR con la gráfica de Lauffer presentada al inicio de este trabajo. En la Figura No. 15 se muestra ésta relación, dado un RMR y un "claro activo" (active span) se puede predecir el tiempo para que - - ocurre la falla. Este corte esta basada en un grupo de puntos que resumen la práctica SudAfricana, que es menos conservadora que la experiencia Austriaca.

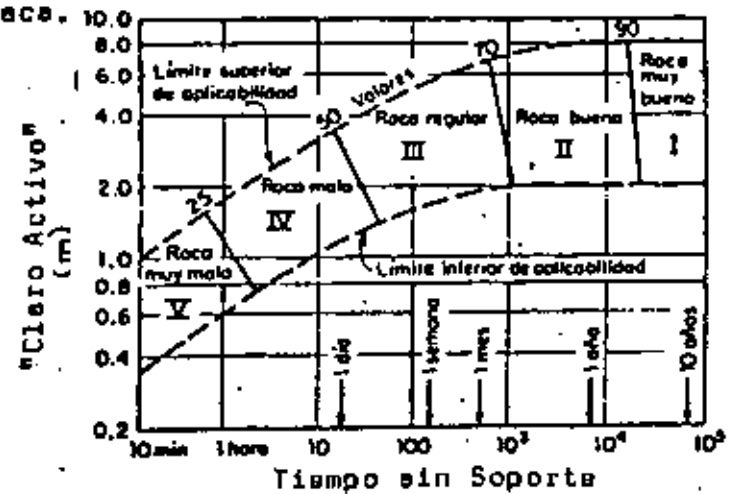


Figura No. 15

También en la Tabla XVI Bieniawski presenta la relación entre la Clase de Masa de Roca y la relación de un soporte de Tipo Temporal para Túneles de 5 m a 12 m de ancho excavados mediante explosivos.

Deformabilidad de Masa de Roca.

También se ha demostrado, basándose en casos prácticos, que el RMR puede ser correlacionado con el Módulo de Deformación de la Roca (E) - donde la relación es:

$$E = 2(\text{RMR}) - 100 \text{ para valores superiores a } 55 (\text{RMR}), \text{ Figura No.16.}$$

Estos datos se han obtenido involucrando diversos tipos de roca como son calizas, areniscas, diabases, pizarras y otras.

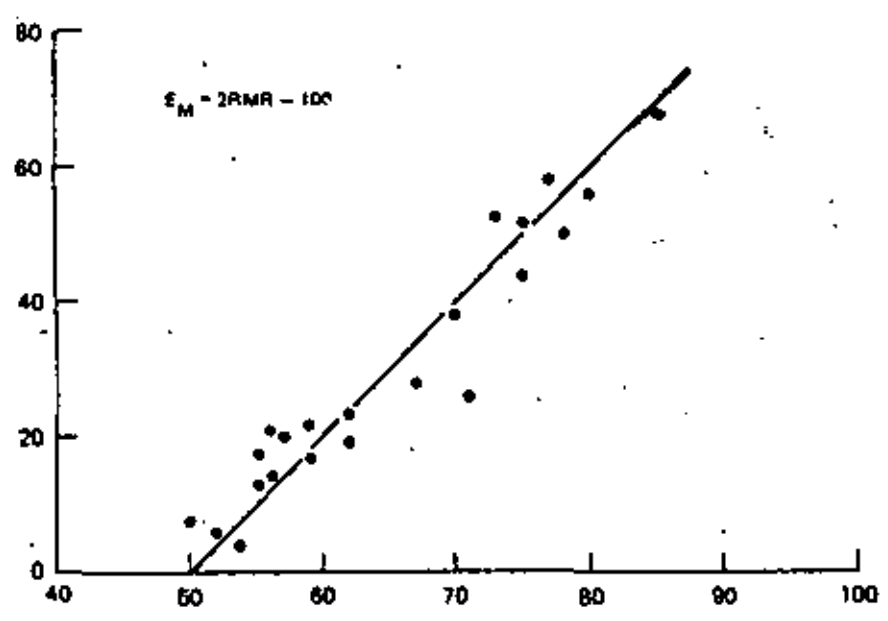
En la Tabla XVII se presenta el resumen general de la clasificación - geomecánica RMR.

Tabla XVI Guía para la selección del soporte provisional en túneles poco profundos de 5 a 12 m de diámetro.

Clase de macizo rocoso	Diferentes sistemas de soporte para excavaciones por perforación y voladura		
	Principalmente anclas*	Principalmente concreto lanzado	Principalmente marcos de acero
I	En general no requiere soporte		
II	Espacio entre anclas de 1.5 a 2.0 m ocasionalmente malla metálica	Concreto lanzado 50 mm en la clave	No económico
III	Espacio entre anclas de 1.0 a 1.5 m además malla metálica y 30 mm de concreto lanzado en la clave donde se necesite	Concreto lanzado 100 mm en la clave y 50 mm en las paredes, ocasionalmente malla metálica y anclas donde sea necesario	Marcos ligeros con separación de 1.5 a 2.0 m
IV	Espaciamiento entre anclas 0.5 a 1.0 m, malla metálica y de 30 a 50 mm de concreto lanzado en clave y paredes	Concreto lanzado 150 mm en la clave y 100 mm en las paredes, con malla metálica y anclas espaciadas entre 3 y 1.5 m	Marcos medianos separados entre 0.7 y 1.5 m, con 50 mm de concreto lanzado en la clave
V	No recomendable	Concreto lanzado 200 mm en la clave y 150 mm en las paredes, con malla de alambre, anclas y marcos ligeros	Marcos pesados separados 0.7 m con desfaseamiento, con concreto lanzado 75 mm lo más pronto posible

* Anclas de 20 mm de diámetro, cubiertas con resina, largo igual a 1/2 del ancho del túnel.

Modulos de Deformación in situ (E_m) (GPa)



Índice Geomecánico (RMR)

Figura No. 16.

Correlación entre el módulo de deformación in situ y el índice geomecánico (RMR)

(Bieniewski, 1978).

Tabla XVII Clasificación geomecánica de los macizos rocosos.

- RESUMEN GENERAL -

Bieniawski (1979)

A. Parámetros de clasificación y sus valores

Resistencia a la compresión simple de roca intacta	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	< 25 MPa
Valor	10	5	2	1	0
Calidad del núcleo (RQD)	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25% o muy alterado
Valor	20	17	14	8	3
Espaciamiento entre juntas	> 3 m	1 - 3m	0.3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 mm
Valor	30	25	20	10	5
Rumbo y echado de las juntas	muy favorable	favorable	regular	desfavorable	muy desfavorable
Valor	15	13	10	6	3
Características de las juntas	muy cerradas: separación < 0.1 mm no continuas	Cerrada: < 1 mm continua sin relleno	abierta: 1-5mm continua relleno < 5 mm	abierta: > 5mm continua relleno > 5mm	
Valor	15	10	5	0	
Flujo de agua subterránea (para cada 10 m de túnel)	ninguno	< 25 litros por minuto	25 - 125 litros por minuto	> 125 litros por minuto	
Valor	10	9	5	2	

B. Clases de macizos rocosos y sus valores

No de clase	I	II	III	IV	V
Descripción de clase	roca muy buena	roca buena	roca regular	roca mala	roca muy mala
Valor total	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20

C. Significado de las clases de macizos rocosos en excavación de túneles

No. de clase	I	II	III	IV	V
Claro sin soporte	5 m	4 m	3 m	1.5 m	0.5 m
Promedio del tiempo sin soporte	10 años	6 meses	1 semana	5 horas	10 minutos

CAPITULO VII

CLASIFICACION DE GONZALEZ DE V. (1982) (SRC).

Esta clasificación tiene como objetivo principal poder ser utilizada partiendo de datos geológicos obtenidos en superficie y hacer extrapolaciones a la profundidad donde se localizará una determinada obra subterránea (SRC, Surface Rock Clasificación). En sus principios sigue el sistema de clasificación de Bieniawski sin embargo introduce un nuevo índice debido al estado tensional de la masa de roca así como modificaciones a los factores de corrección y del RQD.

Enseguida se transcriben únicamente, las modificaciones propuestas por el autor en esta clasificación, ya que los restantes están -- descritos en el inciso correspondiente a la clasificación de Bieniawski, Cap. V.

- a) Para establecer un índice que tenga en cuenta los factores más -- directamente relacionados con la presencia de tensiones internas y que a la vez sean fácilmente medibles se han considerado los siguientes:
- Factor de competencia (Fc): Definido como la relación entre la resistencia a la compresión simple de la roca ($\bar{\sigma}_c$) y la presión vertical sobre la excavación debida al peso de recubrimientos ($\bar{\sigma}_v$).
 - Historia Tectónica: Se define en función del tipo de fracturas -- principales, en razón a su origen consideradas de forma simplificada en: compresivas y distensivas. Para ello se considere la última etapa de deformación principal que es responsable de las fracturas más importantes presentes en el área.
 - Factor de Erosión (Fe): Bajo este factor se intenta tener en cuenta

el efecto de decompresión motivado por la erosión ó el levantamiento, incluyéndose los aspectos geomorfológicos que dan lugar en los valles a la aparición de tensiones horizontales superiores a las verticales.

Así se define f_e como el cociente entre la última deformación tectónica principal expresada en años $\times 10^{-3}$ y la diferencia absoluta entre la cota actual de la excavación y la cota a la que estuvo situada la roca durante la última fase de deformación principal en metros. Estos datos se obtienen utilizando criterios generales de paleogeografía ó conocimientos de geología histórica contenidos en los estudios geológicos regionales.

- Actividad Neotectónica: Referente a las zonas con actividad de las fallas en el cuaternario, ya que en estas zonas suelen acumularse tensiones internas, a estos efectos se considere que existe actividad neotectónica se a partir de datos geológicos ó sismotectónicos se tienen indicios de fallas con actividad postplioceno. O bien, si existen experiencias regionales que hagan sospechar la presencia de tensiones de origen tectónico.

b) Influencia de las condiciones Constructivas:

El resultado de integrar los índices de la clasificación se ajustará en función de aquellas condiciones constructivas que pueden alterar la calidad del macizo rocoso, dichas condiciones son:

- Método de excavación.
- Sistema de soporte.
- Situación de excavaciones adyacentes, incluyendo los portales del Túnel.

c) RQD y el espaciamiento entre discontinuidades,

La frecuencia de discontinuidades por unidad de volumen indica el

estado de fracturamiento del macizo. Su determinación se realiza mediante la medida en afloramientos. El RQD como se sabe, se obtiene a partir de testigos de sondas.

Se ha demostrado la relación existente entre el espaciado y el RQD (GOODMAN and SMITH, 1980) de modo que este último parámetro puede expresarse en función del primero, aceptando un error que esté dentro de los límites admisibles en este tipo de extrapolaciones aplicadas a estudios previos. Existen conocidas relaciones que permiten calcular el RQD de forma aproximada. PALMSTRÖM, 1975, propuso la siguiente expresión:

$$RQD \approx 115 - 3.3 J_v$$

Siendo J_v el número total de discontinuidades por metro cúbico, para $J_v < 4.5$ el RQD es igual a 100 %.

Ya que la mayor parte del trazo de un túnel se tendría que utilizar el RQD deducido del espaciado y que ambos índices están directamente relacionados, se han considerado como un único índice.

En la tabla XVII se presenta el cuadro general para la Clasificación SRC, señalando los índices y sus puntuaciones correspondientes.

Para los ajustes debido a Condiciones Constructivas y al sistema de soporte a continuación se dan los valores relacionados al Método de Excavación utilizado.

AJUSTES:

a) Método de Excavación:

Máquinas perforadoras	+ 10
Voladuras controladas ó de buena calidad	+ 5
Voladuras de deficiente ó de dudosa calidad	- 10

TABLA XVII Indices Geomecánicos de la Clasificación SRC.

INDICES	PUNTUACIONES						
						CS	
1.- RESISTENCIA(a) PLT (Kg/cm ²) CS Puntuación	> 80 > 2.500 15	80-40 2.500-1.000 12	40-20 1.000-500 7	20-10 500-250 4	250-50	50-10	10 0
2.- ESPACIADO/RQD(b) Espaciado (m) RQD (%) Puntuación	2 100-90 20	2-0,6 90-75 17	0,6-0,2 75-50 13	0,2-0,06 30-25 8	< 0,06 < 25 5		
3.- CONDICIONES DE CONTINUIDADES (c) Condiciones Puntuaciones	Muy rugosas Discontinuas Sin separación. Bordes poco alterados y duros 30	Lig. rugosas Discontinuas Separación 1 mm. Bordes duros y poco alterados. 25	Lig. rugosas Discontinuas Separación 1 cm. Bordes blandos y alterados 20	Slickensides Continuas Abiertas 1 a 5 mm. Con rellenos 10	Slickensides Continuas Abiertas 5 mm Con rellenos 0		
4.- FILTRACIONES (d) Caudal por 10 m/tu nel (l/m) Condiciones Hidrogeológicas Puntuación	Nulo Seco 15	< 10 Ligeramente húmedo 10	10-25 Algunas filtraciones 7	25-125 Frecuentes filtraciones 4	> 125 Abundantes filtraciones 0		
5.- ESTADO TENSIONAL Factor competencia Puntuación	> 10 10	10-5 5	5-3 -5	< 3 -10			
Historia tectónica Puntuación	Fracturas de compresión 10			Fracturas tectónicas de distensión o de origen geomorfológico -5			
Factor erosión Puntuación	> 25 0	25-5 -5	< 5 -10				
Activ. Neotectón. Puntuación	Descartada o desconocida 0			Confirmada o supuesta -10			
CLASES DE ROCA Clases Calidad Valoración	I muy buena 100-81	II buena 80-61	III media 60-41	IV mala 40-21	V muy mala ≤ 20		

b) Sistema de Soporte

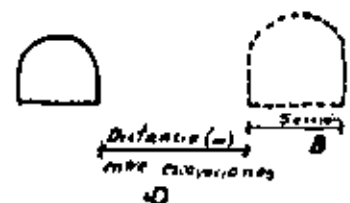
7'

Para evaluar este factor se debe calcular en el gráfico de Bieniawski Fig. 15- longitud sin entibar, tiempo de permanencia sin soporte, el plazo máximo establecido para la clase de roca previamente calculada y, en función de dicho dato aplicar la siguiente puntuación.

Clase I	0
Clase II		
< 10 días	5
> 10 días < 20 días	-5
> 20 días	-20
Clase III		
< 2 días	5
> 2 días < 5 días	0
> 5 días < 10 días	-5
> 10 días	-20
Clase IV y V		
< 8 horas	0
> 8 h < 24 h	-10
> 24 h	-20

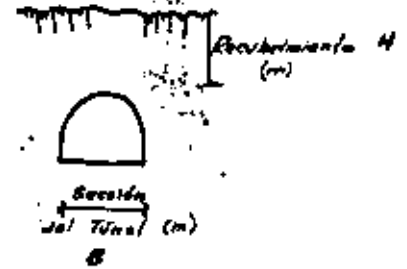
c) Para los ajustes del valor SRC debido a las excavaciones cercanas, se define la relación entre la distancia a la excavación adyacente (m) con respecto a la sección de la excavación en proyecto, (m), aplicándose la siguiente puntuación según los resultados obtenidos:

Relación D/B	Calif.
< 2,5 -20
> 2,5 < 10 -10
> 10 0



d) Para las zonas de portales se define la relación entre la potencia de recubrimientos y la sección de la excavación, ambas en metros, aplicándose la siguiente puntuación.

Relación. %		Calif.
< 5	-20
5-10	-10
> 10	0



Para evaluar un macizo rocoso en la presente clasificación SRC, se procede de la misma manera descrita para la obtención de índice geomecánico de Bieniawski descrito en el Cap. V, ó sea, se obtiene una calificación global a la cual le corresponde una "Clase de Roca".

Las modificaciones que el autor introduce en esta clasificación, específicamente las relativas al "Estado Tensional", y en las cuales - hace énfasis en que deberían de ser tomadas en cuenta, merecen cierta atención especial antes de que el lector intente establecer una clasificación en base al método SRC.

B I B L I O G R A F I A

- (1) Terzaghi, K. "Rock Defects and Loads on Tunnel Supports"
Rock Tunneling with Steel Supports.
Eds. Proctor and White, Commercial Shearing, Inc.
Youngstown, 1946 pages. 15 - 99.
- (2) Stagg - Zienkiewicz.
"Rock Mechanics Engineering Practice",
Eds. John Wiley and Sons,
London, 1968, pages. 27 - 30.
- (3) Bieniawski, Z.T. " Geomechanics Classification of Rock Masses
and its Application in Tunneling".
Tunneling in Rock, Pretoria, 1974.
- (4) González, L. de V. " Clasificaciones Geomecánicas Aplicadas al
Estudio de Excavaciones Subterráneas a
Partir de Datos de Superficie".
TECMITERRAE (en prensa, 1982).
- (5) Proctor, R.V., White, T.L.
"Rock Tunneling with Steel Supports"
Commercial Shearing, Inc.
1946.
- (6) Hobst and Zajic "Anchoring in Rock"
Development in Geotechnical Engineering
Vol. 13.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

- TRATAMIENTOS DE MACIZOS ROCOSOS
- ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN EL TAJO I
- USO DEL STEREO MET PARA ESTUDIAR LA ESTABILIDAD DE ROCAS FRACTURADAS

MAYO, 1984

TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

ING. RAÚL CUÉLLAR BORJA
AUXILIAR TÉCNICO
COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD.
MAYO, 1981.

1.- ANTECEDENTES.-

EL TEMA SE DESARROLLA EN UNA SERIE DE CUADROS EN LOS QUE SE INDICAN EN FORMA CONDENSADA LOS CRITERIOS BÁSICOS QUE SE UTILIZAN ACTUALMENTE EN EL TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS EN RELACIÓN AL TRATAMIENTO DE CIMENTACIONES DE PRESAS. ALGUNOS CONCEPTOS SON VÁLIDOS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES. A MODO DE COMPLEMENTAR LA INFORMACIÓN CONTENIDA EN ESOS CUADROS A CONTINUACIÓN HAREMOS UNA BREVE EXPLICACIÓN DE LOS PRINCIPALES CONCEPTOS.

2.- COMPETENCIA DE LA ROCA.-

SE REFIERE AL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MACIZO ROCOSO BAJO EL EFECTO DE LAS NUEVAS SOLICITACIONES DE CARGA (EMPUJES HIDROSTÁTICOS Y EMPUJES DE LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN), TANTO DURANTE LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN COMO DURANTE LA VIDA ÚTIL DE LA PRESA, PREDICHAS, DESPUÉS DE HABER ESTUDIADO Y ANALIZADO EL ESTADO ACTUAL. (EN FUNCIÓN DE LAS SOLICITACIONES DE CARGA OCURRIDAS EN EL PASADO).

LO ANTERIOR IMPLICA LA ESTABILIDAD TOTAL DEL MACIZO ROCOSO EN TODA SU EXTENSIÓN, ASÍ COMO, LA PRESERVACIÓN DE SUS PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DE MANERA QUE NO SE PRESENTE EROSIÓN FUNDAMENTALMENTE EN EL CONTACTO CORAZÓN-ROCA PARA EL CASO DE PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS, ASÍ COMO, EROSIÓN O DEGRADACIÓN DE LA ROCA POR EFECTO DE SATURACIÓN EN LAS PAREDES DE EXCAVACIONES DE ESTRUCTURAS AUXILIARES.

ADICIONAL A LOS EFECTOS DE EMPUJES HIDROSTÁTICOS Y DE LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN, DEBERÁN TOMARSE EN CUENTA LOS EFECTOS DINÁMICOS POR LA SISMICIDAD INDUCIDA. (LLENADO DEL EMBALSE QUE A VECES ROMPE EL EQUILIBRIO DE LA CORTEZA).

3.- PREVENCIÓN CONTRA LA EROSIÓN.-

3.1.- CONTACTO CORAZÓN-ROCA

LA PREVENCIÓN CONTRA LA EROSIÓN DEL CORAZÓN DE ARCILLA - EN EL CONTACTO CON LA ROCA SE REALIZA MEDIANTE TRATAMIENTO SUPERFICIAL SELLANDO LOS PASOS DE FILTRACIÓN DEL AGUA A TRAVÉS DE LAS DISCONTINUIDADES DE LA ROCA: FRACTURAS, FALLAS, OQUEDADES, ESTRATIFICACIÓN, UTILIZANDO:

A.- INYECCIONES DE CONSOLIDACIÓN E IMPERMEABILIZACIÓN --

(TAPETE), EN LAS CUALES LOS BARRENOS DEBERÁN TENER DIRECCIÓN E INCLINACIÓN PREFERENCIAL PARA ATRAVEZAR LOS PLANOS DE DISCONTINUIDAD MÁS IMPORTANTES EN LO REFERENTE A CIRCULACIÓN DE AGUA.

B.- RELLENO SUPERFICIAL DE LAS DISCONTINUIDADES DE LA ROCA MEDIANTE :

B.1.- CONCRETO DENTAL (RELLENO DE PEQUEÑAS CAVIDADES).

B.2.- CONCRETO DE REGULARIZACIÓN DEL TALUD

B.3.- MORTERO COLOCADO A MANO

B.4.- MORTERO O CONCRETO LANZADO. SIMPLE O ARMADO.

C.- ANCLAJE

D.- DRENAJE

4.- REGULARIZACIÓN DEL TALUD.-

SE REFIERE A LA CONFORMACIÓN DE UNA SUPERFICIE CONTINUA, MEDIANTE CORTES DE ROCA Y/O RELLENOS DE CONCRETO. AL EVITAR CAMBIOS BRUSCOS EN LA SUPERFICIE DE APOYO DEL CORAZÓN, SE EVITARÁ LA GENERACIÓN DE FRACTURAS DE TENSIÓN POR LA CONCENTRACIÓN DE ESFUERZOS DE COMPRESIÓN (EFECTO DE ARQUEO) FACILITÁNDOSE EL FENÓMENO DE FRACTURAMIENTO HIDRÁULICO.

5.- ACERO DE REFUERZO EN TALUDES.-

EN ESTE CASO EL USO DE ACERO DE REFUERZO EN LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES SE REFIERE A CUALQUIER TALUD.

SE PRESENTA LA DISTINCIÓN ENTRE ACERO ACTIVO Y ACERO PASIVO. EL ACERO ACTIVO CORRESPONDE AL ANCLAJE DE TENSIÓN EN EL CUAL LA FUERZA DE ESTABILIZACIÓN PUEDE CONOCERSE POR MEDICIONES YA

SEAN DE RETENSADO O DE CELDAS DE CARGA Y EL ACERO PASIVO CORRESPONDE A ANCLAS DE FRICCIÓN EN LAS CUALES NO SE CONOCE LA FUERZA DE ESTABILIZACIÓN.

SE RECOMIENDA EL USO DE ACERO ACTIVO EN ROCA MUY FRACTURADA Y ACERO PASIVO EN ROCA SANA.

LA PROTECCIÓN ANTICORROSIVA DE LAS ANCLAS ES FUNDAMENTAL PARA GARANTIZAR UNA LARGA VIDA ÚTIL DE ESTOS ELEMENTOS.

6.- INYECCIONES DE CONSOLIDACIÓN.

ESTAS INYECCIONES DE CONSOLIDACIÓN SE REFIEREN AL TRATAMIENTO DE LA ROCA EN EL CONTACTO CORAZÓN-ROCA, CONOCIDAS COMO TAPETE DE CONSOLIDACIÓN E IMPERMEABILIZACIÓN, CON ESTE TRATAMIENTO SE OBTENDRÁ:

- A.- UN AUMENTO EN LA RESISTENCIA DE LA ROCA Y CONSECUENTEMENTE
- B.- UNA DISMINUCIÓN DE LA DEFORMACIÓN, AJUNADA A.
- C.- UNA DISMINUCIÓN DE LA PERMEABILIDAD Y
- D.- UNA CIMENTACIÓN HOMOGÉNEA

LA TENDENCIA ACTUAL CONTEMPLA EL USO DE MEZCLAS GRUESAS O ESTABLES INYECTADAS A ALTAS PRESIONES.

AL HABLAR DE MEZCLAS ESTABLES NOS REFERIMOS A MEZCLAS AGUA-CEMENTO-BENTONITA Y EN ALGUNOS CASOS CUANDO HAY FLUJO DE AGUA EN LAS DISCONTINUIDADES SE AGREGARÁ SILICATO DE SODIO PARA AUMENTAR LA RESISTENCIA AL CORTANTE DE LA MEZCLA EN EL MOMENTO QUE ADQUIERE LA CONSISTENCIA DE UN GEL.

LA APLICACIÓN DE ALTAS PRESIONES EN ESTE TRATAMIENTO, QUE POR CONVENIENCIA DEBE SER LO MÁS SUPERFICIAL POSIBLE (4m a 6m) - TOMANDO EN CUENTA QUE LA FINALIDAD ES LA PROTECCIÓN DEL MATERIAL DEL CORAZÓN, ES DE UN ESPECIAL GRADO DE DIFICULTAD POR LA FALTA DE CONFINAMIENTO DE LA ROCA.

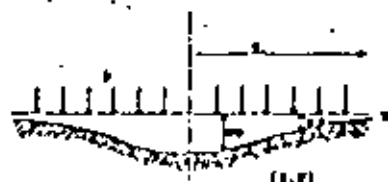
SIEMPRE SERÁ CONVENIENTE REALIZAR PRUEBAS DE INYECTADO PARA DEFINIR LA PRESIÓN MÁXIMA DE INYECCIÓN CONOCIDA COMO PRESIÓN DE RECHAZO, TENIENDO SIEMPRE CUIDADO DE NO PRODUCIR DISLOCACIONES EN LA ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO QUE PODRÍAN OCASIONAR SERIOS PERJUICIOS. EL FENÓMENO DE DISLOCACIÓN DE LA ESTRUCTURA POR EFECTO DE LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA APLICADA EN ÁREAS RELATIVAMENTE GRANDES SE CONOCE COMO EFECTO DE " GATO HIDRÁULICO "

LA VERIFICACIÓN SOBRE LA EFICACIA DE ESTE TRATAMIENTO SIEMPRE SERÁ CONVENIENTE PARA LA TOMA DE MEDIDAS CORRECTIVAS. LOS MÉTODOS MÁS EFICACES SON EL MONITOREO DE DRENAJE Y LA PIEZOMETRÍA. TAMBIÉN SON RECOMENDABLES LOS MÉTODOS GEOFÍSICOS.

6.1.- PRESIÓN DE INYECCIÓN.

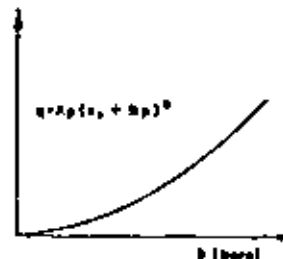
LA PRESIÓN DE INYECCIÓN JUEGA UN PAPEL PREPONDERANTE EN LA PENETRABILIDAD DE LA MEZCLA OBTENIENDO CON ELLO UNA DISMINUCIÓN EN LA BARRENACIÓN QUE REPRESENTA UNA ACTIVIDAD COSTOSA.

UNA MAYOR PENETRABILIDAD DE LAS MEZCLAS SE OBTIENE CUANDO LAS FRACTURAS SE ABREN ELÁSTICAMENTE SIN PRODUCIR ROTURA DEL MACIZO ROCOSO.



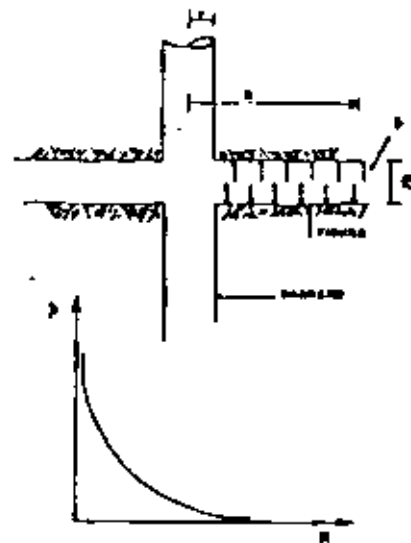
$$W_0 = \frac{a(1-v^2) a \cdot b}{r}$$

$$W_0 = \frac{a(1-v^2) a \cdot b}{r - a}$$



$$(1) \quad q = Ap(a + bp)^2$$

$$\therefore q = Ap^3$$



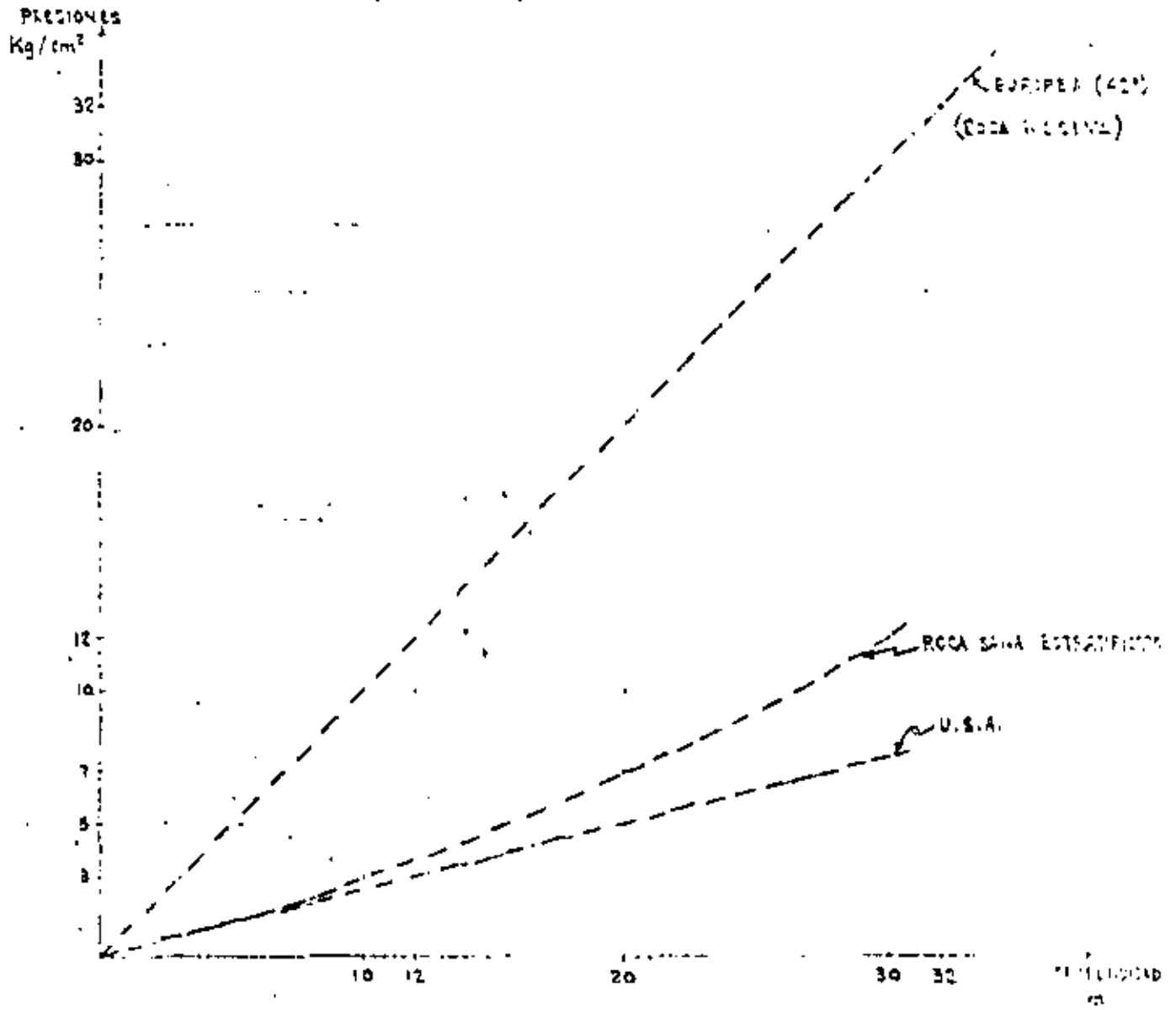
$$q = \frac{2}{a^2} \log \frac{a}{r} \cdot \gamma_w$$

γ_w = viscosidad del agua.

$$a = \frac{r}{2}$$

$$c + d = a + m \cdot f$$

$$q = \frac{2}{a^2} \log \frac{a}{r} \cdot \gamma_w \cdot \left(a + \frac{r}{2} \right)^2$$



PRESIONES DE INYECCION
Comite de inyecciones del AZCF, 1962

EL GASTO VARÍA CON LA CUARTA POTENCIA DE LA PRESIÓN Y SE EXPLICA PORQUE SI SE GRAFICA EL GASTO CONTRA LA PRESIÓN EN ESCALA ARITMÉTICA SE OBSERVA QUE A UNA CIERTA PRESIÓN EL GASTO ABSORBIDO POR LA ROCA AUMENTA MUY RÁPIDO Y SE PIENSA QUE SE HA ALCANZADO EL FRACTURAMIENTO HIDRÁULICO. EN REALIDAD, SI SE REPRESENTA CON LA EXPRESIÓN (1) SE OBSERVARÁ QUE EL FENÓMENO ES PERFECTAMENTE CONTINUO. VER " LAS INYECCIONES Y LOS DRENAJES DE CIMENTACIÓN DE PRESAS EN ROCAS POCO PERMEABLES " POR FRANCIS SABARLY. A ESA PRESIÓN EN LA CUAL EL GASTO AUMENTA EN FORMA NOTABLE SE CONOCE COMO " PRESIÓN CRÍTICA " Y SE UTILIZA COMO VALOR LÍMITE DE LA PRESIÓN DE RECHAZO. ES NECESARIO DISTINGUIR PRESIÓN DE RECHAZO Y PRESIÓN DE INYECCIÓN.

- PRESIÓN DE RECHAZO.

ES LA PRESIÓN MÁXIMA O LÍMITE QUE SE ALCANZA EN LA OPERACIÓN DE INYECTADO Y UNA VEZ QUE SE ALCANZA SOLO DEBE APLICARSE MOMENTÁNEAMENTE PARA EVITAR UNA ALTA PRESIÓN SOSTENIDA Y NO DAR LUGAR A QUE SE PRESENTE EL EFECTO DE GATO HIDRÁULICO. LA PRESIÓN DE RECHAZO DEBE SER UN

POCO MENOR QUE LA PRESIÓN CRÍTICA.

- PRESIÓN DE INYECCIÓN

ES LA PRESIÓN QUE SE DESARROLLA DURANTE LA OPERACIÓN DE INYECTADO, CON LA DURACIÓN QUE SE JUZGUE CONVENIENTE PARA RELLENAR LAS CAVIDADES DEL MACIZO FOCOSO, SIN LLEGAR A LA PRESIÓN DE RECHAZO.

PENETRABILIDAD

ES LA DISTANCIA QUE SE ALCANZA DESDE EL BARRENO HASTA EL EXTREMO DE LA MEZCLA INYECTADA. HAY QUE TENER MUCHO CUIDADO CON LOS GRANDES RECORRIDOS DE LAS MEZCLAS (QUE A VECES LLEGAN A DISTANCIAS DEL ORDEN DE 100 M) PUES NO SE LOGRARÁ LA EFECTIVIDAD DESEADA Y SE TENDRÁ UN AUMENTO IMPORTANTE DEL COSTO DEL INYECTADO.

6.2.- COMPOSICIÓN DE LAS MEZCLAS

TIPOS DE MEZCLAS MÁS USUALES:

- A).- MEZCLAS AGUA-CEMENTO
- B).- MEZCLAS AGUA-CEMENTO-BENTONITA
- C).- MEZCLAS AGUA-CEMENTO-BENTONITA-SILICATO DE SODIO
- D).- MEZCLAS AGUA-BENTONITA
- E).- MEZCLAS AGUA-BENTONITA-SILICATO DE SODIO
- F).- MEZCLAS AGUA-SILICATO DE SODIO

LA MEZCLA A) SE CONOCE COMO MEZCLA INESTABLE SON MEZCLAS QUE SE SEDIMENTAN RELATIVAMENTE RÁPIDO CON LO CUAL SE DISMINUYE SU PENETRACIÓN.

LAS MEZCLAS B) Y C) SE CONOCEN COMO MEZCLAS ESTABLES, TIENEN MENOR SEDIMENTACIÓN POR EL EFECTO DE MOVIMIENTO BRONNIANO DE LA BENTONITA AL FORMAR UN COLOIDE, EVITANDO LA SEDIMENTACIÓN DE LOS GRANOS DEL CEMENTO. TIENEN MAYOR PENETRACIÓN.

LA MEZCLA C) QUE ADQUIERE MAYOR RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE YA QUE TIENDE A PRODUCIRSE UN GEL EN CORTO TIEMPO DESPUÉS DE SU FABRICACIÓN SE USA CUANDO SE PRESENTA ESCURRIMIENTO DE AGUA EN LAS DISCONTINUIDADES DE LA ROCA EVITANDO EL DESARRE DE LA MEZCLA. A ESA MAYOR RESISTENCIA SE CONOCE TAMBIÉN COMO RIGIDEZ.

(LAS MEZCLAS F) SE UTILIZAN A VECES PREVIAMENTE AL INYECTADO DE LAS MEZCLAS A), B) Y C) OBTENIENDO LO QUE SE CONOCE COMO UNA SILICATIZACIÓN, ESTA SILICATIZACIÓN PRODUCE UNA DISMINUCIÓN DE LA RUGOSIDAD DE LOS PLANOS DE LAS DISCONTINUIDADES OBTENIÉNDOSE MENORES PERDIDAS DE PRESIÓN POR FRICCIÓN Y POR LO TANTO SE OBTENDRÁ UNA MAJOR PENETRACIÓN DE LA MEZCLA FINAL.

LAS MEZCLAS D) Y E) SE UTILIZAN EN LA INYECCIÓN DE SUELOS.

A LAS MEZCLAS ESTABILIZADAS CON BENTONITA Y/O SILICATO DE SODIO, AL TENER MAYOR RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE QUE EL AGUA, SE LES CONOCE COMO CUERPOS DE BINGHAM Y USUALMENTE SE DICE QUE SE TRATA DE MEZCLAS "BINGAMIAS". A LOS FLUIDOS QUE NO TIENEN RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE SE LES CONOCE COMO FLUIDOS NEWTONIANOS Y EL AGUA SE APROXIMA A ESTE TIPO DE FLUIDOS.

NOTA: ES MUY IMPORTANTE EL ORDEN DE AGREGADO DE LOS COMPONENTES PARA FORMAR LA MEZCLA, PUES SUS PROPIEDADES FÍSICAS CAMBIAN EN FORMA NOTABLE HACIENDO QUE SU COMPORTAMIENTO REOLÓGICO (CON EL TIEMPO) VARÍE DE MANERA IMPORTANTE Y SE TRANSFORMEN EN MEZCLAS QUE NO SE PUEDAN MANEJAR.

6.3.- PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS.

LA PROPIEDAD FÍSICA O MECÁNICA MÁS IMPORTANTE DE LAS MEZCLAS PARA EL CASO DE TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS ES LA RESISTENCIA EN COMPRESIÓN, QUE A LA VEZ SIGNIFICA RESISTENCIA A LA EROSIÓN Y BAJA PERMEABILIDAD.

ESTA PROPIEDAD FÍSICA DE RESISTENCIA DEPENDE DIRECTAMENTE DE LA DENSIDAD DE LA MEZCLA UNA VEZ ENDURECIDA.

POR LO TANTO, EN EL CONTROL DE CAMPO, UNO DE LOS PARÁMETROS BÁSICOS SERÁ EL PESO VOLUMÉTRICO DE LA MEZCLA, PARA FINES DE SU ELIMINACIÓN.

LA RESISTENCIA EN COMPRESIÓN MÍNIMA PARA EVITAR EROSIÓN POR FLUJO DEL AGUA ES DE 15 KG/CM².

OTRO PARÁMETRO IMPORTANTE DE CONTROL ES LA "FLUIDEZ" DE LA MEZCLA. EN GENERAL, SE DEBE DE MANTENER UNA FLUIDEZ CONSTANTE EN CUALQUIER TIPO DE MEZCLA, DE MANERA QUE

SEA BOMBEABLE, UNA FLUIDEZ ENTRE 35 SEG Y 38 SEG EN CONO MARSH DÁ BUENOS RESULTADOS PARA SU MANEJO, DE TAL MANERA QUE DEBE VARIARSE EL CONTENIDO DE BENTONITA HASTA LOGRAN ESA FLUIDEZ.

LA "FLUIDEZ" ES FUNCIÓN DE LA VISCOSIDAD DE LA MEZCLA PERO NO ES PRECISAMENTE UNA MEDICIÓN DE LA VISCOSIDAD, LA CUAL TIENE OTROS PARÁMETROS DE MEDICIÓN COMO EL POISE O EL POISEVILLE.

CUANDO SE PRESENTA DISPERSIÓN IMPORTANTE DE LA FLUIDEZ, DIGAMOS UNA VARIANCIA DE 10%, LA MEZCLA DEBE ELIMINARSE PUES HABRÁ UNA VARIACIÓN IMPORTANTE EN LA RESISTENCIA EN MAJOR O MENOR VALOR DE LA RESISTENCIA DE PROYECTO.

- TEMPERATURA DE LA MEZCLA.- ES UN PARÁMETRO IMPORTANTE DE CONTROLAR PUES A TEMPERATURAS ALTAS DIGAMOS 45°C LA MEZCLA CAMBIA SUS PROPIEDADES MECÁNICAS EN DETRIMENTO DE SU RESISTENCIA EN COMPRESIÓN, CUANDO LA MEZCLA EXCEDE UNA TEMPERATURA > 45°C DEBERÁ ELIMINARSE.

- TIEMPO DE LA MEZCLA.- CUANDO LA MEZCLA TENGA MÁS DE 2 HS. DE HABERSE FABRICADO TAMBIÉN CAMBIARÁ SUS PROPIEDADES FÍSICAS EN DETRIMENTO DE SU RESISTENCIA A CAUSA DE LA FORMACIÓN DE GRUPOS POR INICIO DE FRAGUADO, DANDO LUGAR A QUE POSTERIORMENTE ESOS GRUPOS NO TENGAN BUENA ADHESIÓN Y POR LO TANTO SE PIERDE RESISTENCIA. DEBERÁN TOMAR SE 2 HORAS COMO LÍMITE DE TIEMPO PARA USAR UNA MEZCLA -- DESPUÉS DE SU FABRICACIÓN. (ESTE DATO CONVIENE VERIFICARLO PARA CADA CASO PARTICULAR).

- TIPO DE CEMENTO.- EN TODOS LOS CASOS CONVENDRÁ UTILIZAR CEMENTOS FINOS P.EJ. TIPO II), CON SUPERFICIE ESPECÍFICA O FINURA BLAINE > 4200 CM²/GR.

LA RAZÓN ES QUE ENTRE MÁS PEQUEÑO SEA EL GRANO DE CEMENTO PODRÁ SER TRANSPORTADO POR LA MEZCLA A UNA DISTANCIA MAYOR, Y POR OTRO LADO, SE PODRÁN RELLENAR DISCONTINUIDADES MÁS CERRADAS, TOMANDO EN CUENTA QUE EL DIÁMETRO DE LA PARTÍCULA DEBERÁ SER 15 VECES MENOR QUE EL ANCHO DE LA DISCONTINUIDAD PARA EVITAR EL EFECTO DE "ANQUEO" Y SUBSECUENTEMENTE EL TAPONAMIENTO DE LA DISCONTINUIDAD.

- EXPRIMIDO.- ES EL FENÓMENO DE SEPARACIÓN DEL AGUA DE LA

MEZCLA AL PENETRAR EN DISCONTINUIDADES CADA VEZ MÁS CERRADAS. EL AGUA ES "EXTRUIDA" DE LA MEZCLA JUNTO CON EL AGUA QUE EXISTA EN LA DISCONTINUIDAD POR EFECTO DE LA PRESIÓN, POR LO TANTO, SU RELACIÓN AGUA-CEMENTO DISMINUIRÁ OBTENIÉNDOSE UNA RESISTENCIA MAYOR.

- AGUA LIBRE.- ES EL AGUA QUE QUEDA EN LA PARTE SUPERIOR DE LA MEZCLA POR EFECTO DE LA SEDIMENTACIÓN, TAMBIÉN SE LE CONOCE COMO SANGRADO.

A MAYOR PORCENTAJE DE AGUA LIBRE ES MAYOR LA SEDIMENTACIÓN.

ESTE PARÁMETRO SE UTILIZA PARA CLASIFICAR EL TIPO DE MEZCLA.

SI EL AGUA LIBRE ES $\leq 5\%$ LA MEZCLA ES ESTABLE.

SI EL AGUA LIBRE ES $\geq 5\%$ LA MEZCLA ES INESTABLE.

VER CUADRO CON RESUMEN DE PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS ESTABLES.

- 7.- CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE UNA PANTALLA DE INYECCIÓN Y DRENAJE COMO EL OBJETIVO PRINCIPAL ES EVITAR EL FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE LA MASA DE ROCA, SERÁ NECESARIO DEFINIR SU ESTRUCTURA PARA SELLAR LAS DISCONTINUIDADES MÁS ABIERTAS QUE SE CONSIDERE ESTARÁN CONECTADAS CON EL EMBALSE. POR LO TANTO, LA DIRECCIÓN DE BARRENOS SERÁ PREFERENCIAL PARA INTERSECTAR LOS PLANOS DE ESAS DISCONTINUIDADES, TOMANDO EN CUENTA QUE EL FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE LA ROCA MISMA ES DESPRECIABLE, COMPARADO CON EL FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE LAS FRACTURAS.

LA PERMEABILIDAD A TRAVÉS DE LA ROCA SE CONOCE COMO PERMEABILIDAD PRIMARIA Y NO TIENE IMPORTANCIA PARA EL CASO QUE NOS OCUPA, SINO SOLO EN AQUELLOS CASOS EN QUE LA ROCA SEA EXPANSIVA Y SE DEGRADA O DESINTEGRE POR SATURACIÓN, ESTO TENDRÁ OTRA SOLUCIÓN DE PROTECCIÓN MEDIANTE DRENAJE Y/O CONCRETO LANZADO.

LA PERMEABILIDAD SECUNDARIA, A TRAVÉS DE DISCONTINUIDADES SERÁ POR TANTO LA MÁS IMPORTANTE.

7.1.- NÚMERO DE LÍNEAS DE INYECCIÓN.

SI MENOS VISTO LA CONVENIENCIA DEL USO DE ALTAS PRESIONES Y MEZCLAS ESTABLES PARA OBTENER UNA MAYOR PENETRACIÓN DE LA MEZCLA, BASTARÁ UNA SOLA LÍNEA DE BARRENOS DE INYECCIÓN.

7.2.- CLASIFICACIÓN DE PANTALLAS

PANTALLAS SIMÉTRICAS.- CUANDO SE INTERNAN EN EL MACIZO ROCOSO Y SE PROTEGE TANTO LOS BLOQUES INESTABLES DE ROCA AGUAS ABAJO DE LA PRESA, COMO TODAS LAS EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS, INDEPENDIEMENTE DE LA ESTRUCTURA DE LA ROCA.

PANTALLAS SUSPENDIDAS.- CUANDO LA ESTRUCTURA DE ROCA ES HOMOGÉNEA Y NO EXISTE POSIBILIDAD DE EFECTUAR CIERRE HIDRÁULICO NATURAL EMPOTRANDO LA PANTALLA EN ESTRUCTURAS DE ROCA CON PERMEABILIDAD MENOR.

CIERRE HIDRÁULICO.- SE OBTIENE CUANDO LA PANTALLA DE INYECCIÓN Y DRENAJE SE EMPOTRA EN UNA ESTRUCTURA DE ROCA DE BAJA PERMEABILIDAD, FORMANDO LO QUE SE CONOCE COMO UNA "CAJA" O ENCAJONAMIENTO DEL AGUA, HACIA AGUAS ARRIBA LA PANTALLA.

7.3.- PANTALLA DE DRENAJE.- EN GENERAL BASTARÁ UNA LÍNEA DE DRENAJE TOMANDO EN CUENTA LAS SIGUIENTES CONSIDERACIONES:

- DIRECCIÓN PREFERENCIAL PARA ATRAVEZAR EL MAYOR NÚMERO DE PLANOS DE DISCONTINUIDAD.
- SE USARÁ EL MAYOR DIÁMETRO POSIBLE DE BARRENOS DENTRO DE LOS LÍMITES ECONÓMICOS.
- VIGILANCIA POSTERIOR DURANTE SU FUNCIONAMIENTO, OBSERVANDO EL REQUERIMIENTO DE REPERFORACIÓN SI LLEGAN A TAPONARSE.
- HACERLOS TRABAJAR COMO PIEZÓMETROS EN FORMA SELECTIVA, COLOCANDO VÁLVULAS Y MANÓMETROS, PARA OBSERVAR SU EFICACIA Y/O PELIGRO POTENCIAL DE INESTABILIDAD DE BLOQUES DE ROCA O EXCESO DE PRESIÓN CONTRA LAS ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS.

7.4.- GALERÍA POR DEBAJO DEL CAUCE.- PARA EL CASO DE PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS, SOLO SE JUSTIFICA CUANDO:

- EL GASTO QUE SE ESPERA A TRAVÉS DE LA ROCA EN FUNCIÓN DE LA EXPLORACIÓN SEA RELATIVAMENTE ALTO Y CONVENGA INVERTIR DINERO PARA CONSERVAR ESA AGUA, MEDIANTE INYECCIONES DESDE LA GALERÍA.
- COMO UNA MEDIDA DE PREVENCIÓN PARA REALIZAR TRATAMIENTO DEL CORAZÓN, PARA EL CASO DE LA EXISTENCIA

PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS EN UNA PRESA

1. *Competencia de la roca bajo nuevos esfuerzos*
2. *Estabilidad total bajo nuevas condiciones*
3. *Erosión*
4. *Sismicidad inducida durante el llenado*

R. Cuéllar

Fig. 1

DE FALLAS QUE POTENCIALMENTE PUEDAN DESPLAZARSE Y -
DAÑAR EL CORAZÓN.

- c).- EN CASO DE INCERTIDUMBRE SOBRE LA ESTRUCTURA DE RO-
CA, POR DEBAJO DEL CAUCE. SERVIRÁ PARA EXPLORACIÓN
GEOLÓGICA Y POSTERIORMENTE PARA TRATAMIENTO DE IN-
YECCIÓN Y/O DRENAJE.

ING. RAUL CUELLAR BORJA

PREVENCIÓN CONTRA LA EROSIÓN

- 1.. Tratamiento de las excavaciones
- 2.. Tratamiento del contacto roca-corazón
- 3.. Uso de acero de refuerzo.

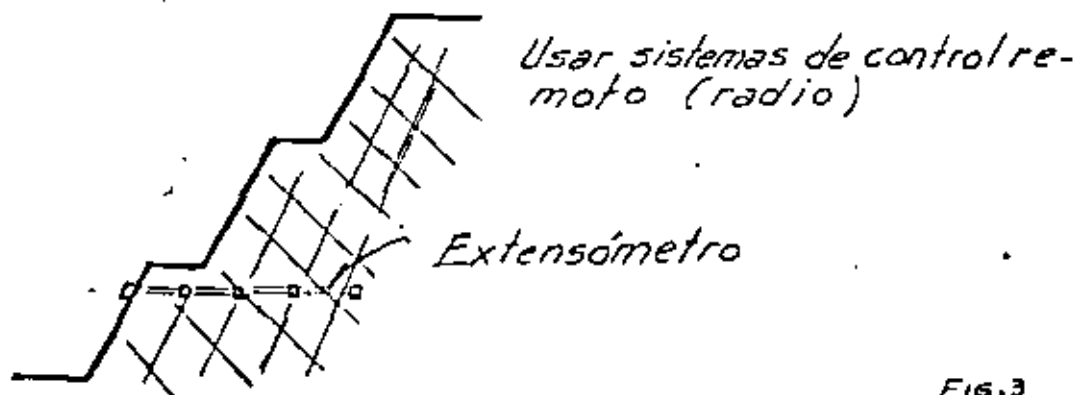
R. Cuéllar

Fig. 2

TRATAMIENTO SUPERFICIAL

- 1.. MUROS, ARMADURAS, CONSOLIDACION, TRATAMIENTO DISCONTINUIDADES (BUTRESS + RIGIDEZ + GAPS)
- 2.. CONCRETO LANZADO (SHOTCRETE) · Simple · Armado
- 3.. ANCLAJE SUPERFICIAL
- 4.. REGULARIZACION DEL TALUD

Verificar el tratamiento de taludes con extensómetros



R. Cuéllar

Fig. 3

REFORZAMIENTO CON ACERO

ACERO PASIVO \$ ACERO ACTIVO

ACERO ACTIVO.. TENSION.. Fuerza de estabilización conocida

ACERO PASIVO.. FRICCION.. La fuerza es conocida solo después de la deformación.

- en roca suave (o muy fracturada).. Usar acero activo (Postensado)
- en roca sana.. Usar acero pasivo

NOTA: El refuerzo postensado debe inyectarse para prevenir grandes movimientos

R. Cuéllar

Fig. 4

INYECCIONES DE CONSOLIDACION

TENDENCIA: Uso de mezclas gruesas y altas presiones

- 1.. Aumento de resistencia
- 2.. Disminución de la deformabilidad
(Sobre todo Cimentación homogénea)

VERIFICACION DE RESULTADOS (Muy pocos intentos)

- 1.. Drenaje
- 2.. Piezometría (en rocas suaves)
- 3.. Geofísica (el mejor método) Práctica Rusa

R. Cuéllar

Fig. 5

CRITERIOS PARA EL DISEÑO CORRECTO DE UNA PANTALLA DE INYECCION Y DRENAJE

- 1.. Comprender el comportamiento de la roca
- 2.. Cubrir todos los posibles patrones de filtración
- 3.. Monitoreo mediante drenaje y piezometría

R. Cuéllar

FIG. 6

OTROS ASPECTOS DEL DISEÑO :

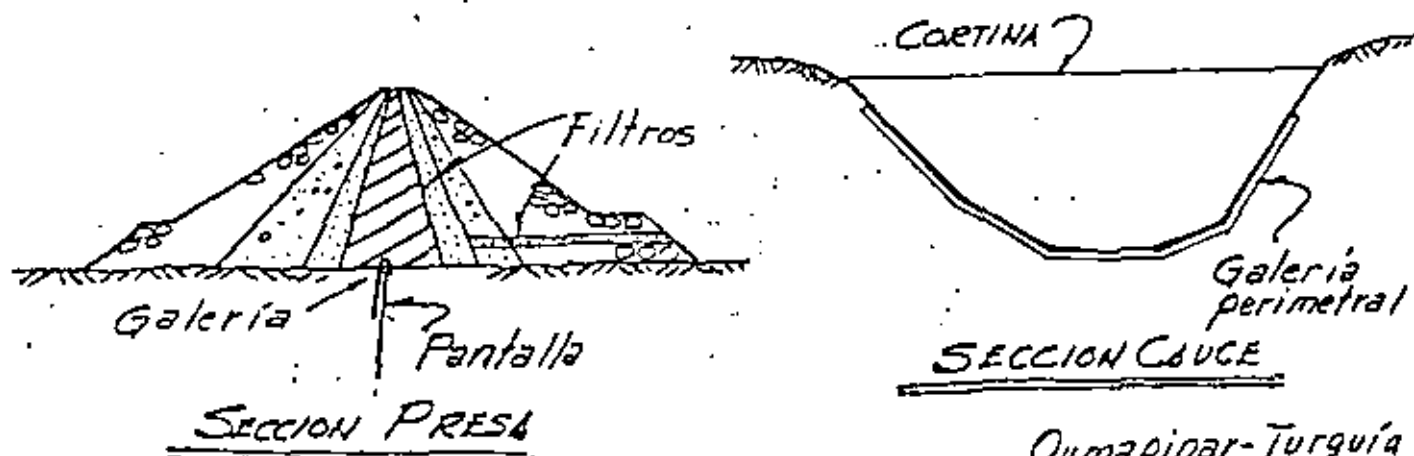
- Número de líneas de inyección : Principalmente 1
- Numero de líneas de drenaje : 1 + Separación ≤ 5 m
- Monitoreo con piezometría - Vital
- Mantenimiento de drenaje
- Galería por debajo de la presa
 - + Para ejecución de pantalla
 - + Aumento en la eficacia del drenaje
 - + Monitoreo
 - + Acción correctiva

R. Cuéllar

FIG. 7

PROBLEMAS DEL CONTACTO CORAZON-ROCA FISURADA

- 1.. Estanqueidad del agua
- 2.. Erosión de arcilla (Filtros)
- 3.. Galería debajo del corazón



Oymapinar-Turquía
Caracol - México

FIG. B

R. Cuéllar

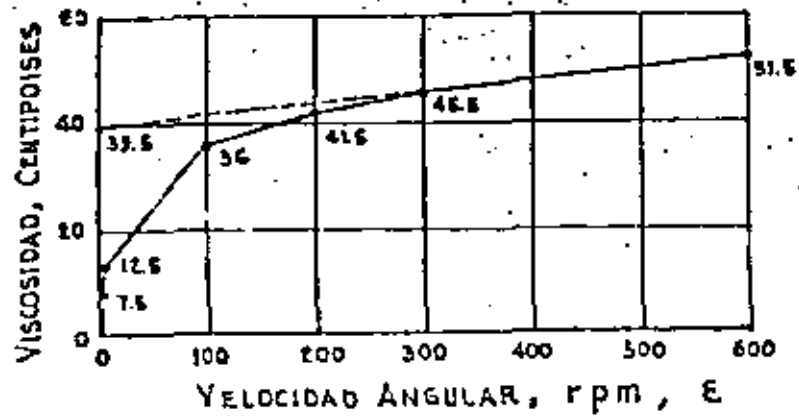
PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS ESTABLES

MEZCLA	A/C	FLUIDEZ MARSH	AGUA LIBRE	PESO VOL.	f_c'
	Peso	seg	%	Kg/m ³	Kg/cm ²
MEZCLA II AZUL	1.66	38.2	6.5	1300	33
	1.25	39.4	6.0	1400	61
	0.83	38.3	4.5	1500	123
MEZCLA III YANAHUAC	1.66	37.3	7.0	1300	22
	1.25	36-38	4.0	1400	38
	0.83	33-35	3.0	1500	86

LODO BENT.
A/B = 12 (peso)
FLUIDEZ: 42 seg
DENS: 1.025

RESISTENCIA MINIMA CONTRA EROSION O DESLAVE: 15 Kg/cm²

R. Cuéllar



MEZCLA N° 1 $\tau = \tau_f + \eta \dot{\epsilon}$

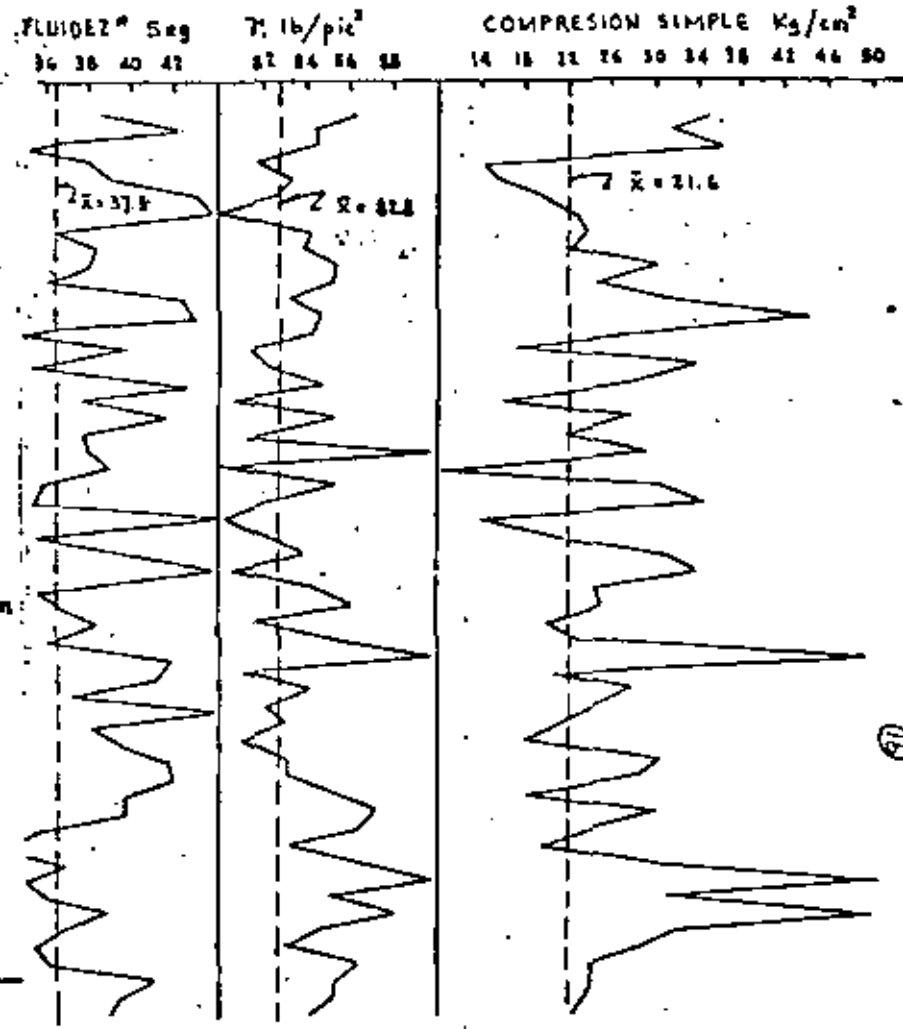
POISE = $10^{-1} \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$

MEZCLA	REL % (peso)	BENTONITA % (Cemento)	τ_f , gf	η , gf/rpm
1 (B)	2	6	33.5	0.02
2 (B)	133	4	59.0	0.02
3 (B)	1	2	51.5	0.0267
4 (B)	0.8	1	50.0	0.0267
5 (B)	0.61	0.5	35.5	0.0383
6 (N)	0.57	0	24.0	0.0517

(B) BINGHAM (N) NEWTON
 P.H. CHICOASEN, CHIS. VISCOSIDAD MEZCLAS

VISCOSIMETRO DE CIL. COAXIALES: FANN
 CEMENTO: PICO DE ORIZABA, TIPO II
 τ_f = Punto de Fluencia; η = Viscosidad plástica

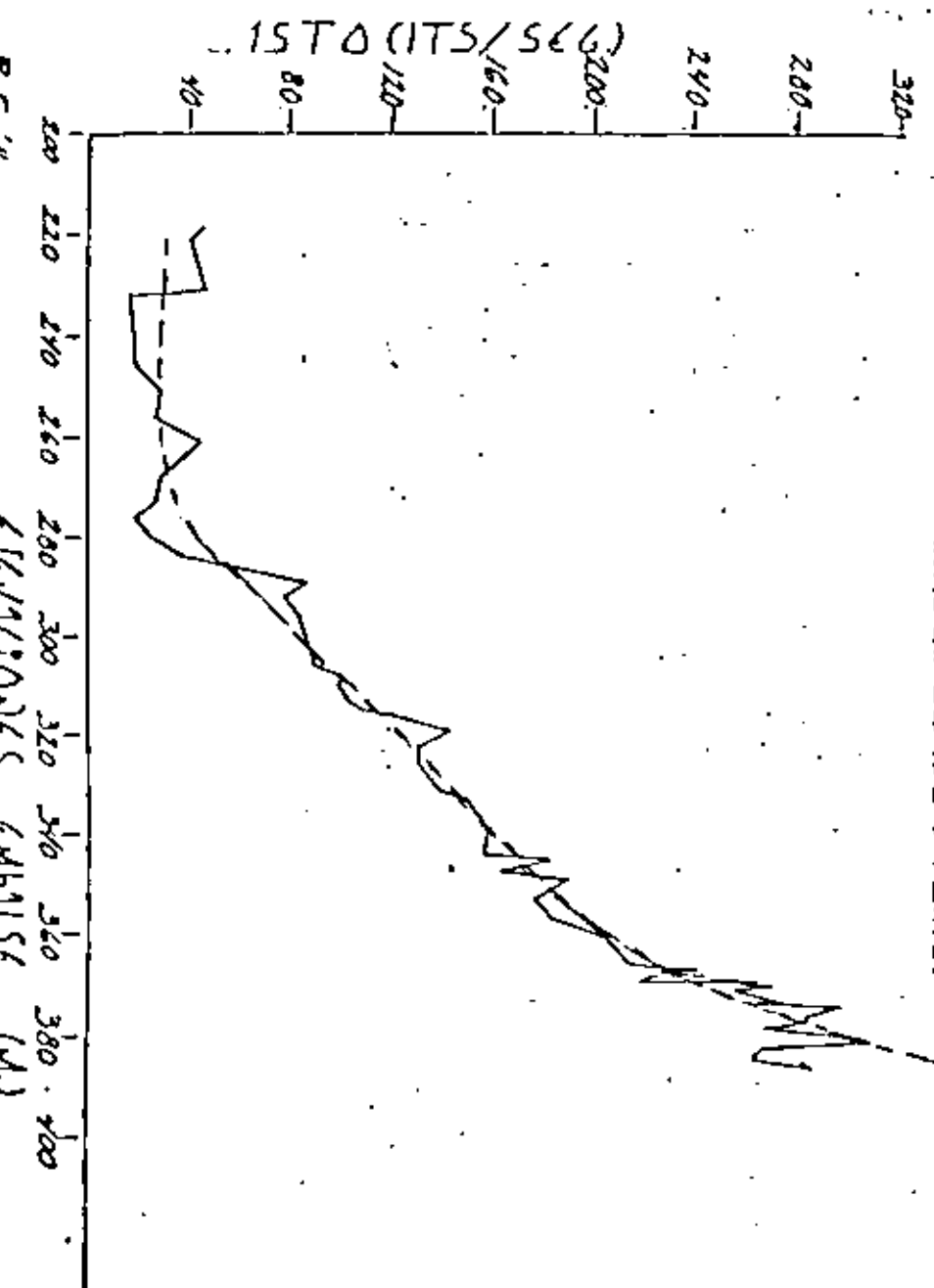
CEMENTO ANAHUAC TIPO III, MEZCLA 1
 CORRELACION ENTRE PROPIEDADES DURANTE JUNIO 1979



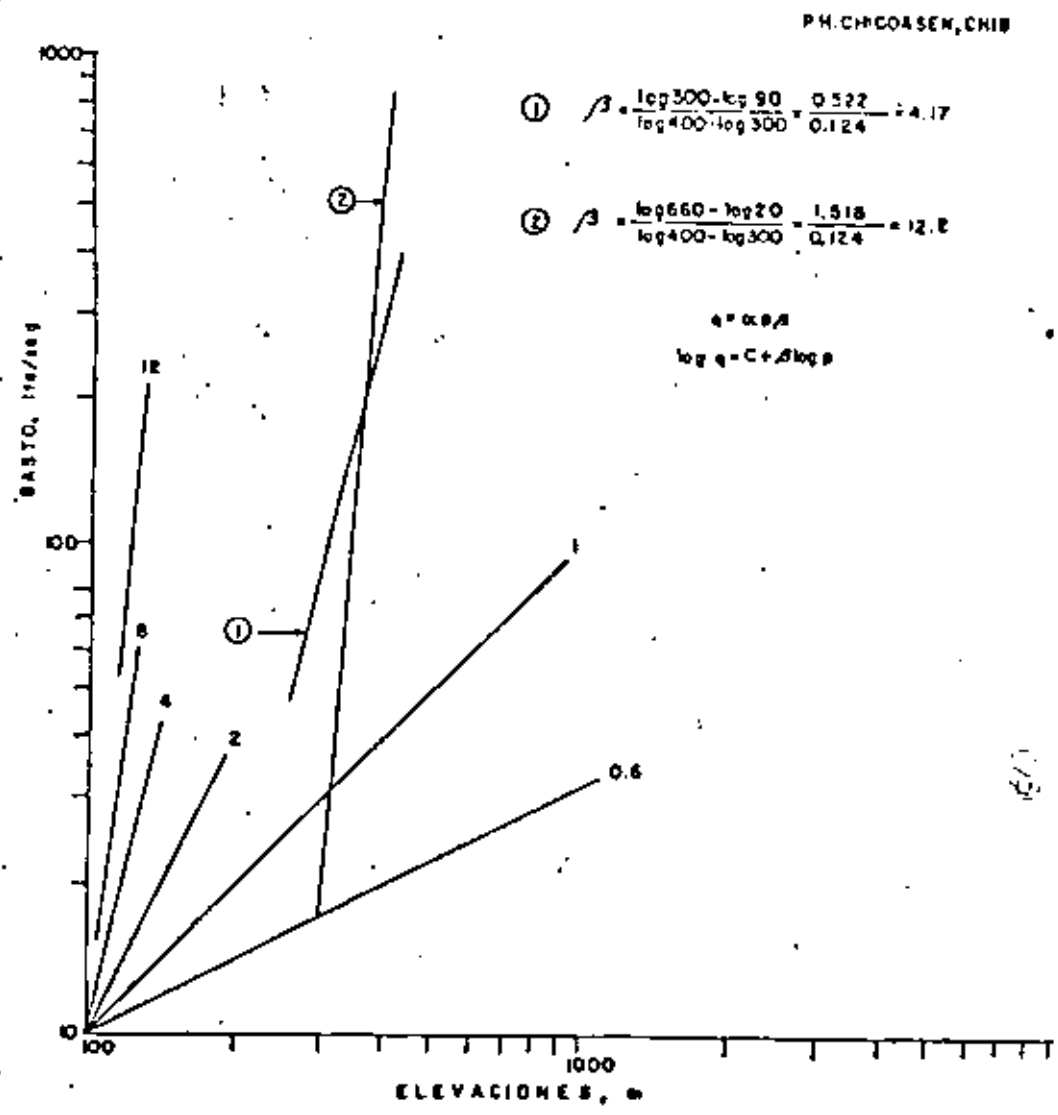
MARSH

R. Cuéllar

FIG. 11

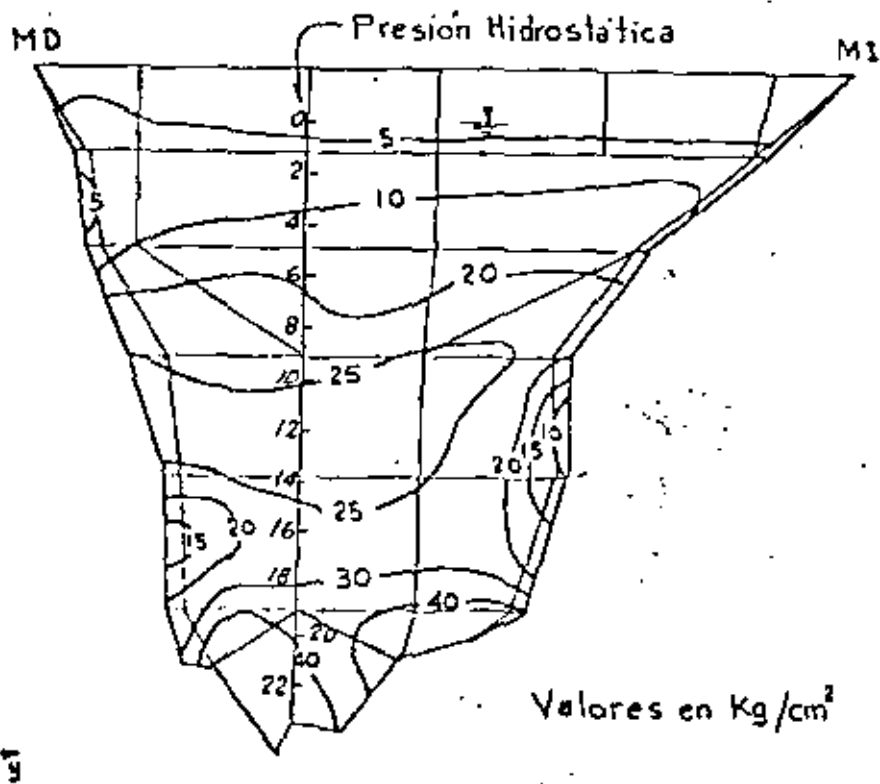


P.H. CHOCASEN, CHIB.

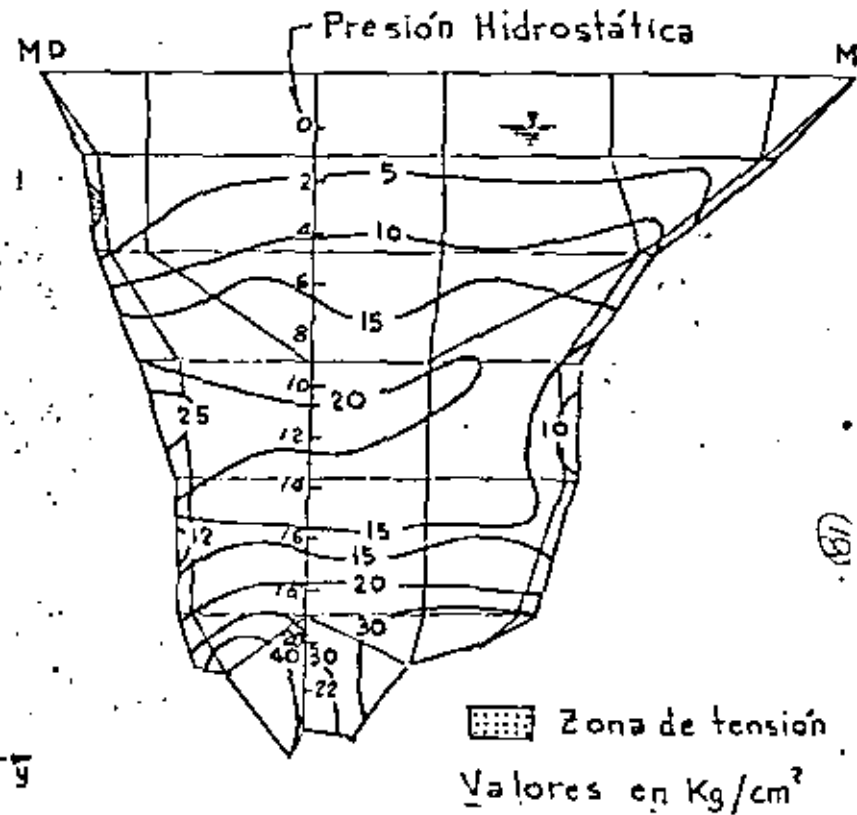


R. Cuellar

FIG. 13



Curvas de igual esfuerzo vertical, σ_z , en la sección longitudinal central. Embalse lleno



Curvas de igual esfuerzo horizontal, σ_y , en la sección longitudinal central. Embalse lleno

ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN
EL TAJO 1.

México, D.F., Abril de 1980.

PROYECTOS ESPECIALIZADOS DE INGENIERIA, S.C.
Consultores en Mecánica de Rocas y
Mecánica de Suelos.

I N D I C E.

- 1.- INTRODUCCION.
- 2.- GEOLOGIA.
 - 2.1 - Estratigrafía.
 - 2.2 - Clasificación y levantamiento de discontinuidades.
- 3.- PROPIEDADES MECANICAS DE LA MASA ROCOSA.
- 4.- CINEMATICA DE FALLA DE LOS TALUDES.
- 5.- ANALISIS DE ESTABILIDAD.
 - 5.1 - Análisis de falla a través de cuñas.
 - 5.2 - Análisis de falla circular.
- 6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.
- 7.- ANEXO I.

Plano de localización de secciones geológicas
sondeos y piezómetros.
- 8.- ANEXO II.

Perfiles litológicos.
- 9.- ANEXO III.

Secciones geológicas
Block Diagramático.

10.- ANEXO IV.

Plano de fracturamiento Regional.
Plano de fracturamiento de Tajos
y Mina I.

11.- ANEXO V.

Red de flujo horizontal.

12.- ANEXO VI

Plano de Estabilidad de Taludes.

S

INTRODUCCION

1.- INTRODUCCION.

En el año de 1977, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, fué contratado por la Comisión Federal de Electricidad para realizar un estudio sobre la estabilidad de taludes de dos futuros tajos a cielo abierto, denominados Tajo A y C, que servirían para la extracción del carbón que sería utilizado en la nueva planta termoeléctrica de "Río Escondido".

En este estudio se señalaron los problemas que podrían afectar la estabilidad de los taludes y se hizo hincapié en la necesidad de conocer, con más detalle, las propiedades mecánicas de los materiales y las condiciones geohidrológicas del subsuelo.

En Agosto de 1977 se crea la compañía "Minera Carbonífera Río Escondido", con el propósito exclusivo de dedicarse a la extracción de carbón para C.F.E. y en Marzo de 1979 se iniciaron una serie de trabajos en los tajos, ahora denominados I y II, que dieron origen al estudio geohidrológico del Tajo I presentado por nuestra empresa en el mes de Septiembre del mismo año.

En este estudio se definieron las condiciones del flujo de agua subterránea y se recomendó hacer un análisis detallado de la estabilidad de los taludes, ya que existían una serie de fracturas que conjuntamente con el agua afectarían seriamente la estabilidad de los mismos.

La topografía sumamente plana de la región no proporcionaba cortes que sirvieran para obtener datos sobre los buzamientos de las fracturas, por lo que fué necesario esperar hasta mediados del mes de febrero, en que se da inicio a la excavación del Tajo I para realizar el mapeo de las discontinuidades y obtener elementos para los cálculos de los taludes.

En el presente estudio, que se expondrá a continuación, se presentan los resultados obtenidos de la exploración de campo y de los cálculos de gabinete. Se concluye con una serie de lineamientos generales para poder abrir el tajo en cualquier dirección que lo considere conveniente MICARE, manteniendo siempre un factor de seguridad adecuado de la estabilidad de los taludes.

GEOLOGIA

El comportamiento mecánico e hidráulico de una masa rocosa depende principalmente de la configuración de sus discontinuidades. Estas se agrupan en familias de diaclasas, planos de estratificación, superficies de foliación y fallas. Por tanto, el primer paso que se realizó fue la clasificación y levantamiento de dichas superficies de discontinuidad.

Ya que este trabajo es una continuación del estudio geohidrológico - presentado por nosotros en Septiembre de 1979, nos permitimos repetir los comentarios realizados sobre la estratigrafía y la geología estructural, pero en esta ocasión, se verán enriquecidos por la nueva información que hemos podido obtener de las excavaciones del Tajo I.

2.1 - Estratigrafía.

La columna estratigráfica de interés para la explotación del Tajo I abarca desde las formaciones Upton, San Miguel y Alca del Cretácico Superior, hasta las rocas recientes del Terciario y Cuaternario.

Las características litológicas de dichas formaciones se obtuvieron mediante la ejecución de 16 sondas exploratorias con recuperación continua de núcleos de roca, empleando un baril doble giratorio de diámetro 8". En cada una de las perforaciones se determinó la litología de los núcleos, el porcentaje de recuperación, el índice de calidad de la roca (R.Q.D.), la permeabilidad de los distintos materiales, las profundidades en que se tuvieron pérdidas de agua durante la perforación y la ubicación del nivel freático. La recopilación de esta información puede consultarse en el Anexo II de este trabajo.

Sin embargo, cabe mencionar que estos 16 sondeos se localizaron entre el borde Norte del Tajo I y el Río Escondido, y únicamente involucraron a los materiales permeables que eran los que intervenían en el problema de flujo de agua. En el interior del tajo, se está haciendo la información obtenida por C.F.E. mediante barrenos perforados con brocas tricónicas que únicamente sirven para definir, de forma aproximada, el tipo de material y no muy

confiablemente la localización de los contactos entre las distintas formaciones.

A continuación se presenta una breve descripción de la estratigrafía del subsuelo en la zona del Tajo I.

A). Eras Terciaria y Cuaternaria.

Superficialmente se atravesó una capa constituida por un suelo liso-arenoso color café claro, con distribución errática, presentando un espesor variable entre unos pocos centímetros hasta 4.00 m. En ciertos lugares podría considerarse que más bien se trata de un caliche alterado (Suelo residual).

Al incrementar la profundidad aparece un estrato de caliche, compacto y duro, que presenta en su cuerpo una serie de fracturas. En la porción inferior del estrato se observaron pequeños canales de disolución.

El caliche se encuentra distribuido en toda el área de estudio; posee espesores variables entre 8 y 20 m.

Sobreyaciendo a este estrato hace acto de presencia un conglomerado constituido principalmente por fragmentos de roca caliza bien redondeados y de color claro, los cuales presentan formas tanto equiaxiales como proladas. La masa en sí se encuentra mal graduada, y el tamaño de los clastos varía entre 1 y 15 cm. En menor proporción se incluyen fragmentos semiredondeados de pedernal negro, que junto con la caliza, se hallan empacados en una matriz arcillo-arenosa, que en ocasiones presenta partes bien cementadas por carbonato de calcio.

Este estrato también se ve afectado por fracturas y por canales de disolución.

En el block diagramático del Anexo III, se muestra la distribución de estas rocas en el perímetro del Tajo I y su variación hacia Río Escondido; de donde se concluye que los conglomerados se encuentran esparcidos en toda el área, aunque en ciertas zonas se agusan. Su espesor oscila entre 1 y 7 m. pero su promedio es de 3m. Por las

características mencionadas hasta el momento, es de suponerse que estos depósitos se originaron al erosionarse las rocas calizas de las montañas pertenecientes a La Sierra Madre Oriental, siendo transportados los fragmentos de roca por las corrientes de agua que los fueron sedimentando al perder éstas su capacidad de arrastre.

Lo anterior explica la forma de las partículas y la diferencia en los espesores de los depósitos.

B). Cretáceo Superior.

En el área circundante al Tajo 1 únicamente se detectaron tres formaciones que resultan interesantes desde el punto de vista de su implicación en los problemas de flujo de agua y de estabilidad de taludes.

A continuación se describirán brevemente sus características empezando por la más joven.

FORMACION OLMOS.- Constituida principalmente por lutitas y limolitas con intercalaciones de areniscas y capas de carbón en su parte inferior.

Las lutitas y limolitas tienen un porcentaje de recuperación medio (60%) y un R.Q.D. bajo (de 0 a 25).

FORMACION SAN MIGUEL.- Constituida por areniscas de grano fino a grueso, duras y compactas. Su porcentaje de recuperación y su R.Q.D. son altos (80%), lo que indica la alta calidad de esta roca. En ocasiones presenta pequeñas intercalaciones de lutitas.

La formación, de acuerdo a los registros de perforación, tiene una potencia comprendida entre 8 y 15 m.

FORMACION UPSON.- Esta formación solo se encontró cerca del Río Escondido y consta de lutitas y lentes de areniscas, presentando el conjunto un porcentaje bajo de recuperación y un R.Q.D. que indica una roca de mala calidad (25-50%).

Con el fin de poder determinar la estructura geológica en el área del Tajo 2 y sus alrededores, se elaboraron nueve secciones geológicas,

cinco de ellas perpendiculares al Río Escondido y al eje longitudinal del tajo, y las cuatro restantes con dirección paralela al eje del tajo.

La localización de las secciones puede encontrarse en el Anexo I, y cada una de ellas en el Anexo III al igual que el block diagramático.

Únicamente se emplearon los barrenos recientemente perforados por MICARE, en donde hubo recuperación continua, para la unión de los estratos.

La discordancia entre las rocas terciarias y las del Cretáceo Superior, ha sido bien delimitada en las secciones I a V.- Además puede apreciarse que existe un pastizal subterráneo en dirección NE-SW, aproximadamente a la altura de las secciones VII y VIII.

Esto probablemente se debió a que cuando las formaciones cretácicas se plegaron y quedaron expuestas a la intemperie la erosión diferencial atacó con mayor rapidez a las lutitas de la formación Olmos que a las areniscas de la San Miguel, dando por resultado la formación de una pequeña colina.

Clasificación y levantamiento de discontinuidades.

Estructuralmente, las formaciones Cretácicas forman un suave monocinal ligeramente ondulado, en donde los estratos se dirigen al Este con buzamientos menores de 5°.

Para tener una primera idea del fracturamiento que afecta la región, se realizó un estudio fotogeológico; el cual se verificó mediante un vuelo aéreo que abarcó un área comprendida entre los tajos y Piedras Negras.

En los planos del Anexo IV, se muestra la orientación de los sistemas de fracturas.

Durante la auscultación de los pares estereoscópicos se detectaron dos sistemas de fracturas; elaborándose las roseas de fracturamiento respectivas en donde aparecen, en forma estadística, las orientaciones preferentes de ellas.

La primera señala rumbos variables entre 10° y 30° al NW con buzamientos de 45° al NE y la otra con rumbos comprendidos entre 10° y 70° al NW.

La expresión de las fallas en superficie es débil, por lo que los buzamientos reportados se han ido obteniendo de los datos recolectados durante los trabajos de excavación del Tajo 1, y que aparecen más acentuados en los estereogramas que se mostrarán en el capítulo 5.

Es importante aclarar que no necesariamente las fracturas principales, o de mayor longitud, caen en los grupos con mayor número de incidencias; ya que estos diagramas se elaboran utilizando únicamente los rumbos y buzamientos de las discontinuidades.

La observación de las rosetas indica que las fracturas son de origen tectónico, posiblemente del tiempo de la Revolución Laramide. Ver figuras A y B.

Uno de los aspectos más importantes en los análisis de estabilidad de taludes tocados es la recolección sistemática y presentación de los datos geológicos de tal forma que puedan evaluarse rápidamente e incorporarse a los análisis de estabilidad. La experiencia de varias personas de renombre en este campo han demostrado que las proyecciones esféricas son un medio adecuado de representar la información geológica, proporcionar las condiciones de fisuramiento de la masa y poner en evidencia la orientación en el espacio de las principales familias de discontinuidades.

Existen varios tipos de proyecciones esféricas. En este estudio se seleccionó la de "Proyección de áreas iguales", también llamada "proyección de Lambert" o "Diagrama de Schmidt".

En las siguientes figuras (2.1 a 2.5.) se muestran algunos aspectos de la estratigrafía del subsuelo en la zona del Tajo 1.

Fig. (2.1)

11

Vista del caliche haciendo contacto con el conglomerado. Este corte se observa cerca del "Río Escondido", y en él puede apreciarse el fracturamiento en la masa de caliche.

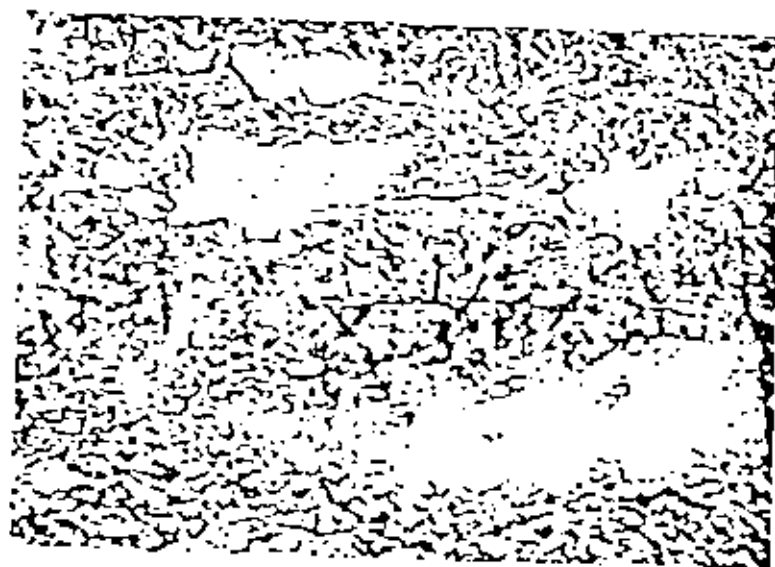


Fig. (2.2)
Contacto Caliche - Conglomerado.



Fig. (2.3)

Detalle del conglomerado, donde se aprecia la forma de sus clastos, su granulometría, el cementante y los conductos de disolución.



Fig. (2.5)

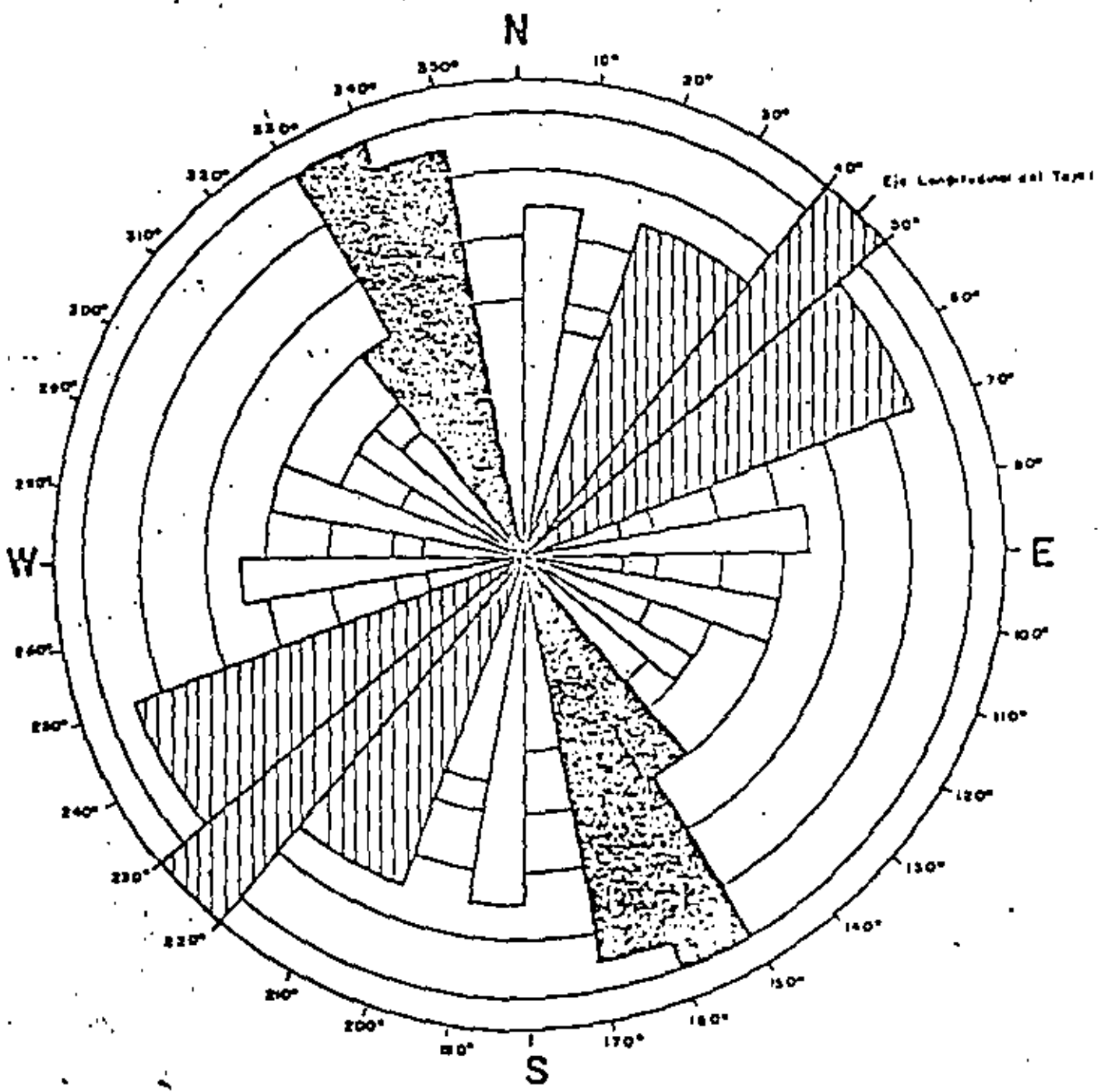
Contacto del Conglomerado con la formación Upan.



Fig. (2.4)

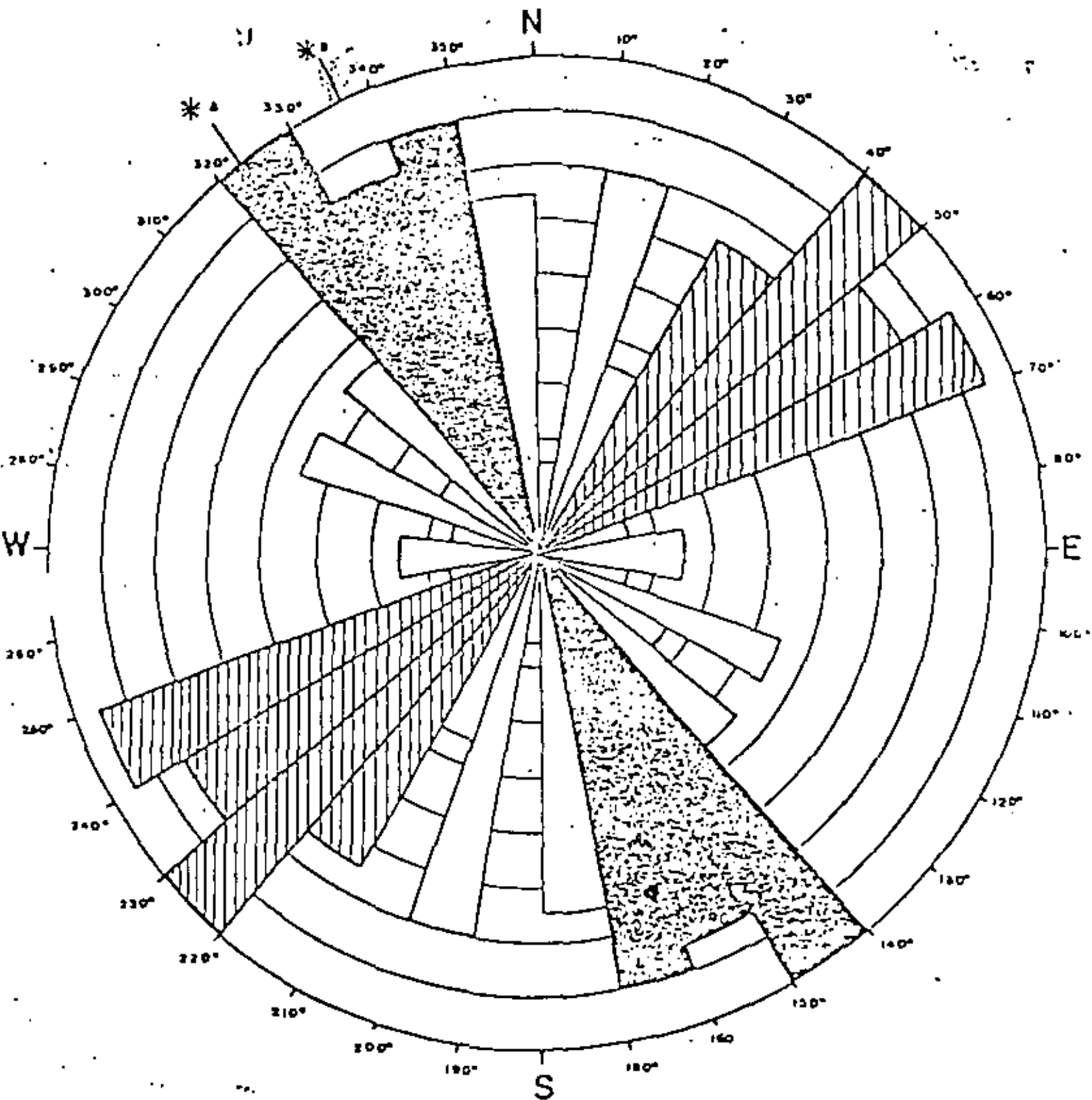
Fig. A 5

ROSA DE FRACTURAS TAJO I y II



Escala: Rosas de Fracturas por cada centimetro.

ROSA DE FRACTURAMIENTO REGIONAL



Longitudinal y Fracturas por cada centímetro

*A Orientación del eje del Anticlinax de la Sierra del Norte

*B Orientación del eje del Anticlinax del Cerro de Peñas

PROPIEDADES MECANICAS DE LA MASA ROCOSA

3.- PROPIEDADES MECANICAS DE LA MASA ROCOSA.

Como ya se mencionó anteriormente, el aspecto principal en el estudio de estabilidad de un talud, es la determinación de la geometría de la masa rocosa dada por los sistemas de fracturas. El siguiente punto en importancia lo constituye la determinación de la resistencia al corte.

Dado el tipo de material que formará los taludes del Tajo 1, existen dos formas de obtener estos datos.

- a).- Pruebas triaxiales.
- b).- Pruebas de corte directo.

La selección del tipo de prueba obedece a la dirección de las cargas, ya que cuando éstas originan una superficie potencial de falla que debe atravesar las fracturas estructurales, la resistencia al corte será próxima a la de la sustancia rocosa, pero cuando la dirección de la carga es paralela o semiparalela a las singularidades estructurales, la resistencia al corte vendrá regida por la superficie de discontinuidad.

A continuación se presentan los parámetros de resistencia que se utilizaron en los análisis de estabilidad.

a).- Caliche.

Peso volumétrico	$\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$
Cohesión.	$C = 1.9 \text{ Kg/cm}^2$
Ángulo de fricción interna.	$\phi = 4.7^\circ$

b).- Conglomerado.

(cementado en parte).

Peso volumétrico.	$\gamma = 2.2 \text{ t/m}^3$
Resistencia a la compresión simple.	$\sigma_c = 60 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia al corte directo.	$\tau = 2 \text{ Kg/cm}^2$

Angulo de fricción interna.

$$\beta = 50^\circ$$

c).- Lutita.

Peso volumétrico seco.

$$\gamma = 2.3 \text{ t/m}^3; \text{ C.V.} = 4\%$$

Resistencia a la compresión simple.

$$\sigma_c = 137 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 17\%$$

Resistencia a la tensión.

$$\sigma_t = 11 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 65\%$$

Resistencia al corte directo.

$$\tau = 4 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 25\%$$

Angulo de fricción interna.

$$\beta = 70^\circ$$

d).- Arenisca.

Peso volumétrico seco.

$$\gamma = 2.2 \text{ t/m}^3; \text{ C.V.} = 6\%$$

Resistencia a la compresión simple.

$$\sigma_c = 321 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 57\%$$

Resistencia a la tensión.

$$\sigma_t = 30 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 55\%$$

Resistencia del corte directo.

$$\tau = 19 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 38\%$$

Angulo de fricción interna.

$$\beta = 73^\circ$$

El fracturamiento encontrado en el tajo se debe a fallas bien identificadas, y en su mayoría las superficies aparecen pulidas con estrías en la dirección del echado, mostrando un contacto roca-roca, con 1 mm. de abertura.

Por las observaciones realizadas en el caliche, el β residual debe de andar del orden de 10° y se estimó un ángulo β de primer orden cercano a 5°; y ninguno para el β de segundo orden.

CINEMATICA DE FALLA DE LOS TALUDES

4.- CINEMATICA DE FALLA DE LOS TALUDES.

Considerando los diferentes tipos de materiales que existen en el interior del tajo y las discontinuidades estructurales que cruzan el área de interés, se pensó en las siguientes posibilidades de mecanismos de falla:

a).- Falla del talud a través de cuñas bi o tridimensionales formadas por fracturas

b).- Falla circular.

a).- Falla a través de cuñas.

Para definir el tipo de falla a través de cuñas en los bordes del Tajo I, se dividió el perímetro de la excavación en 15 caras, y se elaboraron los estereogramas correspondientes en base a la fotointerpretación realizada en Septiembre de 1979, y a los rumbos y buzamientos medidos en los primeros trabajos de excavación.

En el anexo VI se muestra el plano denominado estabilidad de taludes, en el cual pueden identificarse cada una de las 15 caras mencionadas; y se ilustra, a través de los estereogramas respectivos, la relación entre las discontinuidades geológicas y la dirección del talud propuesto en cuanto a la probabilidad y forma de algún deslizamiento.

Así, se pueden llegar a hacer los siguientes comentarios:

Cara 1.- La proximidad del polo de un talud pronunciado con la familia de fracturas con inclinación promedio de 75° hace posible pensar en una falla de tipo bidimensional. Además, existe el riesgo de formación de cuñas tridimensionales con salida hacia el SE, para taludes inclinados más de 50°.

Cara 2.- En esta cara es probable que ocurran algunos desprendimientos provocados por el deslizamiento de cuñas tridimensionales, con salida hacia el SE, incluso para taludes de inclinación media.

Cara 3.- La posición del polo del plano de la cara, hace factible pensar en una falla de tipo bidimensional para taludes pronunciados. Además, hay indicios de que se presenten cuñas tridimensionales inestables con salidas hacia el SE y SW.

Cara 4.- La disposición de las fracturas indica que para un talud inclinado más de 60° hay una fuerte -- probabilidad de que se presente una falla de tipo bidimensional. Adicionalmente se tienen algunas cruces de discontinuidades que podrían -- dar origen a la formación de cuñas tridimensionales con salida al SE y SW.

Cara 5.- Excavar este talud con una inclinación pronunciada implicaría tratar con una serie de cuñas tridimensionales y con la posibilidad de enfrentar una falla de tipo bidimensional.

Cara 6.- Este talud tiene una alta probabilidad de sufrir una falla de tipo bidimensional ya que su polo se encuentra próximo a una falla inclinada 45°.

Cara 7.- La dirección de las fracturas en esta área del talud, podrían provocar una falla por volteo de bloques.

Cara 8.- En este caso también tendrá que cuidarse la falla por volteo de bloques.

Cara 9.- Al parecer, la disposición de las fallas indican la formación de cuñas tridimensionales bastante inestables para taludes pronunciados. Al parecer debe pensarse en un talud poco tendido, cuidando de todos modos la posibilidad del volteo de bloques.

Cara 10.- Sin problemas de estabilidad.

Cara 11.- Posibilidad de volteo de bloques.

Cara 12.- No parece tener problemas de estabilidad.

Cara 13.- Riesgo de falla por volteo de bloques.

Cara 14.- Posibilidad de falla por volteo de bloques.

Cara 15.- Formación de algunas cuñas tridimensionales inestables con salida al SE para taludes inclinados. Revisar volteo de bloques.

b).- Falla Circular.

Ya que el caliche al parecer no presenta las características de una roca dura, sino más bien blanda y desmenuzando -- su comportamiento al de un suelo, habrá necesidad de revisar la posibilidad de que se presente un mecanismo de falla de esta índole.

5.- ANALISIS DE ESTABILIDAD.

5.1 - Análisis de falla a través de cuñas.

pensando en que la excavación del tajo se efectuará através de una serie de franjas aún no bien delimitadas, se optó, como primer paso, en elaborar un estereograma general, en el cual se condensó la información geológica, encontrándose nueve direcciones principales de fracturamiento. Con ello, se analizaron las posibilidades de formación de cuñas tridimensionales y se obtuvo el factor de seguridad en condiciones secas para cada una de ellas.

A continuación se presenta una tabla con las características de cada una de las discontinuidades y en la fig. 5.1 el estereograma general en el cual se indican los factores de seguridad para cada una de las posibilidades de formación de cuñas.

TABLA 5.1.

Características de las discontinuidades.

Discontinuidad	Buzamiento	Dirección del buzamiento	Angulo de fricción
1	70°	163°	35°
2	70°	131°	35°
3	80°	101°	35°
4	78°	89°	38°
5	45°	191°	38°
6	40°	219°	38°
7	45°	248°	35°
8	55°	55°	35°
9	30°	46°	35°

ANALISIS DE ESTABILIDAD

Considerando que el factor de seguridad se reduce aproximadamente a la mitad en condiciones de lluvia intensa, flujo de agua y falta de cohesión; y que además cuñas con factores de seguridad de 0.50 o menores en condiciones secas son difíciles y costosas de estabilizar, se delimitó una zona inestable dentro del estereograma y se calcularon las inclinaciones de los taludes de forma tal de que ninguna de las trazas invadieran esta región.

Los resultados de estos análisis aparecen en la figura 12 y en el plano del anexo VI. Para poder determinar la inclinación de cualquier talud excavado dentro del tajo, únicamente deberá conocerse el azimut de la dirección que lleva la normal al plano del talud dirigida hacia la excavación; y buscar en las figuras mencionadas el ángulo correspondiente. De esta forma se ve que un talud excavado en dirección Oeste-Este con buzamiento hacia el sur, deberá tener una inclinación de 30°.

Los taludes así excavados tendrán un riesgo mínimo de inestabilidad. Además, como estos taludes se excavarán en un material estéril que de todos modos tendrá que removerse, el costo del movimiento de tierras originado por los taludes poco pronunciados no es representativo.

En lo concerniente a los cortes en la periferia del tajo se tienen las siguientes consideraciones:

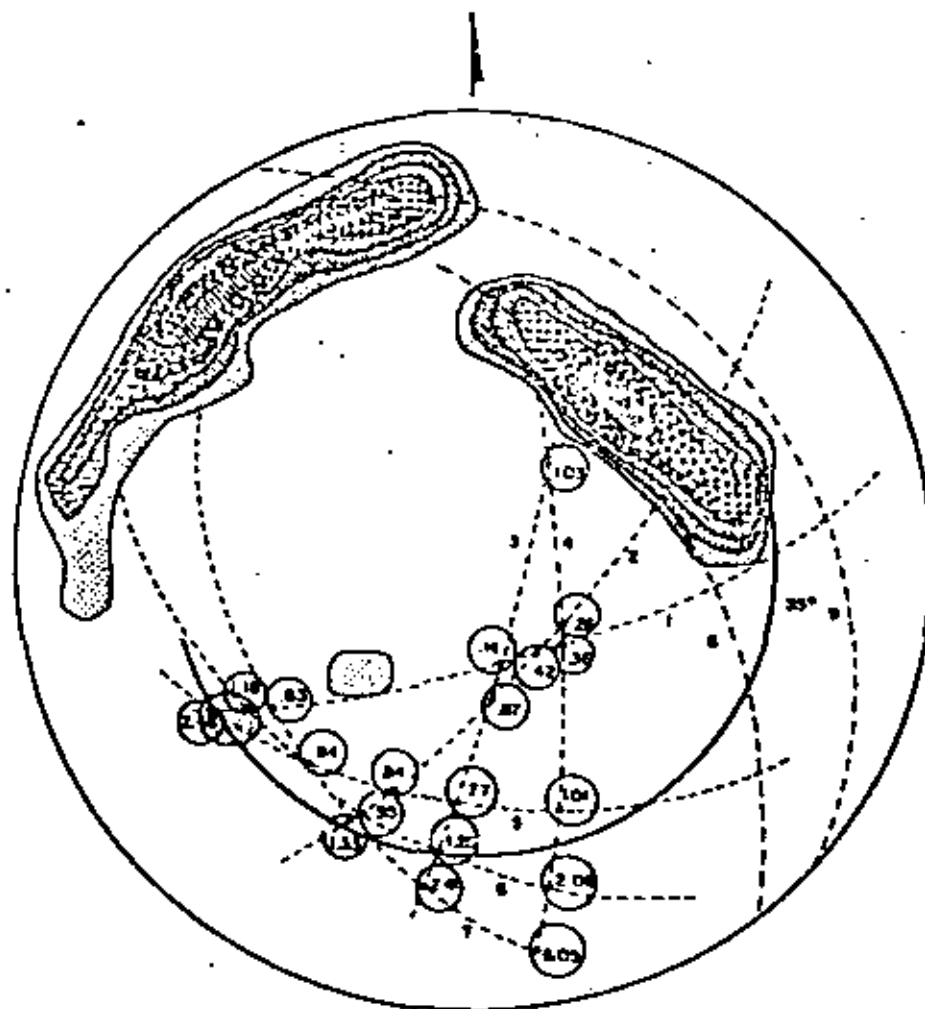
CARA 1.- De la observación del estereograma de esta cara fig.

(5.3), puede verse que con un talud a 50° se evitaría el riesgo de falla de cuñas tridimensionales.

El incremento de la pendiente del talud conduciría a la necesidad de pensar en tener que llevar un mapeo geológico de detalle, e ir haciendo análisis de estabilidad más profundos y muy probablemente tener que drenar y anclar ciertas cuñas.

Como el caliche en sí es de muy mala calidad no puede pensarse en un sistema de anclaje para estabilizarlo, por lo cual se recomienda no excavar este material con un ángulo mayor de 50°. En el conglomerado y la lutita podrá -

ESTEREOGRAMA GENERAL (FIG. 15.11)

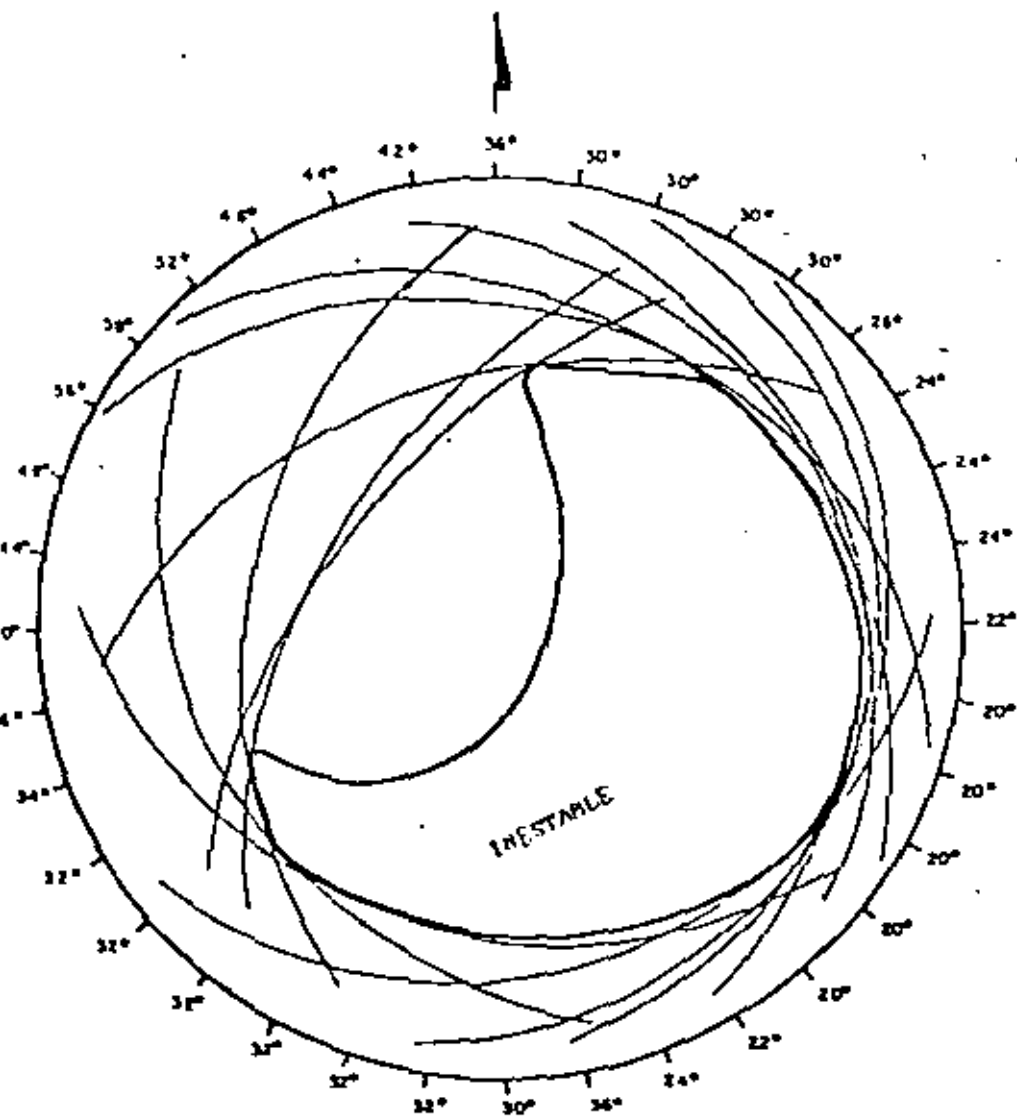


	13%		57%
	11%		38%
	9%		19%
	75%		

NOTA: Los números encerrados por una circunferencia, indican el factor de seguridad en condiciones secas, para cada combinación de fracturas.

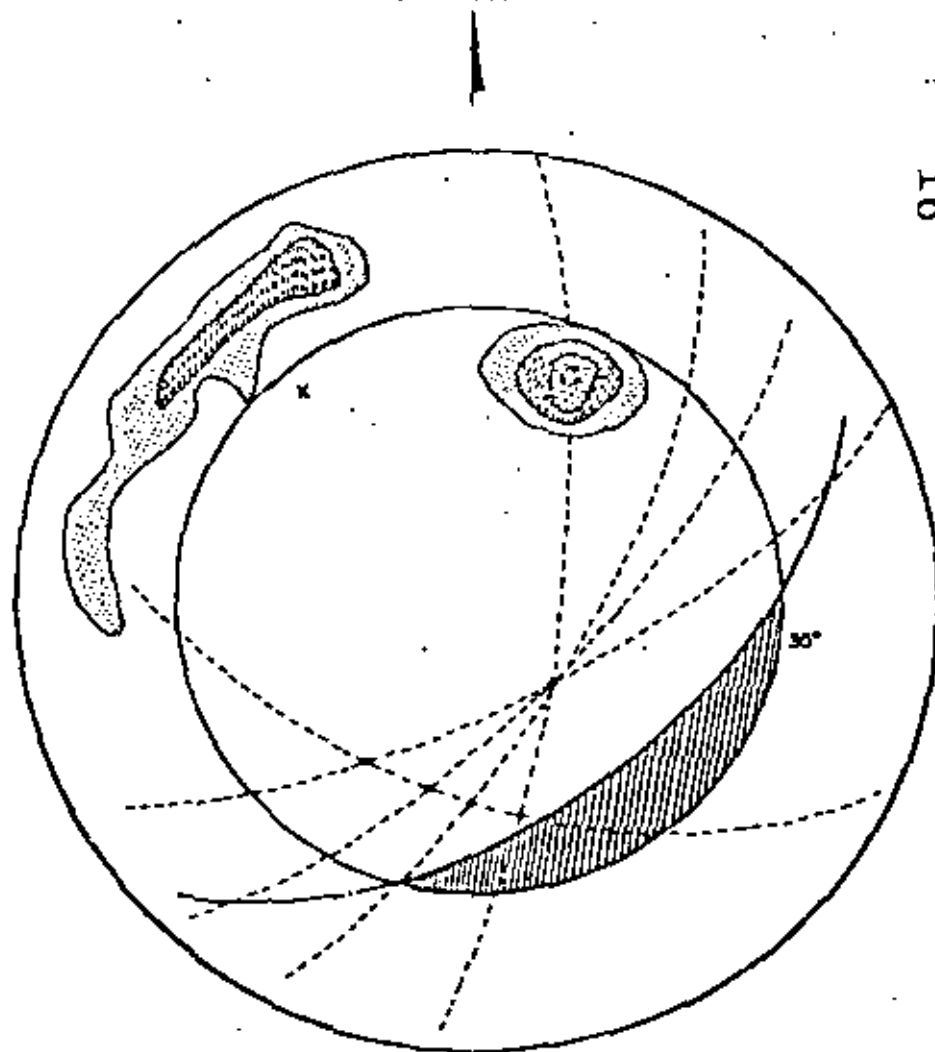
INCLINACION DE TALUDES
FIG. - (E 2)

25



PETROGRAMA DE LA CARA I

Fig. 15.31



10

currerse el riesgo de incrementar el ángulo del talud, pero - habrá que tomar las medidas mencionadas.

Existen las condiciones geométricas para que se presente una falla de tipo bidimensional. De estas, la única que podemos controlar es la inclinación de la cara del talud. Si se desea evitar un movimiento importante de la masa, se recomienda no excavar el talud con ángulos mayores de 55° medidos desde la horizontal.

CARA 2.- Un talud inclinado 60° parece ser el más adecuado para esta cara, sin que se tengan problemas serios de estabilidad. Un talud a 70° podría dar lugar a la aparición de cuñas tridimensionales difíciles de estabilizar por su reducido factor de seguridad. Con ángulos comprendidos entre estos dos extremos se tendrían problemas intermedios.

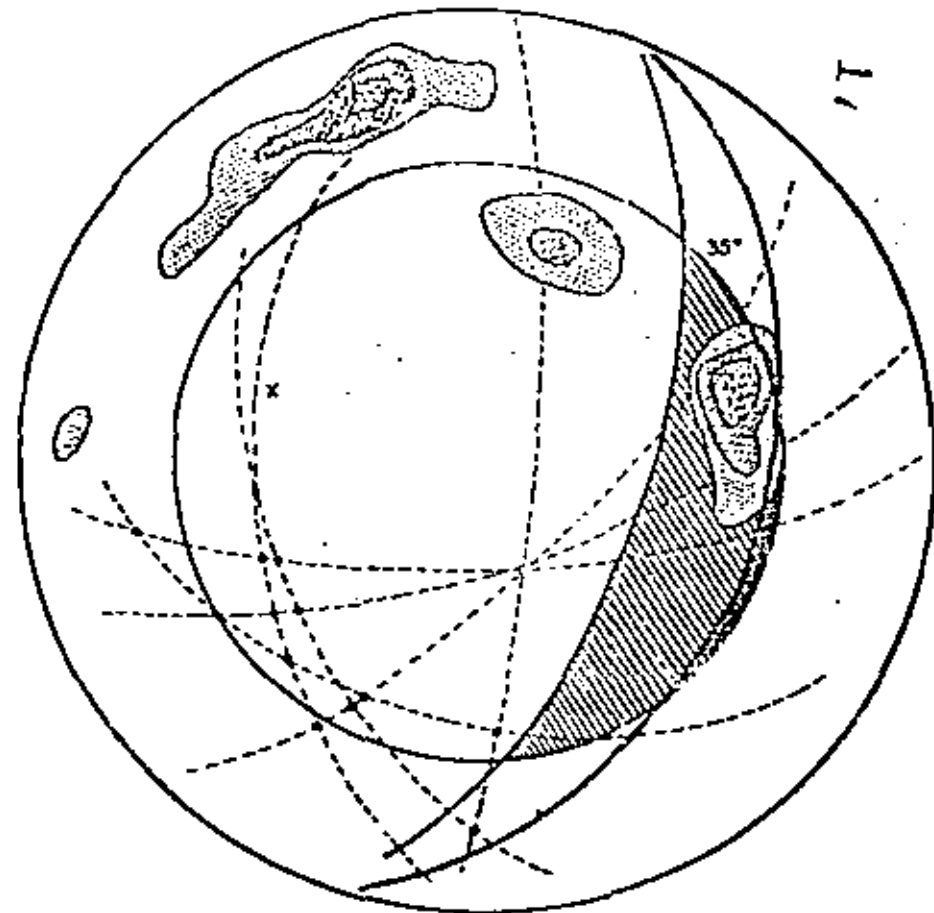
En este caso también, la mala calidad de caliche no permite estabilizarlo con anclas, por lo cual se recomienda no incrementar su inclinación arriba de 60° .

CARA 3.- Al parecer el talud a 60° parece ser el más pronunciado que se puede llevar con un mínimo de problemas. Un talud más inclinado ocasionaría tener que tratar con cuñas tridimensionales inestables y vigilar la generación de una falla de tipo bidimensional que abarcara una buena porción del talud.

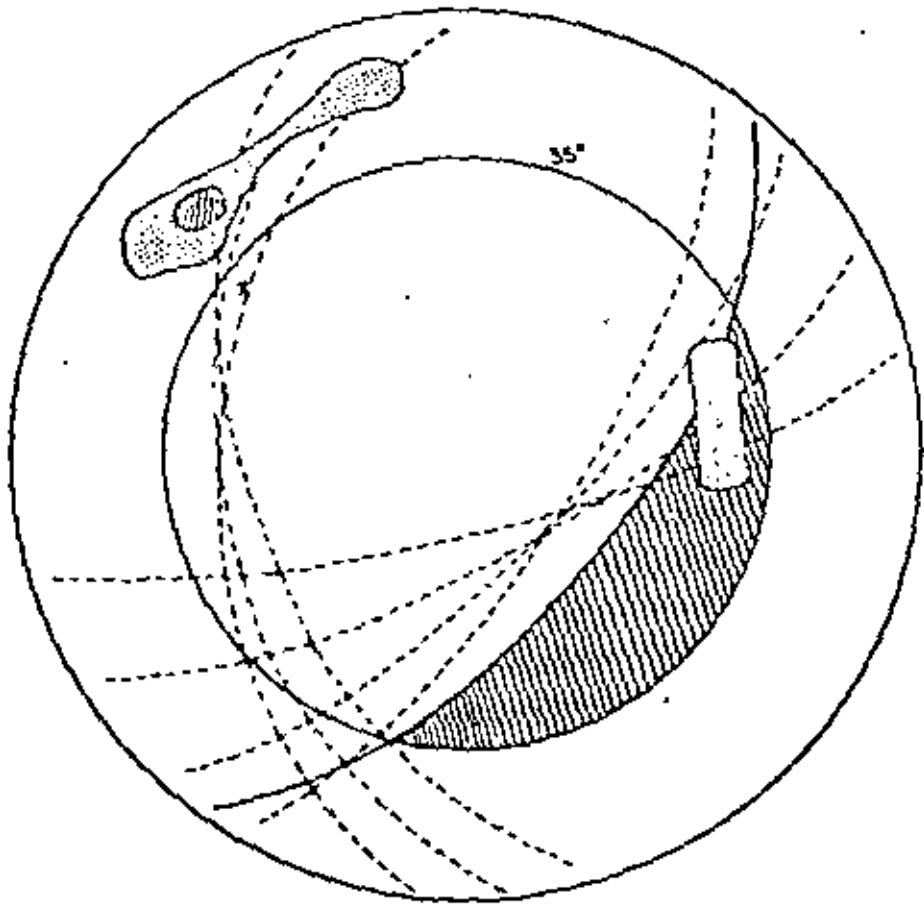
CARA 4.- Un talud a 60° será el mismo recomendable para esta cara con pequeños problemas de estabilidad de cuñas tridimensionales. Un talud más inclinado podría conducir a una falla de tipo bidimensional de importancia.

CARA 5.- Para este talud se recomienda excavar el caliche a 45° . El resto del material podría llegar a excavarse a 60° teniendo que estabilizar algunas cuñas tridimensionales mediante anclas y drenes. Un talud más pronunciado conduciría a una falla de tipo bidimensional.

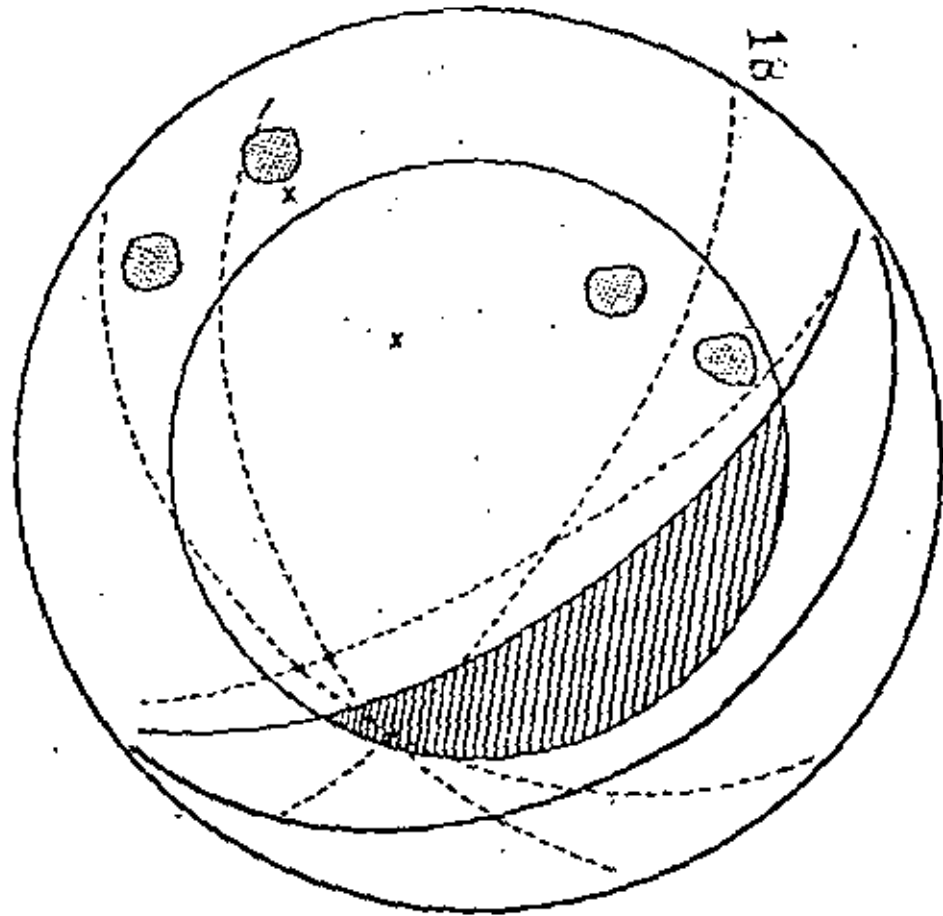
CARA 6.- Se recomienda excavar este talud a 40° y evitar de este modo la formación de cuñas tridimensionales inestables - (al igual que una falla bidimensional).



ESTEREOGRAMA DE LA CARRA 3.
FIG. 15.53.

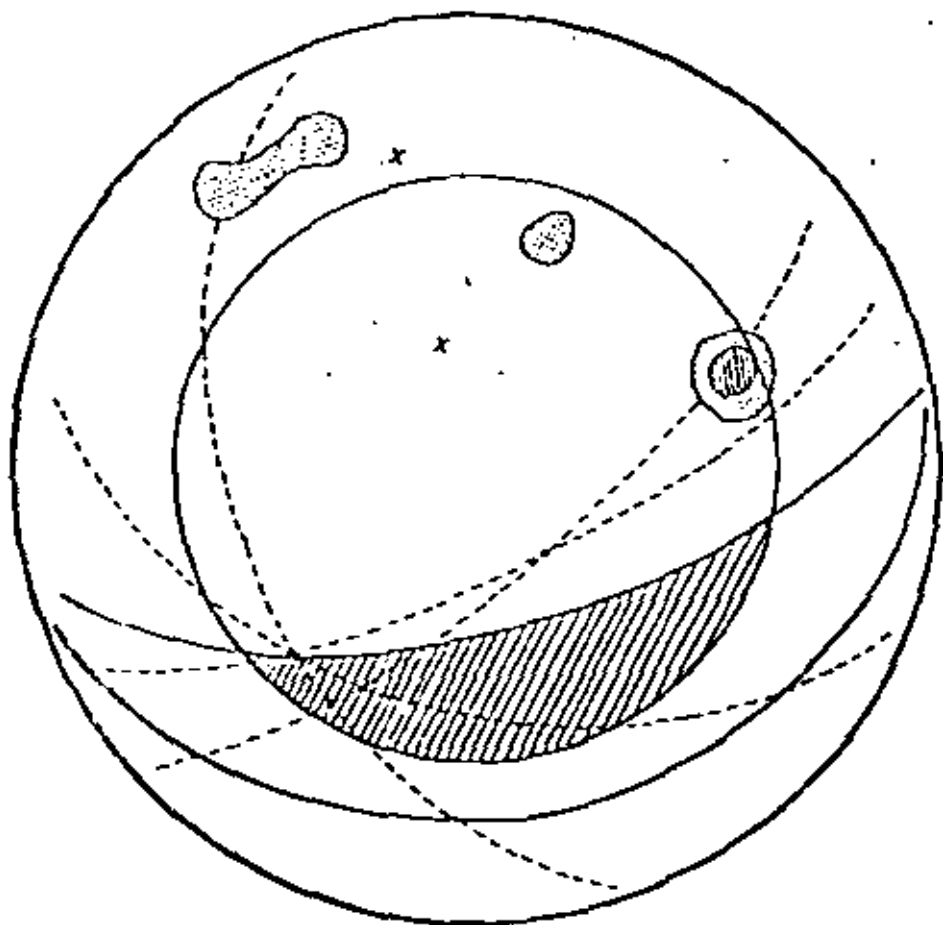


ESTEREOGRAMA DE LA CARRA 4.
FIG. 15.63.



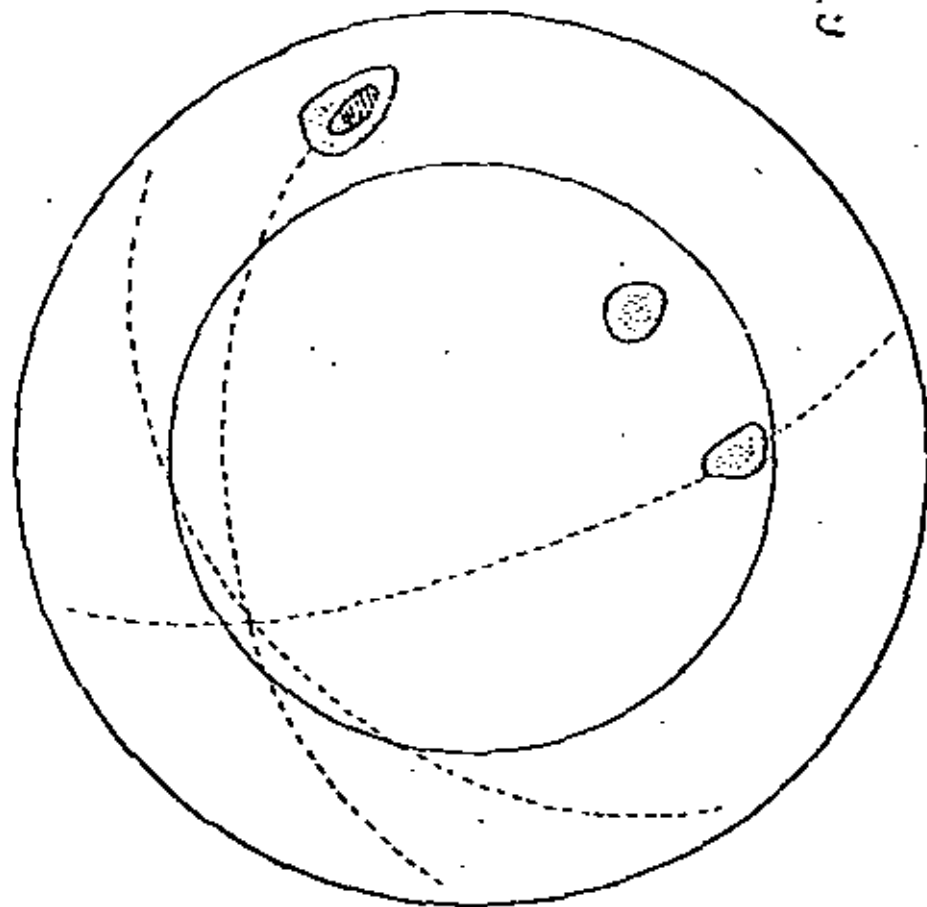
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 5

Fig. (5-7)



ESTEREOGRAMA DE LA CARA 6

Fig. (5-8)



CARA 7.- Se recomienda seleccionar un talud comprendido entre 65° y 80° . La dirección de las fracturas en esta zona del talud podrían conducir a una falla por volteo de bloques, lo cual requerirá de una revisión cuidadosa de la pared durante la excavación de la misma.

CARA 8.- Al parecer el talud resiste los 80° de inclinación. Sin embargo, habrá que tener cuidado con el volteo de bloques.

CARA 9.- Este talud podría llegar a excavarse a 80° , con pocos problemas locales. Habrá que cuidar la inestabilidad por volteo de bloques.

CARA 10.- Podría intentarse empezar a excavar esta cara a 60° , que aparentemente no es cruzada por ninguna fractura importante. Sin embargo podría llegar a presentarse fracturamiento secundario que obligaría a modificar la inclinación de este talud.

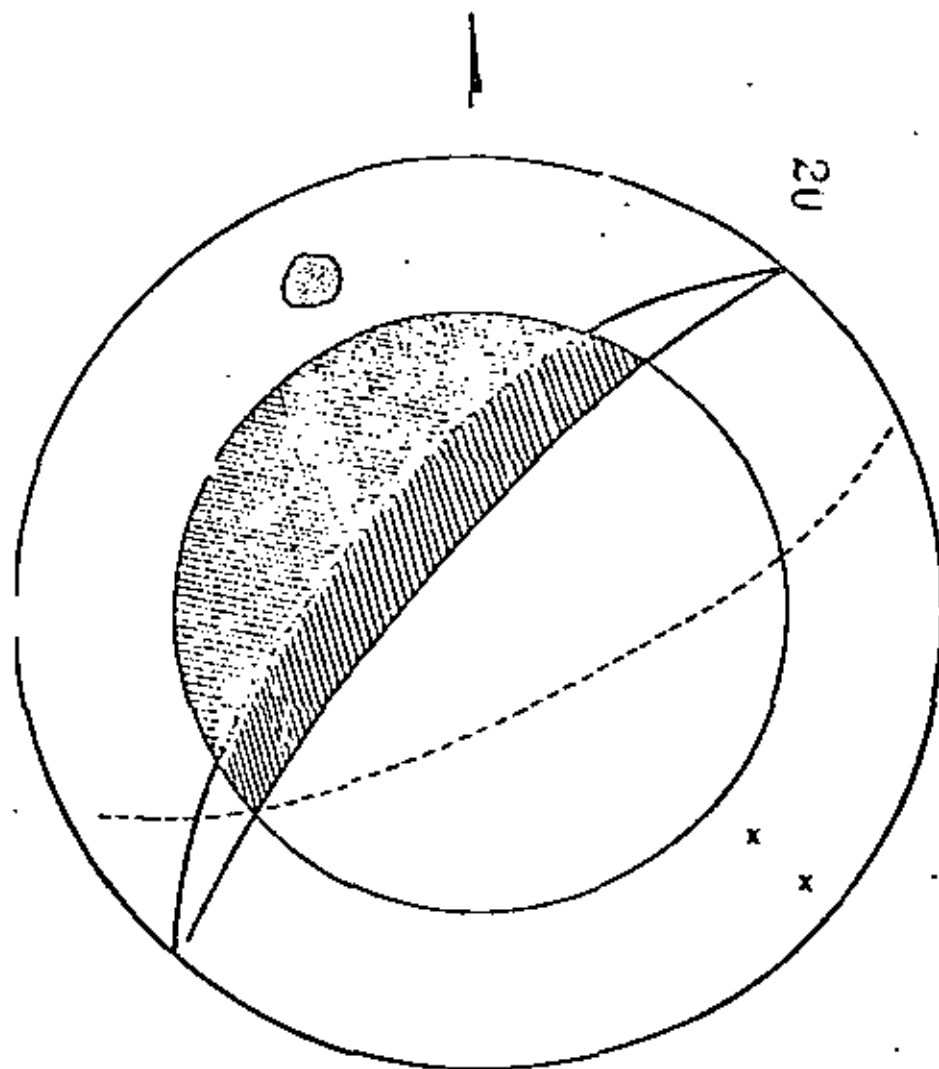
CARA 11.- Valdría la pena intentar un talud a 80° y en caso necesario anclar y drenar alguna cuña que pudiera llegar a presentarse. La posición de las fracturas que cortan el cuerpo del talud podrían provocar inestabilidad por volteo de bloques.

CARA 12.- Se estima razonable proponer un talud a 80° , y en caso necesario estabilizarlo. Este último aspecto sería local y no muy caro.

CARA 13.- Este talud puede excavarse a 80° sin gran riesgo de que se formen cuñas inestables. Sin embargo, deberá cuidarse de cerca la formación de un sistema de falla por volteo de bloques.

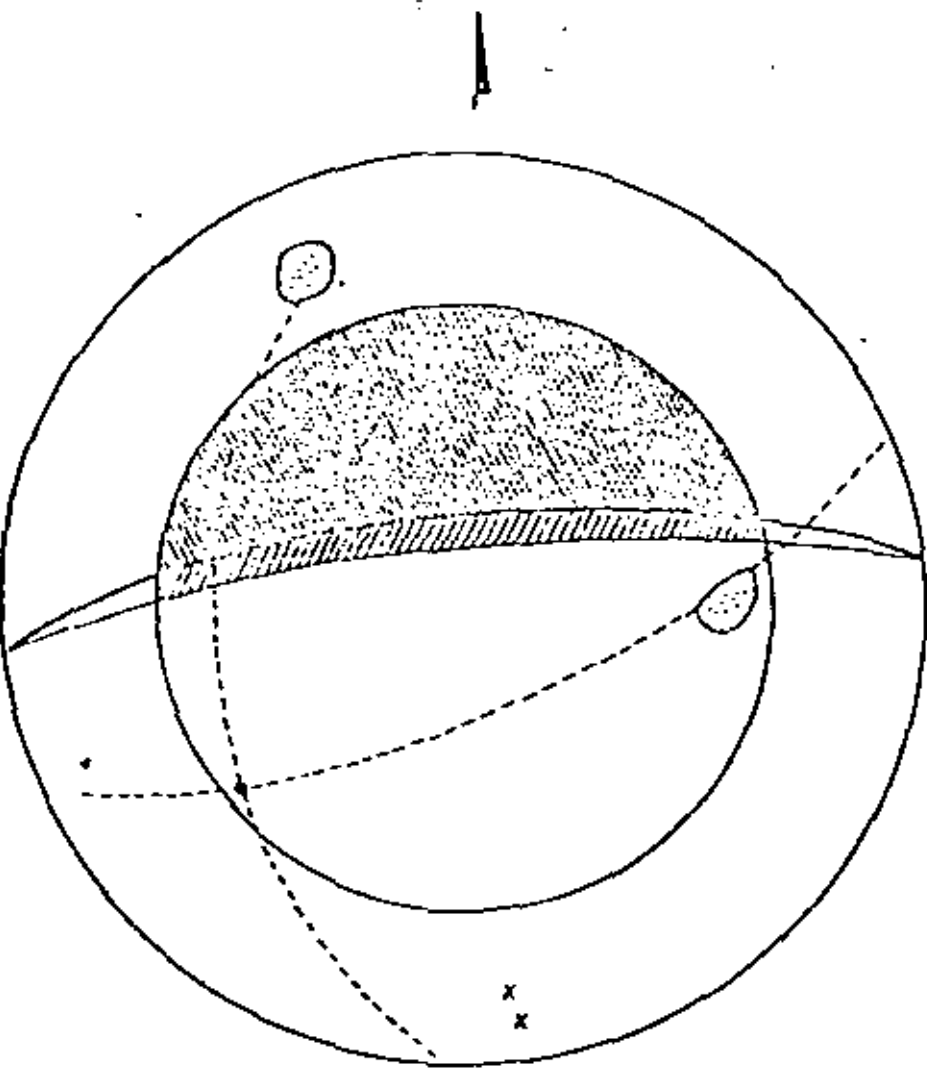
CARA 14.- Al parecer este talud puede excavarse sin problemas a 60° , cuidando únicamente la falla por volteo de bloques. No se recomienda un ángulo mayor, ya que esta pared se haya muy cercana a una zona muy fracturada, que en un momento dado podría dar lugar a cuñas inestables muy difíciles de estabilizar. Si se desea aumentar el ángulo del talud habrá que llevar un mapo geológico muy cuidadoso.

ESTEREOGRAMA DE LA CARA 7
Fig. (5.9)



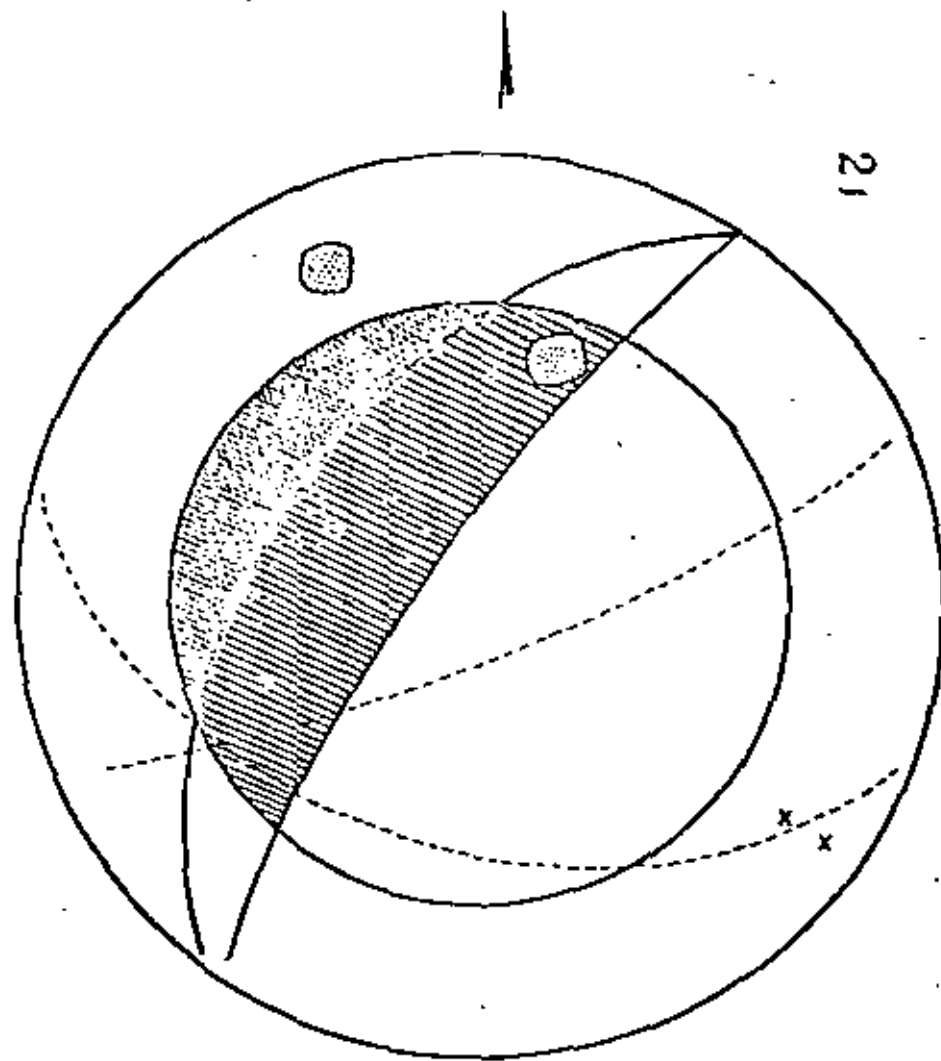
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 6

Fig. 15.101.

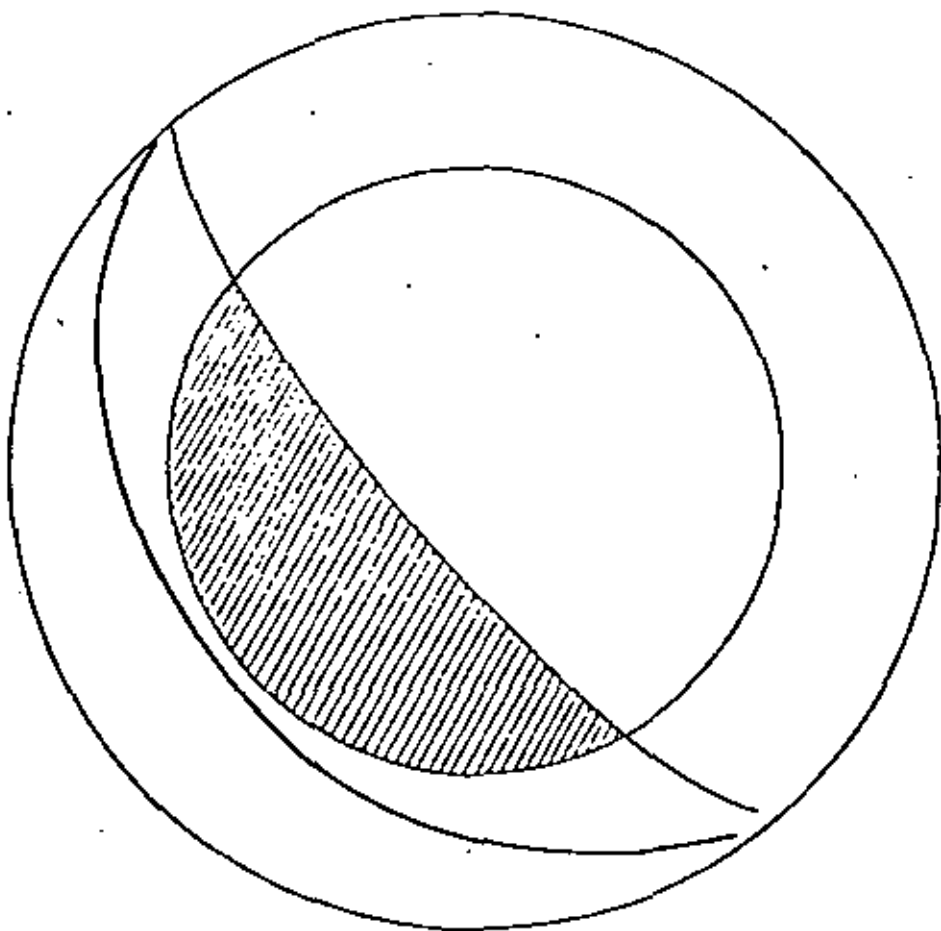


ESTEREOGRAMA DE LA CARA 9

Fig. 15.111

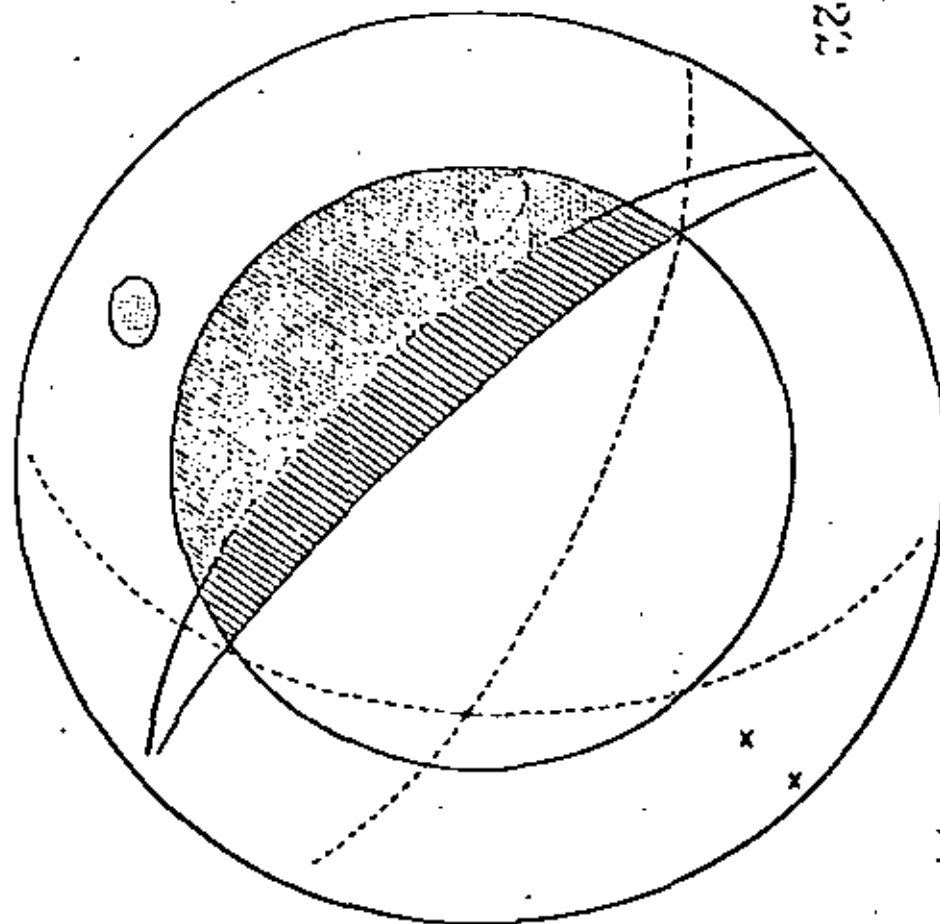


ESTEREOGRAMA DE LA CARA 10
Fig. 15.12)



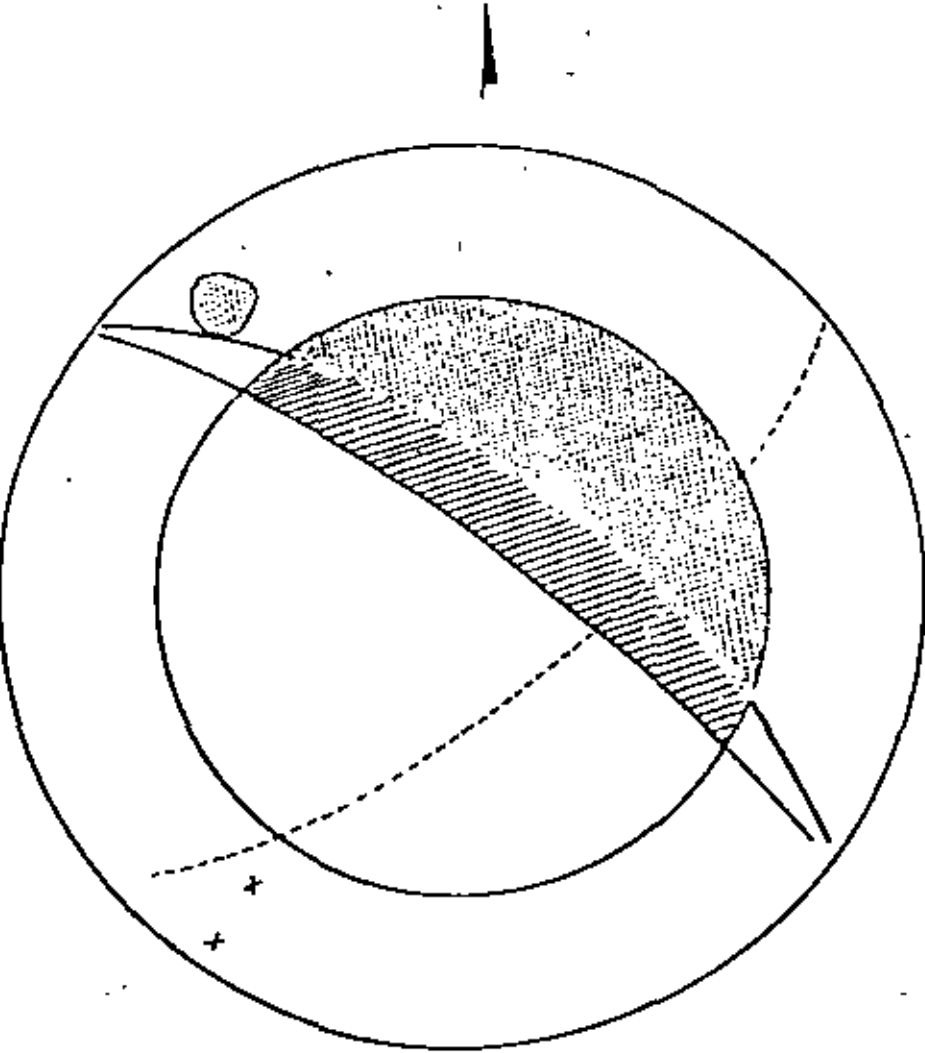
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 11.

Fig. (5.13)



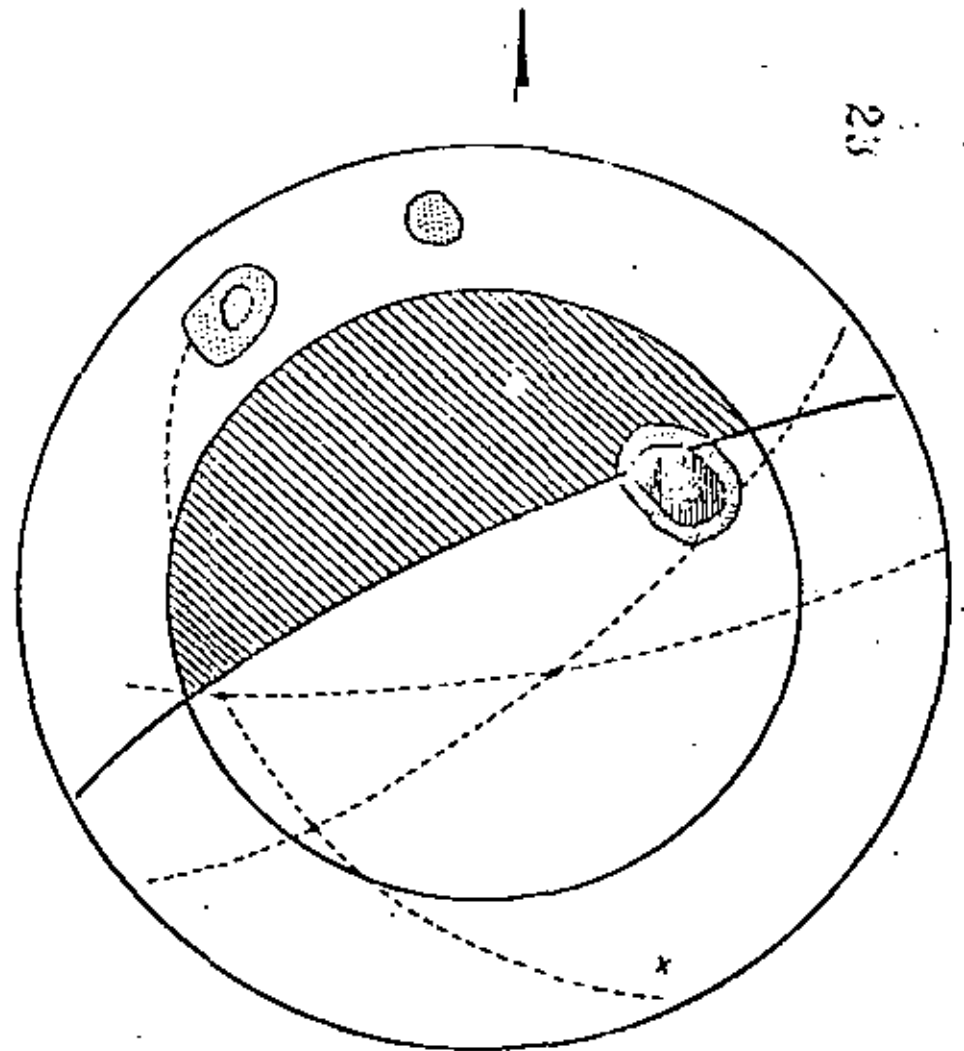
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 12.

Fig. (5.14)

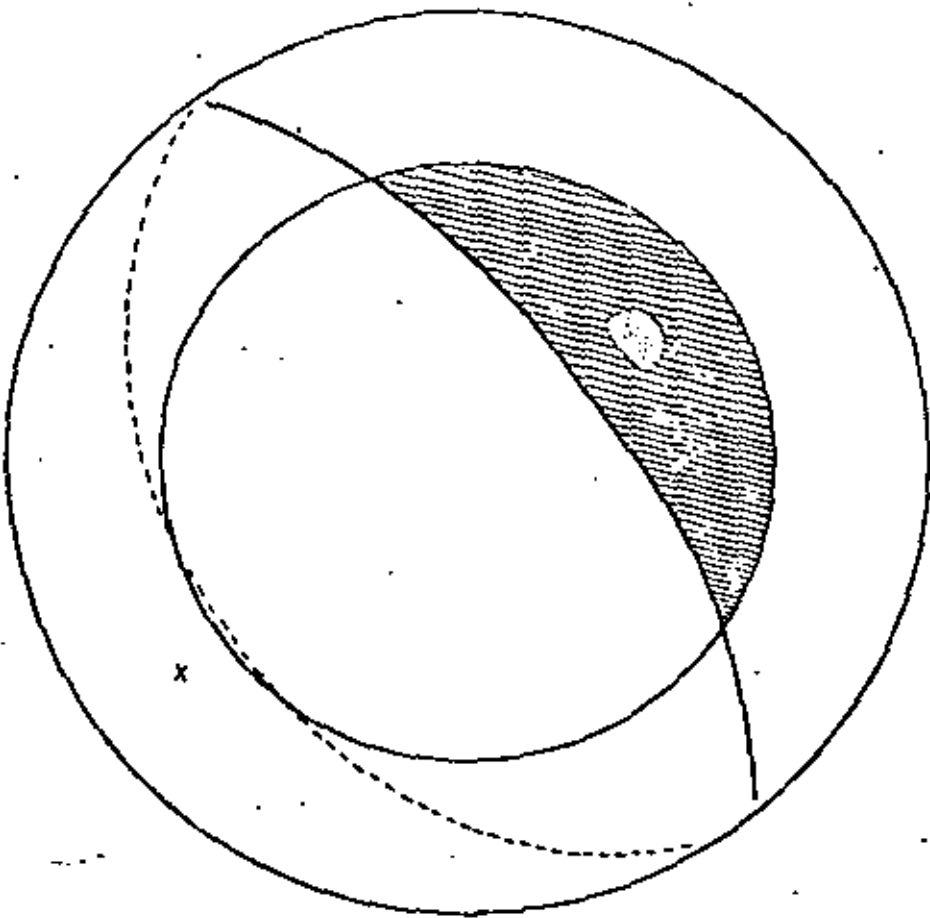


ESTEREOGRAMA DE LA CARA 13.

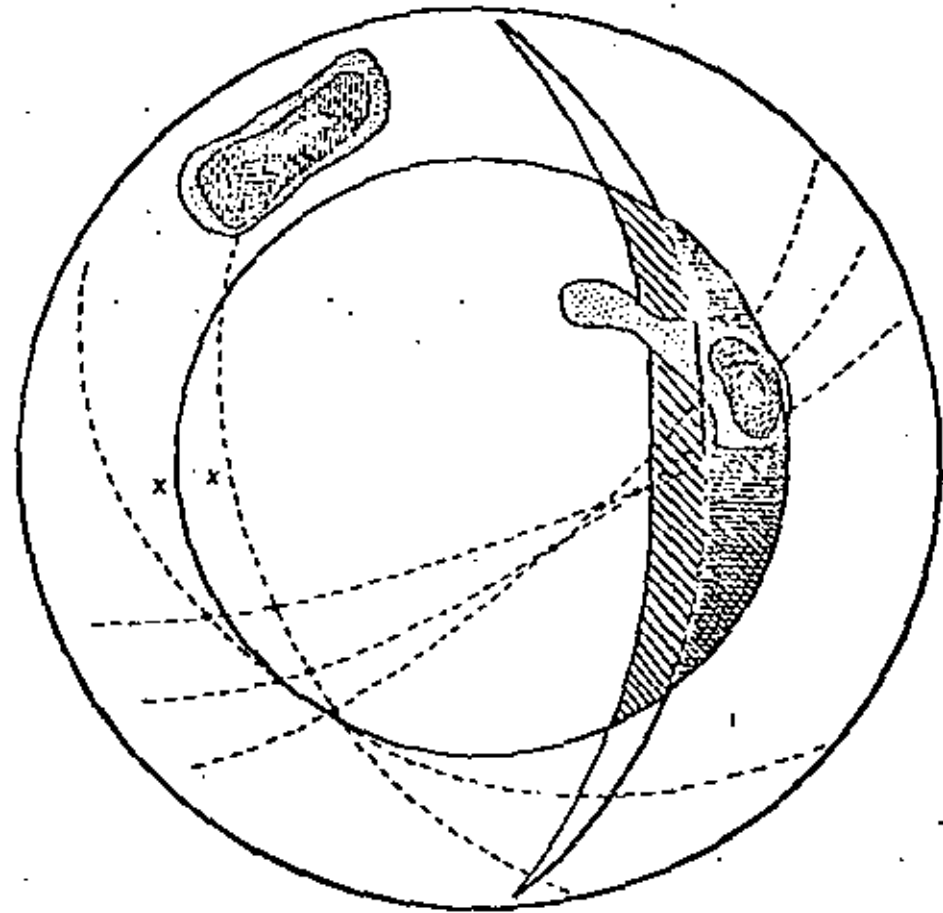
Fig. (5.15)



ESTEREOGRAMA DE LA CARA 14.
Fig. (5.16)



ESTEREOGRAMA DE LA CARA 15
Fig. (5.17)



CARA 15.- Este talud puede llevarse hasta 60° y en caso dado anclar y drenar para asegurar algunas cuñas que se presenten. Un talud más empinado daría serios problemas. Es conveniente cuidar el volteo de bloques.

NOTAS ACLARATORIAS:- Los ángulos mencionados en este subcapítulo deberán ser medidos con la horizontal. Además, deberá llevarse un mapeo cuidadoso de los taludes de modo de poder afinar los cálculos, ya que la cantidad de información con que se cuenta - al momento es bastante modesta y basada en observaciones de carácter general.

3.2 - Análisis de falla circular.

Las características que presenta el caliche que forma parte del Tajo I, hacen pensar que en este material pueda presentarse una falla de tipo circular de las conocidas en Mecánica de suelos.

Para llevar a cabo este análisis en la masa de caliche, se hicieron las siguientes hipótesis.

a).- El material es homogéneo.

b).- El esfuerzo cortante del material se caracteriza por una cohesión C y un ángulo de fricción β , que vienen relacionados por la ecuación

$$C = c \cdot U \cdot \tan(\beta - i)$$

c).- Se asumirá una superficie de falla circular que pasa por el pie del talud (Terzaghi, en su libro Theoretical Soil Mechanics, demuestra que asumir una falla de pie para este análisis, conduce al menor factor de seguridad para $\beta > 3^\circ$).

d).- Se supondrá una grieta de tensión vertical en la parte superior o en la cara anterior del talud.

e).- La localización de la grieta de tensión y de la superficie de falla se hará de tal modo que el factor de seguridad sea el mínimo para la geometría del corte y las condiciones de flujo de agua consideradas.

f).- Se supondrá que la carga normal se encuentra concentrada en un punto singular de la superficie de falla.

En la tabla (3.2.1.) que se presenta a continuación se estudió la relación entre el ángulo del talud, las condiciones de agua, la altura del corte y el factor de seguridad;

además de la sobrecarga que puede llegarse a tener en la cresta del mismo.

23
TABLA 3.1.
FACTORES DE SEGURIDAD PARA DIVERSAS CONDICIONES DE AGUA Y ALTURA DE LAS MISMAS.




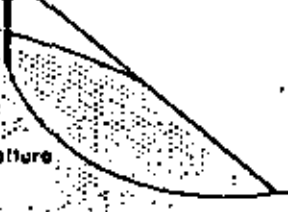
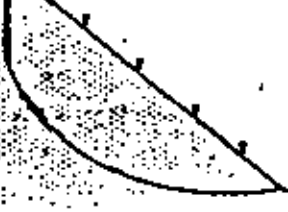
Cara y ángulo del talud.	condiciones de agua.	C		F.S.	
		M	Y H tonf		
1 55°	1	10	12.16	0.20	5.0
		15	8.10	0.20	3.3
		20	6.08	0.20	2.5
	2	10	12.16	0.21	4.8
		15	8.10	0.20	3.3
		20	6.08	0.20	2.5
2 60°	2	15	8.10	0.21	3.2
		20	6.08	0.21	2.4
		25	4.86	0.21	1.9
	3	15	8.10	0.216	3.0
		20	6.08	0.214	2.3
		25	4.86	0.213	1.8
3 60°	1	10	12.16	0.215	4.65
		15	8.10	0.213	3.13
		20	6.08	0.21	2.38
	2	10	12.16	0.22	6.54
		15	8.10	0.21	3.17
		20	6.08	0.21	2.38
4 60°	2	15	8.10	0.21	3.17
		20	6.08	0.21	2.38
		25	4.86	0.21	1.90
	3	15	8.10	0.216	3.08
		20	6.08	0.214	2.34
		25	4.86	0.213	1.88

20

salud.	agua	N	YHlong	YHF	P.E.
5 45°	1	15	8.10	0.18	3.70
		20	6.08	0.177	2.82
		25	4.86	0.175	2.28
	2	15	8.10	0.18	3.70
		20	6.08	0.178	2.80
		25	4.86	0.175	2.28
6 40°	2	30	4.05	0.17	1.96
		35	3.47	0.16	1.76
		40	3.04	0.158	1.58
	3	30	4.05	0.17	1.96
		35	3.47	0.166	1.72
		40	3.04	0.164	1.52
7 40°	2	30	4.05	0.17	1.96
		35	3.47	0.16	1.72
		40	3.04	0.158	1.52
	3	30	4.05	0.17	1.96
		35	3.47	0.166	1.72
		40	3.04	0.164	1.52
8 50°	2	25	4.86	0.192	2.0
		30	4.05	0.186	1.77
		35	3.47	0.18	1.59
	3	25	4.86	0.192	2.08
		30	4.05	0.19	1.75
		35	3.47	0.18	1.59
9 30°	2	40	3.04	0.149	1.68
	3	40	3.04	0.15	1.67
10 30°	2	40	3.04	0.149	1.68
	3	40	3.04	0.15	1.67
11 y 12 80°	1	20	6.08	0.203	1.77
	2	20	6.08	0.284	1.76

Car y En Condi
gulo del nes de
talud. agua

salud.	agua	N	YHlong	YHF	P.E.
14 66°	1	15	8.10	0.245	2.72
		20	6.08	0.24	2.08
		25	4.86	0.24	1.66
	2	15	8.10	0.245	2.72
		20	6.08	0.242	2.066
		25	4.86	0.241	1.66
15 60°	1	15	8.10	0.213	3.13
		20	6.08	0.212	2.36
		25	4.86	0.21	1.90
	2	15	8.10	0.215	3.10
		20	6.08	0.213	2.35
		25	4.86	0.21	1.90

CONDICIONES DE FLUJO DE AGUA	NUMERO
 <p data-bbox="94 287 304 317">Talud bien drenado</p>	1
 <p data-bbox="94 536 493 589">Superficie del agua 8 veces la altura del talud atrás del pie</p>	2
 <p data-bbox="94 778 493 831">Superficie del agua 4 veces la altura del talud atrás del pie</p>	3
 <p data-bbox="94 1028 493 1081">Superficie del agua 2 veces la altura del talud atrás del pie</p>	4
 <p data-bbox="94 1277 346 1330">Talud saturado sujeto a recarga superficial</p>	5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

La información discutida hasta el momento, permite concluir que para llegar al manto de carbón en el Tajo I habrá necesidad de efectuar una serie de cortes en el terreno natural con profundidades comprendidas entre 15 y 40 m.; y la mayoría del tiempo bajo nivel freático.

Las excavaciones se llevarán a cabo a través de una secuencia de caliches y conglomerados, de las Eras Cuaternaria y Terciaria, así como de areniscas, lutitas y limolitas de la formación Olmos perteneciente al Cretácico Superior.

La masa rocosa se encuentra surcada por una serie de singularidades estructurales, dentro de las cuales se pueden distinguir dos familias dominantes. La primera con rumbo comprendidos entre 10° y 30° al NW, con buzamientos del orden de 45° al NE, y la segunda presenta un rumbo variable entre 30° y 70° al NE con buzamientos de 70° al NW aproximadamente.

Sin embargo, para fines de estabilidad de taludes, se descompusieron estas familias en 8 direcciones, como se muestra al inicio del capítulo 5, de forma de poder analizar más detalladamente la formación de bloques inestables.

Ya que aún no se han realizado pruebas en los materiales específicos del Tajo I, se utilizaron los parámetros obtenidos por C.F.E., en la Mina de Río Escondido, y por nuestra empresa en Mina II, para tener una primera idea de la inclinación que habrá que dar a los cortes. Esta información se complementó con la observación de algunos pequeños deslizamientos que ya han ocurrido en el interior del Tajo I. En el capítulo 10.3 puede consultarse la información mencionada.

Para realizar el estudio de la estabilidad de los taludes, se dividió el estudio en dos grandes partes.

La primera de ellas concerniente con los cortes que se iban a efectuar en el interior del Tajo, y por tanto de carácter provisional; y la segunda haciendo referencia a los taludes de la periferia del Tajo, y que debían ser lo más pronunciados posible, desde el punto de vista económico.

Al comenzar a elaborar los estereogramas respectivos de las 15 caras en que fué dividido el perímetro de la excavación, así como un estereograma del conjunto, se vió que existía la probabilidad de que se presentaran los siguientes mecanismos de falla.

- a).- Falla a través de cuñas bidimensionales.
- b).- Falla a través de cuñas tridimensionales.
- c).- Volteo de bloques.
- d).- Falla a través de una superficie circular en el cuerpo del caliche.

Por supuesto, no todos los mecanismos se presentaron en cada uno de los cortes, sino más bien fueron combinaciones de ellos. En los capítulos 4 y 5 se mencionan los mecanismos de falla para cada una de las caras al igual que en el plano del Anexo III.

En lo concerniente a la inclinación de los taludes para los cortes internos, y que podrán llevar cualquier dirección, se delimitó dentro del estereograma general una zona de inestabilidad que no debería ser cruzada por la traza de ninguno de ellos. De esta forma se presentó en la Fig. (5.2) el ángulo de cada talud en función de la dirección normal a la cara del talud y orientada hacia la excavación. De este modo, un talud excavado con dirección Oeste-Este con buzamiento hacia el sur, deberá tener una inclinación de 10° . Estos resultados también aparecen en el plano del Anexo VI.

Para las 15 caras perimetrales se estudió a detalle los posibles mecanismos de falla en cada una de ellas, y su relación con el ángulo de corte, la altura del talud, el tipo de material, la configuración de las discontinuidades, las propiedades mecánicas de los suelos y rocas, así como las condiciones de agua en cada una de ellas, llegando a los siguientes resultados.

TABLA 6.1

INCLINACIONES RECOMENDADAS PARA LOS
TALUDES PERIMETRALES.

Cara	Inclinación del corte.	Observaciones.
1	30° en el caliche, 35° en el resto del talud.	Sobrecarga máxima de 20 T/m ²
2	60°	Sobrecarga máxima de 20 T/m ²
3	60°	Sobrecarga máxima de 20 T/m ²
4	60°	Sobrecarga máxima de 20 T/m ²
5	45° en el caliche 60° en el resto del talud.	Sobrecarga máxima de 20 t/m ²
6	40°	Sin sobrecarga.
7	40° en el caliche 65° en el resto del talud.	Sin sobrecarga. Habrá que cuidar la falla por volteo de bloques.
8	50° en el caliche. 80° en el resto del talud.	Sin sobrecarga. Habrá que cuidar la falla por volteo de bloques.
9	30° en el caliche. 80° en el resto del talud.	Sin sobrecarga. Habrá que cuidar la falla por volteo de bloques.
10	30° en el caliche. 80° en el resto del talud.	Sin sobrecarga.
11	80°	Sin sobrecarga. Habrá que cuidar el volteo de bloques.
12	80°	Sin sobrecarga. Cuidar el volteo de bloques.

Cara.	Inclinación del corte.	Observaciones.
13	80°	Sin sobrecarga. Habrá que cuidar el volteo de bloques.
14	55°	Sobrecarga máxima de 10 T/m ² . Cuidar el volteo de bloques.
15	60°	Sobrecarga máxima de 10 T/m ² . Cuidar el volteo de bloques.

Las inclinaciones recomendadas deberán medirse con respecto a la horizontal.

Como complemento a esta tabla, pueden hacerse las siguientes recomendaciones:

- 1.- Deberá llevarse un mapa geológico de detalle en todas las paredes del tajo, de manera de poder correlacionar las fracturas que cruzan el mismo y de este modo afinar los cálculos que se hicieron para la estabilidad de taludes y para el flujo de agua.
- 2.- Será necesario obtener muestras cúbicas inalteradas de los distintos materiales, así como al yuhos que contengan fracturas para realizar pruebas de corte directo y triaxiales.
- 3.- Resultaría conveniente realizar un barrenos en cada una de las 15 caras, obteniendo muestreo continuo desde la superficie y hasta la base del carbón, utilizando algunas de las técnicas de orientación de testigos. Además, se recomienda la utilización del barril de triple tubo para obtener una buena calidad del muestreo. Debe recordarse que la mayoría de la información que se tiene del tajo se obtuvo de barrenos perforados con broca tricónica y que en algunas caras se encontraron espesores demasiado grandes de caliche, lo que originó abatir fuertemente la inclinación de los taludes, como es el caso de las caras 9 y 10.

4.- Será conveniente evitar en lo posible dejar caras convexas dentro de la excavación, ya que esto produce la relajación de la roca con la consiguiente pérdida del esfuerzo normal y la reducción del factor de seguridad.

50 5.- Se recomienda llevar alguna técnica de control de voladuras en las cercanías de los talúdes, como podrían ser el precorte o el smooth blasting cuyo mayor beneficio es que reducen el mantenimiento, y sobre-todo el riesgo de caída de bloques de roca desde la cara del talud.

Sobre este renglón, cabe mencionar que no deberá usarse precorte en rocas muy fracturadas.

A continuación se presenta una tabla que podría servir como una primer guía para el diámetro de los barrenos, el diámetro de la carga, la carga específica, la piedra y el espaciamiento de los barrenos.

DIMENSIONES RECOMENDADAS PARA
SMOOTH BLASTING Y PRECORTE.

Diámetro del barrano.	Diámetro de la carga.	Carga específica.	Smooth Blasting		Precorte	
			Espaciamiento	Piedra	Espaciamiento	E
mm.	mm.	Kg/m	m.	m.	m.	
30	11	0.07	0.5	0.7	0.25	0.3
37	17	0.12	0.6	0.9	0.30	0.5
44	17	0.17	0.6	0.9	0.30	0.5
51	22	0.25	0.8	1.1	0.45	0.75
62	22	0.35	1.0	1.3	0.55	0.8
75	25	0.50	1.2	1.6	0.6	0.9
87	25	0.70	1.4	1.9	0.7	1.0
100	29	0.90	1.6	2.1	0.8	1.2
125	40	1.40	2.0	2.7	1.0	1.5
150	50	2.00	2.4	3.2	1.2	1.8
200	52	3.00	3.0	4.0	1.5	2.1

EL USO DE METODOS DE PROYECCION HEMISFERICA INCLINADA
PARA LA DETERMINACION DE VIABILIDAD CINEMATICA, DI-
RECCION DE DESLIZAMIENTO Y VOLUMEN DE BLOQUES DE ROCA

INTRODUCCION

La estabilidad de una masa de roca discontinua, expuesta en un talud o una excavación subterránea está, en muchos casos, controlada por la orientación, geometría y resistencia de las discontinuidades de la masa rocosa.

La evaluación de la estabilidad, el diseño de la geometría de la excavación y la especificación de medios para el refuerzo o soporte de dicha masa rocosa, descansan en los tres pasos siguientes:

1. Identificación de las características más relevantes de las discontinuidades de la masa rocosa.
2. Evaluación de que las discontinuidades pueden definir bloques que se vuelven inestables de acuerdo a mecánicas postuladas.
3. Determinación de la estabilidad de bloques potencialmente inestables, diseño de medios de refuerzo o soporte apropiados, y si es posible modificación de la geometría y secuencia de la excavación.

En la mayoría de los casos la forma de controlar el terreno se irá modificando según se vaya mejorando la información sobre las condiciones del terreno y el comportamiento de los medios de refuerzo o soporte.

El éxito en el primero de los pasos anteriores depende de la aplicación de un procedimiento eficiente y sin tendencias para muestras las características de las discontinuidades. Los procedimientos al respecto se han descrito por la comisión sobre estandarización de pruebas de laboratorio y de campo, perteneciente a la Sociedad Internacional para Mecánica de Rocas. (1)

En la mayoría de los casos, las características más importantes son:

- Orientación
- Tamaño
- Geometría de la superficie
- Presión del Agua
- Resistencia (2)

Si estas características se miden en barrenos o una cara expuesta distantes de la masa considerada, es necesario evaluar hasta que grado los valores medidos reflejan los que corresponden a los que hay en la masa rocosa por analizarse.

La extrapolación de datos de áreas conocidas hacia áreas desconocidas requiere necesariamente de un procedimiento estadístico, similar a la descrito por Piteau (3) o Davis (4).

Los problemas de muestreo y extrapolación de características de las discontinuidades, no será tratado en este tema; pero simplificar se supondrá que las características de las discon-

tividades medidas en una parte de la masa rocosa serán aplicables a través de toda la zona de interés.

Con esta suposición, es razonable adoptar un enfoque conservador respecto de la ocurrencia de las discontinuidades en obras subterráneas, basando la geometría de la excavación y el diseño de medios de refuerzo y soporte con la idea de que las discontinuidades ocurrirán en lugares que producen los bloques de mayor volumen y menor estabilidad. Este método se ha denominado de "Discontinuidad desplazable" por Carthey (5).

El segundo de los tres pasos consiste en examinar la orientación y geometría de las discontinuidades más frecuentes y extensas, para evaluar si estas definen bloques que pueden ser inestables de acuerdo a unas condiciones dadas.

En este caso solo consideraremos dos situaciones de inestabilidad: la caída o el deslizamiento de bloques rígidos. Hay situaciones más complejas como la rotación, el volcamiento, la deformación y fractura de roca intacta que en este caso se apartan del objetivo de este trabajo.

Aunque algunos bloques pueden identificarse como potencialmente inestables, no serán necesariamente inestables, en tanto que se consideren las fuerzas que actúan en cada block. En razón de esto, a esos bloques se les denomina en ocasiones bloques cinemáticamente viables.

Para evaluar la estabilidad de dichos bloques, es importante determinar:

a).- La dirección en la que el bloque deslizaría o caería, si fuera inestable.

b).- En que plano, o planos se deslizará el bloque.

c).- El volumen del bloque.

• lo cual se enfoca este trabajo.

Las propiedades cinemáticas y geométricas de bloques potencialmente inestables pueden, para muchos casos simples, determinarse con precisión suficiente usando los métodos convencionales de proyección hemisférica inferior o superior, habiéndose descrito -- por Panet (6), Goodman (7), Hocking (8) y Cruden (9). Una desventaja de la aplicación de esos métodos sobre convencionales, consiste en que a veces es difícil visualizar la relación entre la información y la geometría de los bloques que son viables cinemáticamente para una cara inclinada dada, llevando a la adopción de criterios de prueba cinemática que, no obstante dar un resultado correcto, eviten una comprensión fácil del problema. Entonces los métodos -- convencionales están enfocados a casos relativamente simples, mientras que el método que vamos a describir, con ligeras modificaciones, elimina los inconvenientes antes mencionados.

El paso tercero y final antes enunciado supone el uso de la información producida en los pasos uno y dos para determinar la estabilidad y diseñar el soporte o refuerzo. Se han descrito en otras publicaciones los procedimientos analíticos apropiados (10) -- por lo que no los consideramos en este trabajo.

PRINCIPIOS BASICOS

La orientación de discontinuidades planes, de una masa rocosa puede medirse en superficies o en barrenos.

En la figura 1 se muestran algunos de los elementos descriptivos de las discontinuidades planes que son:

INCLINACION. Ángulo vertical medido en sentido descendente entre la horizontal y una línea o un plano, también llamado inclinación, y en lengua inglesa "Plunge".

BUZAMIENTO. Inclinación de la línea de máxima pendiente de un plano inclinado. También se le denomina echado, monteo, buzamiento real, etc.

BUZAMIENTO APARENTE. Inclinación de una línea diferente a la de máxima pendiente de un plano.

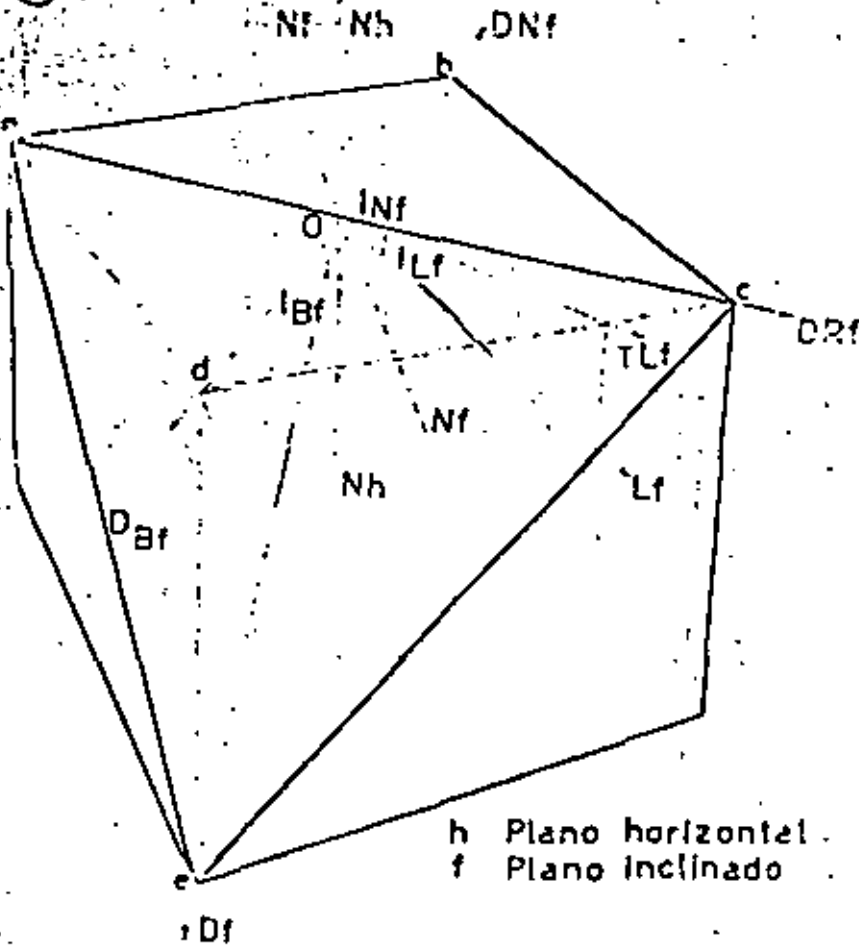
DIRECCION. El acimut o rumbo geográfico del plano vertical que contiene una línea dada, medido en dirección de la inclinación.

DIRECCION DEL PLANO. Rumbo o acimut geográfico de una línea horizontal en un plano inclinado, también llamado dirección de copa, o simplemente rumbo del plano o acimut del plano.

DIRECCION DEL BUZAMIENTO. Acimut o rumbo geográfico de la línea de máxima pendiente para un plano dado.

POLO DE UN PLANO. La línea que forma un ángulo de 90° con el plano dado.

La orientación de un plano dado puede registrarse como la 12

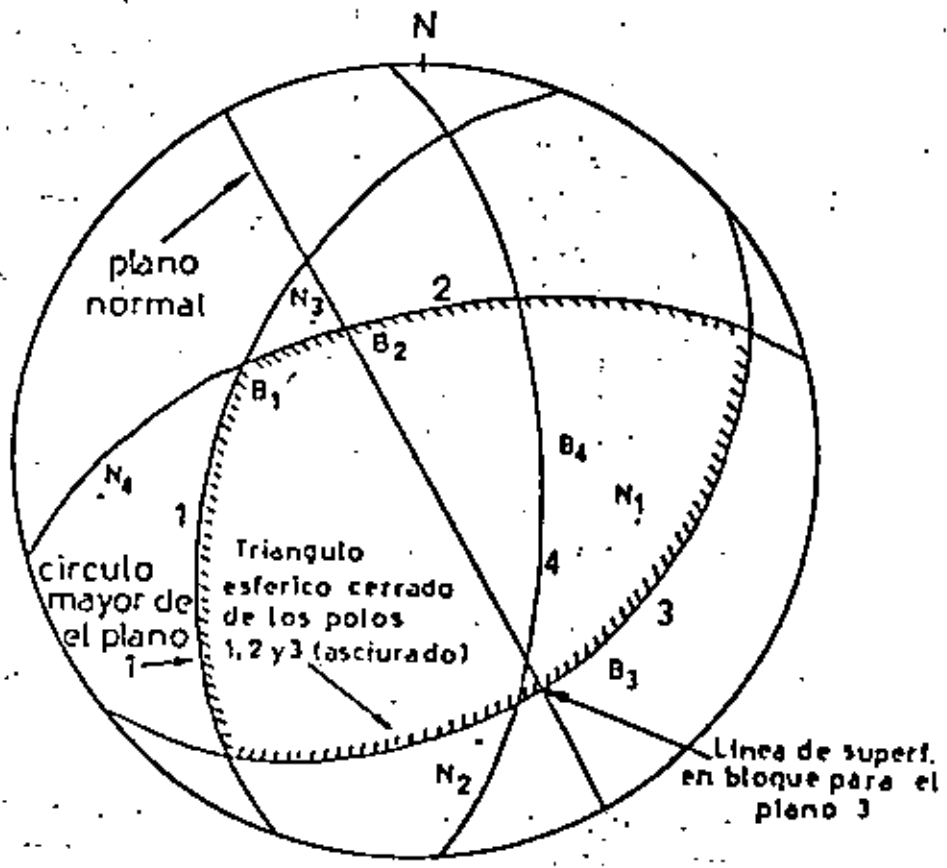


N Polo o Normal al Plano.
 B Línea de máxima Pendiente.
 L Línea cualquiera del Plano.
 R Rumbo del Plano.
 I Inclinación de una Línea
 D Dirección de la Línea.
 Ejemplo: Dirección de la Línea de máxima Pendiente del plano inclinado a.o.c.e.

Fig. 1 ILUSTRACION DE LOS TERMINOS QUE DESCRIBEN CARACTERISTICAS DE PLANOS.

Plano 1	250 / 90
Plano 2	345 / 60
Plano 3	140 / 35
Plano 4	85 / 65

Azmut / inclinacion de la linea de pendiente maxima del plano



N₁, N₂...etc. = Normales a los planos (polos)
 B₁, B₂...etc. = Lineas de pendiente maxima

Fig 3 Orientacion de cuatro planos definiendo 4 tetrahedros

si tomamos X conjuntos o un tiempo de n conjuntos totales, entonces el número de combinaciones N será:

$$N = \frac{n!}{(n-x)! x!}$$

Si en un poliedro de K caras, una de ellas es la cara expuesta por la excavación entonces $x = K-1$, o para un talud, la superficie es otra cara y $x = K-2$

Por ejemplo en el caso de un bloque tetrahédrico $K=4$, en una excavación subterránea se necesitan tres discontinuidades para definir el tetrahedro, mientras que en un talud solo se necesitan dos discontinuidades.

En la figura 3, se muestran las líneas de máxima pendiente, (B₁, B₂, B₃, B₄), los polos o normales (N₁, N₂, N₃, N₄), y los círculos mayores de cuatro conjuntos de discontinuidades, usándose una proyección hemisférica inferior de áreas iguales, la cual se empleará en las proyecciones subsiguientes.

Se asume que los planos se interseccionan entre sí, y con un techo de túnel horizontal, definiendo cuatro bloques tetrahédricos limitados por las discontinuidades (1,2,3), (1,2,4), (1,3,4) y (2,3,4).

En la figura anterior observamos que los círculos mayores de tres discontinuidades definen triángulos esféricos en la proyección y pueden usarse para determinar la forma de cada bloque.

Antes de continuar con el análisis, es necesario definir el término "Línea de Superficie": Consideremos cualquier plano, (denominado plano normal) que sea perpendicular a la cara libre de la

excavación y que pasa por el vértice del bloque.

Las líneas rectas definidas por la intersección de este plano con la superficie del bloque se denominan "líneas de superficie".

Si la línea de superficie está definida en la cara libre de la excavación, la llamaremos "línea de superficie en la cara libre"; los pares de líneas de superficie definidas en las discontinuidades que limitan el bloque se llaman "líneas de superficie en el bloque". Tres aristas del bloque representan líneas de superficie en el bloque comunes a un par de planos interseccionándose. Los términos anteriores se ilustran en la figura 2.

Para que un bloque de roca dado se pueda mover bajo los efectos de la gravedad hacia la excavación, es necesario satisfacer las siguientes condiciones cinemáticas:

1. Todas las partes de líneas de superficie en el bloque deberán ser paralelas o divergentes hacia la cara libre.
2. Cuando menos una línea de superficie en el bloque deberá ser inclinada descendente desde la horizontal hacia la cara libre.
3. Todas las líneas de superficie en el bloque deberán ir desde el vértice hasta aflorar en la cara libre.

Aunque estas condiciones pueden parecer algo triviales, en este punto pueden ayudar al lector no familiarizado con las proyecciones hemisféricas para seguir el desarrollo del análisis para bloques polihédricos expuestos en caras inclinadas. Si esas condiciones cinemáticas se satisfacen y si las fuerzas o esfuerzos desestabilizantes exceden a las resistentes, entonces asumiremos que el

bloque se deslizará a lo largo de una línea de superficie en bloque, o caerá en dirección vertical.

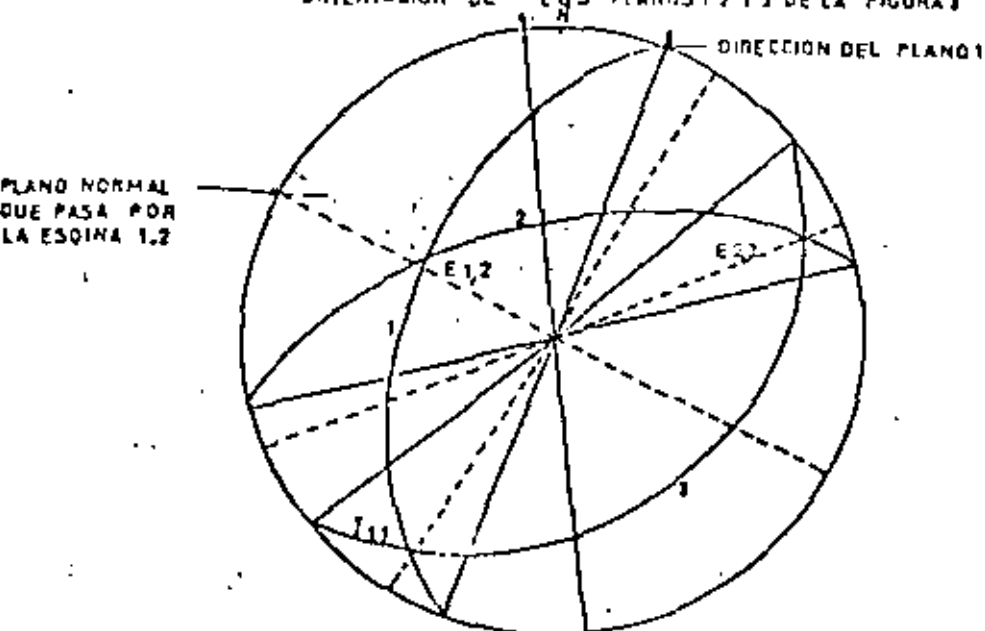
Estas tres condiciones pueden probarse en los bloques tetrahédricos mostrados en la figura 3. Ya que el plano de proyección coincide con la cara libre (horizontal en este caso), los círculos mayores que representan planos normales, son simplemente líneas rectas que atraviesan diametralmente la proyección. Las orientaciones de líneas de superficie en bloques para un tetrahedro dado se determinan trazando la intersección entre los círculos mayores de cada plano y líneas diametrales. Esto se muestra en la figura 3 para el tetrahedro definido por los planos 1, 2 y 3. El lugar geométrico de los puntos de todas las líneas de superficie en un bloque dado define el triángulo esférico para ese bloque.

Para revisar la primera condición es necesario examinar la orientación de pares de líneas de superficie para un tetrahedro dado. Por el hecho de estar empleado en nuestras proyecciones la hemisferia inferior, cuyo plano de proyección coincide con la cara libre, entonces cualquier par de líneas de superficie definidas en el perímetro de cualquier triángulo esférico cerrado llenarán el requisito de divergencia que señala esta condición. Esto puede comprobarse examinando la figura 3.

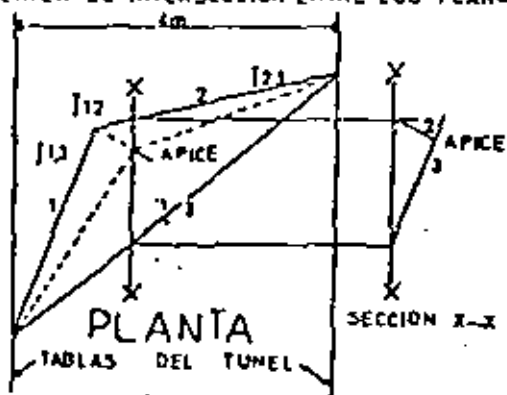
La segunda condición se cumplirá si para un tetrahedro dado hay al menos una línea de superficie en bloque que se dirige hacia abajo, con ángulo menor de 90° con la vertical. Como el centro de la proyección en la figura define la vertical, todas las líneas de superficie de los cuatro tetrahedros son descendentes.

Es claro que el uso de una proyección hemisférica cuyo plano de proyección coincide con una cara libre de orientación dada, y cuya hemisferia se extiende dentro de la excavación, asegurará que

ORIENTACION DE LOS PLANOS 1 Y 2 DE LA FIGURA 3



E 12 = LINEA DE INTERSECCION ENTRE LOS PLANOS 1 Y 2



ESQUINA DEL BLOQUE	INCLINACION EN GRADOS	LONGITUD EN PLANTA	ALTURA DEL APICE METROS
I12	50	0.48	0.55
I13	53	2.47	0.58
I23	17	2.00	0.55

ALTURA MEDIA DEL APICE 0.55m
 AREA DE LA BASE DEL BLOQUE 2.96m²
 VOLUMEN DEL BLOQUE 0.55m³

FIG 4 DETERMINACION DEL VOLUMEN DE UN BLOQUE TETRAHEDRICO

Los bloques tetrahédricos definidos por triángulos esféricos cerrados satisfacen automáticamente la primera condición y se pueden revisar fácilmente con respecto de la segunda condición.

Para revisar la tercer condición (que todas las líneas de superficie en bloques afloran en la cara libre de la excavación), asegurando que las discontinuidades se extienden una distancia suficiente dentro de la masa rocosa, se asegurará la satisfacción de esta condición al dibujar a escala la excavación y el bloque proyectados en la cara libre, aparecen las intersecciones del bloque con la cara libre aflorando en ésta. Este dibujo a escala puede usarse en seguida para, calcular el volumen del bloque.

DETERMINACION DEL VOLUMEN DE BLOQUES TETRAHEDRICOS

El método descrito en esta sección es una modificación del presentado por Brown y Haek (12).

Los planos 1, 2, y 3 previamente dibujados en la figura 3, pueden repetirse en nuestra figura 4a. Podemos ver que el tetrahedro definido por esos planos satisfacen la primera y segunda condiciones cinemáticas antes enunciadas.

Ahora nuestro objetivo es encontrar el volumen del mayor bloque tetrahédrico, que satisfaga la condición de afloramiento, al intersectar una frente a túnel con paredes verticales separadas cuatro metros y con dirección de 353°.

Los diámetros que unen los extremos de los círculos mayores que representan los planos 1, 2, y 3, nos indican la dirección de la horizontal en cada uno de dichos planos, y al mismo tiempo, la

intersección de ellos con la cara libre horizontal de nuestra excavación.

Si dibujamos a escala nuestra frente, y en ella pasemos paralelas a las diagonales arriba indicadas, se definió la base triangular de nuestro tetrahedro, en relación a la dirección de la frente o túnel; para satisfacer el criterio de afloramiento es suficiente que esta base esté contenida dentro del área expuesta de la cara libre.

De manera similar se pueden transferir paralelamente, las direcciones de nuestras intersecciones, las que se unirán en un solo punto, que definirá el vértice del tetrahedro.

La altura del tetrahedro se determina con facilidad midiendo la inclinación de las tres líneas de intersección del mismo tetrahedro, que junto con la medida de su proyección en planta nos servirán para la relación

$$h = l \tan j$$

Los tres valores que resulten de h , nos dan oportunidad de conocer la exactitud del trabajo. Sin embargo, debido a los errores por redondeo de las lecturas de ángulos, y a los errores en las mediciones de escala, es muy posible tener valores que varíen $\pm 5\%$ del valor medio.

El volumen del bloque es un tercio del producto de la altura por el área de la base.

Para darnos una idea de la forma del tetrahedro puede ser deseable construir una serie de secciones a través del bloque, se puede tomar la longitud de la base de la vista en planta, mientras que las buzamientos aparentes de las discontinuidades se miden en la proyección tomando la dirección de la sección. Una sección obtenida

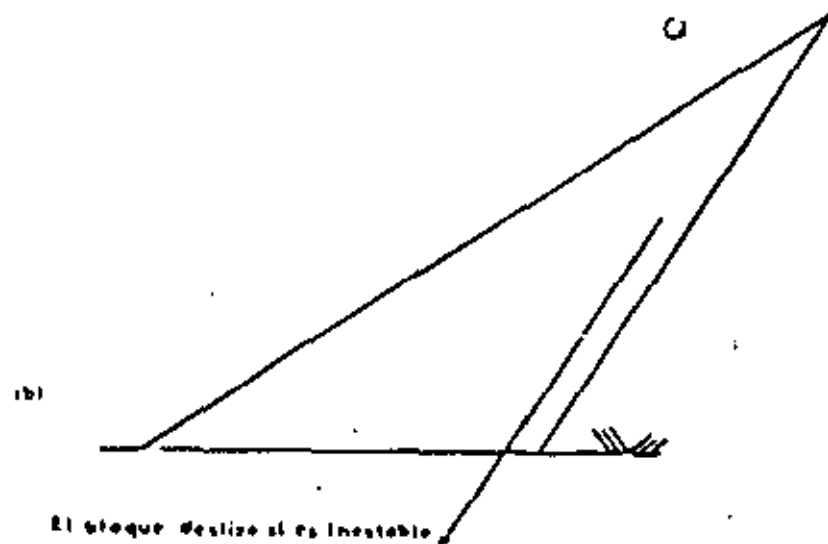
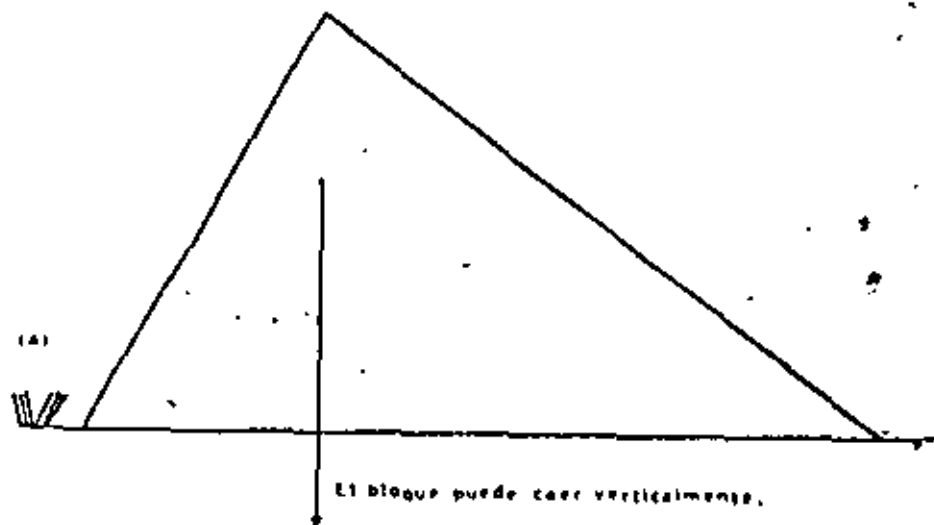


FIGURA 5

nida de esta manera se muestra en la figura 5b.

El volumen del mayor tetraedro que puede desprenderse de una masa dada, con una dimensión limitante d es igual a kt^3 , donde k es una constante que depende de la relación entre los planos. En el caso del tetraedro de la figura 5b

$$k = 0.55/t^3 = 0.0086$$

La evaluación de esta constante nos permite encontrar el volumen del bloque máxime cinemáticamente viable para cualquier angulo del túnel sin repetir la construcción geométrica. Alternativamente, la dimensión limitante d podría ser el tamaño de una de las discontinuidades que definen al tetraedro.

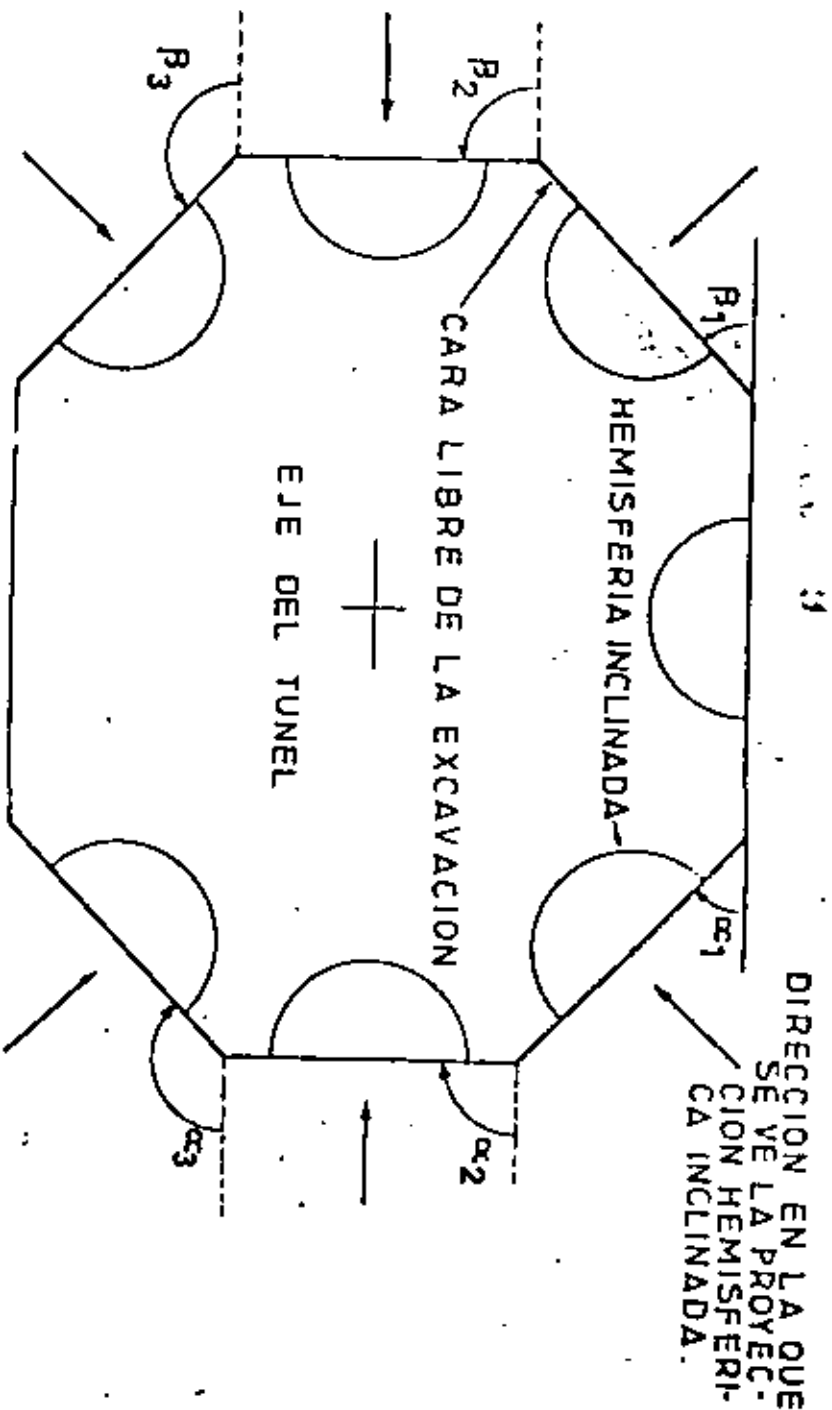
El formato y nomenclatura empleados en las figuras 1 a 4 se usará en lo que resta de este trabajo.

Bajo la acción de la gravedad, todos los bloques ingratables tenderán a moverse hacia abajo. Si el punto que nos representa la orientación de la vertical, está contenido en el triángulo esférico de un tetraedro dado, entonces ese bloque caerá verticalmente del techo. Los bloques (1,2,3) y (1,3,4) de la figura 3 podrán caer. Una sección típica de esos bloques se muestra en la figura 5a.

Si el punto que nos representa la vertical no está contenido dentro de un triángulo esférico dado, entonces ese bloque se deslizará en dirección de la línea de superficie en block más cercano a la vertical. En la figura 3, el bloque (1,2,4) se deslizará a lo largo de la línea de máxime pendiente del plano 4. Una sección típica de esos bloques se muestra en la figura 5b, donde el ápice de dichos bloques se encuentra fuera de la base triangular del bloque.

La discusión hasta ahora se ha limitado a bloques tetraédri-

FIG. 6: SECCION NORMAL AL EJE DE UN TUNEL ILUSTRANDO EL USO DE LAS PROYECCIONES HEMISFERICAS INCLINADAS.



res definidas en el techo horizontal de un túnel. La prueba cinemática y el análisis geométrico de tales bloques es relativamente simple, ya que el plano donde se proyectan las orientaciones coincide con el plano de la excavación, ya que es deseable retener esta simplicidad analítica para caras libres inclinadas, vale la pena asegurar que el plano de proyección sea paralelo al plano de la excavación en cualquiera de sus caras.

El uso de proyecciones inclinadas, si bien conserva algunos elementos analíticos simples, requiere la comprensión de algunas ideas fundamentales que puedan parecer poco usuales a personas acostumbradas a la proyección horizontal.

PROYECCION HEMISFERICA INCLINADA

La figura 6 nos muestra una sección normal al eje de un túnel que contiene caras libres verticales, horizontales e inclinadas, todas ellas con dirección paralela al eje del túnel.

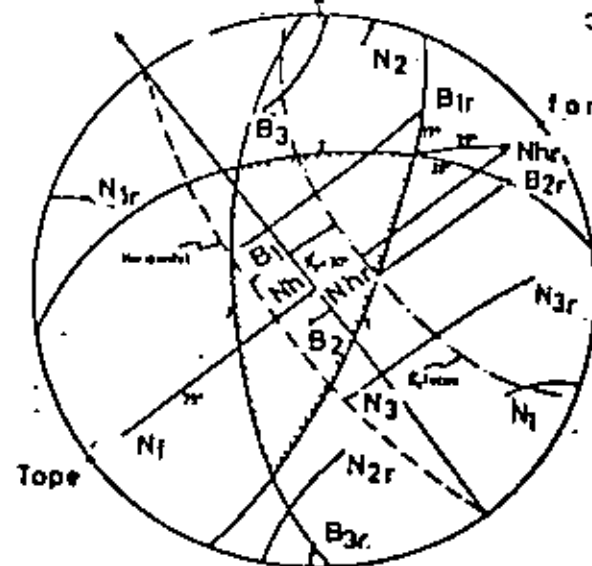
Con el fin de analizar las características de bloques tetrahédricos, en caras libres de cualquier orientación, es necesario que coincidan el plano de proyección y la cara libre o estudiar asegurar que la hemisferia de proyección esté en el aire en vez de en roca.

Como es evidente, la rotación de la proyección no alterará la orientación de las discontinuidades, por lo tanto cualquier rotación de la proyección en un ángulo α , en dirección de las manecillas del reloj, debe acompañarse por una rotación similar de todas las puntos orientados en un ángulo α en dirección contraria a las manecillas del reloj.

Cara libre al alto 053/75°

- Conjunto 1 299/66
- Conjunto 2 190/80
- Conjunto 3 344/33

Dirección de la frente = 323°
 $\alpha = 75^\circ$



Nota: Nhr Vertical rotado

1,2,3 círculos mayores de los polos N1r, N2r, N3r

Si hubiera dificultad en la interpretación de la proyección inclinada, se puede regresar a la proyección horizontal y hacer en ella las medidas necesarias.

El eje de rotación es la dirección de la cara libre (o bien el de una línea horizontal contenida en la cara libre) y durante la rotación deberá colocarse sobre la dirección Norte-Sur de la red.

Con el eje de rotación en esta posición es necesario en primer lugar, determinar la dirección de rotación de la manera siguiente: Si la masa rocosa está a la derecha de la cara libre, entonces, todos los puntos orientados deberán rotarse un ángulo α hacia la derecha, produciendo una proyección inclinada cuyo extremo bajo está definido por el lado derecho de la proyección. Si la masa rocosa está a la izquierda de la cara libre, entonces la rotación es β hacia la izquierda, produciendo una proyección cuyo extremo bajo está hacia el lado izquierdo de la proyección.

Para una cara libre el alto el ángulo de rotación es menor que 90° mientras que para una cara libre al bajo, el ángulo de rotación será mayor de 90° .

Como es usual la rotación se lleva a cabo moviendo los puntos apropiados a lo largo de círculos menores. Si un punto saliera del perímetro de la proyección, continuará su rotación en una posición diametralmente opuesta al lugar de salida.

Con el fin de tener control sobre la horizontal y comprobar la exactitud del trabajo, se sugiere se roten los puntos que definen la siguiente: la normal o polo y la línea de máxima inclinación para cada conjunto o familia de discontinuidades, el polo de la cara libre de la excavación y el polo de la horizontal.

Para ilustrar lo anterior consideremos: Una cara libre el alto, con eximut de 55° e inclinación de 75° está intersectada por tres conjuntos de discontinuidades.

El primer paso es trazar la normal y la línea de buzamiento máximo de cada conjunto de discontinuidades, el polo y la dirección de una línea horizontal, la cara libre estudiada, y el polo y traza de la horizontal.

Para que el plano de proyección coincida con la cara libre es necesario rotar todos los puntos 75° hacia el lado de la masa rocosa, llevando con esto el polo de la cara libre hacia el centro de la proyección.

El polo de la horizontal se mueve 75° desde el centro, en la misma dirección que lo hizo el polo de la cara libre, definiendo la nueva posición de la vertical.

Los círculos mayores de la horizontal y los tres planos pueden trazarse desde sus normales rotadas. Debemos notar que aunque las líneas de buzamiento máximo quedan dentro de los círculos mayores, de sus planos respectivos, pueden quedar fuera del punto medio del círculo mayor, como es usual. Los círculos mayores de los tres planos de discontinuidad se intersectarán para formar un triángulo esférico cerrado, que definirá la forma del bloque tetrédrico.

Orientando la proyección de tal manera que el "tope" quede hacia arriba, podremos revisar las tres condiciones cinemáticas enunciadas antes.

La primera condición que requiere la divergencia de las líneas de superficie en bloque, se satisface automáticamente, pues el plano de proyección coincide con la cara libre. La segunda con-

dición se satisface automáticamente para cualquier línea de superficie en bloque que quede entre el círculo mayor que represente la horizontal y el "fondo".

El ángulo (ω) entre el punto que represente dicha línea de superficie y el punto que represente la vertical, puede determinarse haciendo que ambos puntos queden en un solo círculo mayor, a lo largo del cual podremos medirlo.

La tercer condición se comprobará durante el cálculo del volumen del bloque. Como el plano de proyección coincide con el plano de la cara libre, es posible calcular el volumen del bloque máximo con el método empleado en el caso de techo horizontal, teniendo en cuenta que el ángulo entre una arista dada y la base es ahora con respecto a la cara libre. Para medir la inclinación verdadera de cualquier arista o línea en general, se hacen coincidir el punto que represente la vertical y el punto de interés en un círculo mayor, midiendo desde la horizontal.

Habiéndose satisfecho las tres condiciones cinemáticas, y determinando el volumen del bloque, será necesario determinar la dirección en la que éste se moverá si es inestable.

In general un bloque inestable se moverá por caída vertical o deslizamiento a lo largo de una línea de superficie en bloque. El primer mecanismo operará si el punto que represente la vertical aún cae dentro o rotado, quedare dentro del área del triángulo esférico que represente el bloque analizado. Si esto no sucediera, entonces el bloque de ser inestable se deslizará a lo largo de la línea de superficie en bloque que tenga el ángulo mínimo ω con la vertical. Tal línea será siempre la línea de máxima inclinación de alguno de los planos de discontinuidad, o bien la línea de intersección entre dos planos.

Si inspeccionamos la figura 7, encontraremos lo siguiente:

El triángulo esférico cerrado no contiene la vertical, luego el bloque no caerá, sino puede deslizarse.

Las líneas de máxima pendiente (B_{1r} , B_{2r} , B_{3r}) no son líneas de superficie en bloque, luego el bloque no puede deslizarse sobre un solo plano.

De ser inestable, el bloque deberá deslizarse a lo largo de la línea de superficie en bloque, descendente, que está más cerca a la vertical, o sea la línea de intersección entre los planos 1 y 2 que hace un ángulo de 29° con la vertical. Las estrías producidas por el deslizamiento sobre el plano 1 formarían un ángulo de 17° con la línea de máxima pendiente de este plano, mientras que en el plano 2 el ángulo sería de 28° .

La orientación verdadera de un punto definiendo una dirección de deslizamiento se determina en la proyección no rotada, o bien regresando el punto de la proyección rotada a una convencional.

Cada una de las líneas de superficie en un bloque dado caerán en alguna de las categorías siguientes:

- a) Dirigidas hacia arriba, o sea $\omega > 90^\circ$
- b) Dirigidas hacia abajo, pero con una inclinación menor que el ángulo efectivo de fricción B'_e en las superficies de deslizamiento, o sea

$$\omega < 90^\circ \text{ y } (90^\circ - \omega) < B'_e$$

- c) Dirigida hacia abajo con una inclinación que excede B'_e , o sea

$$\omega < 90^\circ \text{ y } (90^\circ - \omega) > B'_e$$

Cara libre al bajo 292/80
 Cara libre al alto 040/30
 Conjunto 1 353/65 Conjunto 4 153/39
 " 2 305/42 " 5 179/82
 " 3 045/50

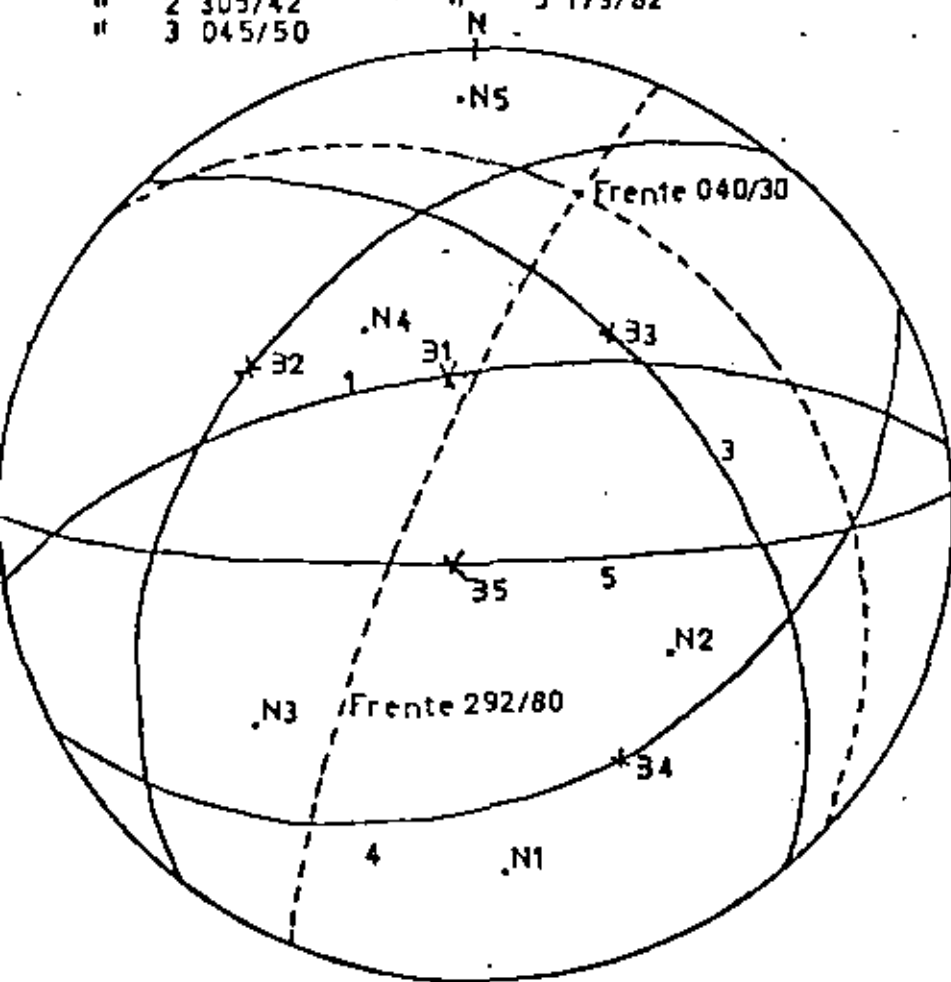


Figura 8: Orientación de cinco planos que definen diez bloques tetrahédricos

Si para un bloque dado todas las líneas de superficie en bloque fueran de la categoría (a), entonces no se llenaría la tercera condición cinemática y el bloque no se movería por efecto de la gravedad.

Si ninguna de las líneas de superficie fueran de la categoría (c), entonces no habría oportunidad de que el bloque se deslizará.

Para facilitar la comprobación de las categorías a líneas de superficie es conveniente traer el lugar geométrico de puntos con inclinación θ_c^* , (círculo menor) tal como se hizo en la figura 7. Las categorías de las líneas de superficie en bloque podrían redefinirse ahora como:

- a) La línea de superficie en bloque está entre el "tope" y la horizontal.
- b) La línea de superficie está entre la horizontal y el lugar geométrico de θ_c^* .
- c) La línea de superficie está entre el lugar geométrico de θ_c^* y el "fondo".

Si en una masa rocosa hubiera más de tres conjuntos de discontinuidades, solo sería necesario hacer análisis de estabilidad para aquellos bloques que contengan líneas de superficie en bloque de la categoría (c).

Estas ideas se ponen en práctica en un ejemplo que analiza cinco familias de discontinuidades mostradas en la figura 8, donde se definen diez tetrahedros diferentes.

La figura 9 trata una cara libre al bajo con orientación de 292/80. Los resultados del análisis muestran en la tabla 1 que

hay seis bloques tetrahedricos de categoria (c).

La figura 10 trata una cara libre al alto con orientacion de 040/30 y las mismas discontinuidades. Los resultados en la tabla 2 nos muestran que hay diez tetrahedros de la categoria (c) de los cuales cuatro pueden caer verticalmente.

Es interesante notar que las discontinuidades 1,2 y 5 controlan el deslizamiento de bloques en ambas caras libres, aun cuando éstas son casi perpendiculares entre si.

El analisis de estabilidad detallado de los bloques de la categoria se puede realizar con los metodos explicados por Mack y Bray (10).

17.

ORIENTACION DE CONJUNTOS 1,2,3,4,5 COMO EN LA FIG. 8

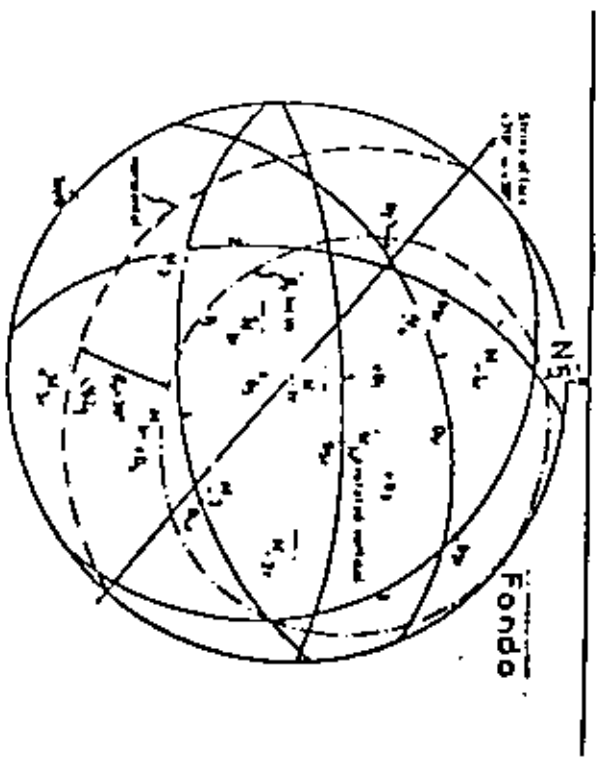


FIGURA 9

TABLA 1. SUMARIO DE DATOS SOBRE BLOQUES TETRAEDRICOS
EXPUESTOS EN UNA CARA LIBRE AL BAJO (Ver Fig. 9)

PLANOS DEFINIENDO BLOQUES VIABLES CINEMATICAMENTE	CATEGORIAS * DE LAS LINEAS DE SUPERFICIE	PLANOS DONDE PUEDE HABER DESLIZAMIENTO	AZIMUT / INCLINACION DEL DESLIZAMIENTO
123	a, b, c	2	305/42
124	a, b, c	1 y 2	286/40
125	b, c	1 y 2	286/40
134	a	deslizamiento imposible	—
135	a, b	1 y 3	268/11
145	a, b	1 y 5	268/11
234	a, b, c	2	305/42
235	a, b, c	2	305/42
245	a, b, c	2 y 5	264/34
345	a	deslizamiento imposible	—

- * a- Líneas orientadas hacia arriba
b- Líneas orientadas hacia abajo, con ángulo menor a B_2^*
c- Líneas orientadas hacia abajo, con ángulo mayor a B_2^*

TABLA 2. SUMARIO DE DATOS SOBRE BLOQUES TETRAEDRICOS
EXPUESTOS EN UNA CARA LIBRE AL ALTO (Ver Fig. 10)

PLANOS DEFINIENDO BLOQUES VIABLES CINEMATICAMENTE	CATEGORIAS * DE LAS LINEAS DE SUPERFICIE	PLANOS DONDE PUEDE HABER DESLIZAMIENTO	AZIMUT / INCLINACION DEL DESLIZAMIENTO
123	c	1	353/65
124	a, b, c	1 y 2	286/40
125	b, c	1 y 2	286/40
134	a, b, c	El bloque cae	—
135	b, c	El bloque cae	—
145	a, b, c	5	179/62
234	b, c	El bloque cae	—
235	c	El bloque cae	—
245	b, c	5	179/62
345	b, c	3 y 5	095/37

- * a- Líneas orientadas hacia arriba
b- Líneas orientadas hacia abajo, con ángulo menor a B_2^*
c- Líneas orientadas hacia abajo, con ángulo mayor a B_2^*

Traducido parcialmente de

S.D. Priest

The use of Inclined Hemisphere Projection

Methods for the Determination of Kinematic

Feasibility, Slide Direction and Volume of Rock Blocks

International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences

Vol 17, NO 1 pag. 1-23, Feb. 1980

Por: Victor M. Navarro

INTRODUCCION

①

LOS ANGULOS DE TALUDES CONSTITUYEN UNO DE LOS FACTORES PRINCIPALES QUE AFECTAN LA FORMA FINAL DEL TAJO Y LA UBICACION DE SUS CARAS, POR DIFERENCIA GEOLOGICAS, LOS ANGULOS DE TALUD OPTIMOS VARIAN DE MINA A MINA Y AUN ENTRE DIFERENTES PARTES DE LA MISMA MINA, ASI QUE NO ES RARO ENCONTRAR SECCIONES CON ANGULO DIFERENTE-- EN SUS PARTES ALTA Y BAJA.

YA QUE LA OPTIMIZACION DE ESOS ANGULOS ES UN TEMA MUY AMPLIO, ESTE --- CAPITULO DEL CURSO TRATA DE PRESENTAR UNA INTRODUCCION GENERAL QUE MUESTRE LOS ASPECTOS VARIADOS EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES, DESCRIBIENDO LAS DIVERSAS TECNICAS ANALITICAS DISPONIBLES E INDICANDO LOS CASOS MAS APROPIADOS PARA CADA UNA-- LISTA DE MATERIAL DE CONSULTA PARA QUIENES NO TIENEN ESTUDIOS PREVIOS EN MECANICA-- DE ROCAS.

OBJETIVOS EN EL DISEÑO DEL TALUD DE LOS TAJOS ABIERTOS.

EL OBJETIVO PRINCIPAL ES TENER LA PENDIENTE DEL TALUD LO MAS CERCANA A LA VERTICAL SIN INCURRIR EN LOS GASTOS MAYORES QUE OCASIONAN LA INESTABILIDAD DEL TERRENO Y SIN EXPONER A RIESGOS AL PERSONAL DE LA MINA.

UN TALUD CERCANO A LA VERTICAL GENERALMENTE MINIMIZARA LA CANTIDAD - DE ROCA ESTERIL QUE DEBA MINARSE PARA LA MISMA CANTIDAD DE MINERAL RECUPERADO. MUCHO DEPENDERA DE LAS DIMENSIONES DEL CUERPO MINERAL, SU PROFUNDIDAD BAJO LA SUPERFICIE LOS TIPOS DE MENA QUE CONTENGA, ASI COMO SU DISTRIBUCION Y LEYES, EL TIPO DE LIMITE ES IMPORTANTE, YA SEA UN CONTACTO GEOLOGICO O BIEN UN LIMITE EN LEYES O VALOR-- ECONOMICO.

LAS CONSECUENCIAS ECONOMICAS MAYORES QUE ORIGINAN LA INESTABILIDAD - DE TALUDES SON:

- 1.- PERDIDA DE RESERVAS MINERALES.
- 2.- AUMENTO EN LOS COSTOS DE DESCAPOTE PARA RESCATAR EL MINERAL QUE-- PODRIA PERDERSE.

3. -COSTOS DE LIMPIA DEL DERRUMBE
4. -COSTOS ASOCIADOS A LA REUBICACION DE LAS CARRETERAS
5. -RETRASOS EN LA PRODUCCION
6. -PRODUCCION INEFICIENTE DEBIDA A LO INACCESIBLE DE ALGUNAS AREAS DE TRABAJO, O A CONDICIONES DE TRABAJO ANORMALES.

AUNQUE LA SEGURIDAD ES UN CRITERIO PRINCIPAL, LOS ACCIDENTES CAUSADOS POR LA INESTABILIDAD DE TALUDES SON RAROS. NO OBSTANTE, EL RIESGO DE CAIDA DE ROCAS PUEDE TENER GRAN IMPORTANCIA, AUNQUE SE HA ENCONTRADO QUE ESE RIESGO DEPENDE DE LA FORMA EN QUE SE MINAN LOS BANCOS Y SE AMACIZAN O SANEAN, EN VEZ DE DEPENDER DEL ANGULO DEL TALUD FINAL. EN TALES CASOS, DEBERA ATENDERSE LA FRECUENCIA DE ESAS CAIDAS Y LA NECESIDAD DE TENER GENTE SIN PROTECCION AL PIE DE DICHS BANCOS.

EN CONSECUENCIA, EL DISEÑO DE TALUDES ES EN GRAN PARTE UN PROBLEMA DE OPTIMIZACION EN EL QUE LAS CONSECUENCIAS ECONOMICAS QUE OCASIONA LA ESTABILIZACION SE EQUILIBRAN CON LOS AHORROS DE LA REDUCCION EN DESCAPOTE.

FACTORES GEOTECNICOS

LOS FACTORES GEOTECNICOS QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DEPENDEN DE LA GEOLOGIA, Y EN PARTICULAR LA LITOLOGIA; LA PRECENCIA DE ZONAS DEBILES; Y LA FRECUENCIA, UBICACION Y ORIENTACION DE FALLAS, DIACLASAS Y OTRAS DISCONTINUIDADES LAS PROPIEDADES MECANICAS DEL MATERIAL DEL TALUD, COMO LA RESISTENCIA DE LAS ROCAS INTACTAS Y LA RESISTENCIA AL CORTANTE MOVILIZADA POR LAS DISCONTINUIDADES TIENEN TAMBIEN SU IMPORTANCIA. LA INFLUENCIA DEL AGUA ACTUANDO DE VARIAS MANERAS Y LAS ACELERACIONES SISMICAS TAMBIEN DEBEN DE CONSIDERARSE.

LOS TALUDES DE LAS MINAS A CIELO ABIERTO ESTAN FORMADOS POR MATERIALES MUY VARIADOS QUE VAN DESDE SUELOS HASTA ROCAS COMPETENTES, AUNQUE ES DIFICIL GENERALIZAR, LA COMPETENCIA DE LOS MATERIALES MEJORA CON LA PROFUNDIDAD, AUNQUE PUEDEN

ENCONTRARSE ZONAS DE MATERIAL DEBIL EN CUALQUIER LUGAR DE LA MINA, Y DE ELLAS PUEDE DEPENDER LA ESTABILIDAD DEL TALUD.

SABEMOS QUE HAY MASAS DE SUELO QUE SON RELATIVAMENTE ISOTROPICAS Y HOMOGENEAS, MIENTRAS QUE EN LAS MASAS ROCOSAS ESTO ES RARO DEBIDO A LA OMNIPRESENCIA DE LAS DISCONTINUIDADES, EL COMPORTAMIENTO Y LA ESTABILIDAD DE LAS MASAS ROCOSAS ESTA CONTROLADO PRINCIPALMENTE, POR LA ORIENTACION Y TIPO DE ESAS DISCONTINUIDADES LO QUE CASI NO OCURRE EN LOS SUELOS, DEBERA NOTARSE QUE NO HAY UNA FRONTERA CLARA ENTRE SUELOS Y ROCAS, SINO UN COMPORTAMIENTO GRADUAL, Y QUE NO HAY DOS MINAS EXACTAMENTE IGUALES.

SIN EMBARGO, PODEMOS AFIRMAR QUE LA RESISTENCIA DE MATERIAL INTACTO ES EL FACTOR MAS IMPORTANTE PARA LOS SUELOS, Y LAS DISCONTINUIDADES CONSTITUYEN EL FACTOR MAS IMPORTANTE EN LAS MASAS ROCOSAS.

MODOS DE RUPTURA.

COMO RESULTADO DE LA OBSERVACION DE LA RUPTURA DE TALUDES EN MINAS Y OTRAS EXCAVACIONES, SE HAN IDENTIFICADO VARIOS MODOS QUE SE MUESTRAN EN LA FIGURA 1.

LA RUPTURA PLANA OCURRE CUANDO UNA DISCONTINUIDAD CON RUMBO APROXIMADAMENTE PARALELO A LA CARA DEL TALUD, LA INTERSECTA O AFLORA CON INCLINACION MENOR A LA DE LA CARA DEL TALUD, FACILITANDO EL DESLIZAMIENTO DEL MATERIAL QUE SE HALLA SOBRE LA DISCONTINUIDAD, SE PUEDEN PRESENTAR VARIACIONES A ESTE MODO SIMPLE, -- POR EJEMPLO CUANDO SE FORMA UNA GRIETA DE TENSION O BIEN CUANDO EL PLANO DE DESLIZAMIENTO ES UNA COMBINACION DE LOS CONJUNTOS DE DISCONTINUIDADES QUE FORMAN UN PERFIL ESCALONADO VER FIGURAS 1a, 1b, 1c.

LA RUPTURA DE CURVA TRIDIMENSIONAL OCURRE CUANDO DOS DISCONTINUIDADES SE INTERSECTAN DE TAL MANERA QUE EL MATERIAL CONTENIDO ENTRE ELLAS PUEDE DESLIZARSE EN DIRECCION PARALELA A LA LINEA DE INTERSECCION DE LAS DISCONTINUIDADES (FIGURA 1d). OCASIONALMENTE ESAS DISCONTINUIDADES PUEDEN CONSISTIR DE PERFILES ESCA

LONADOS.

LA RUPTURA EN DOS BLOQUES OCURRE CUANDO UNA CUÑA INESTABLE DE ROCA -- ORIGINA UNA FUERZA ACTIVA SOBRE OTRA CUÑA INFERIOR QUE POR SI SOLA SERIA ESTABLE, CAUSANDO EL DESPLAZAMIENTO DE AMBAS CUÑAS. SE PRESENTA EN MASAS ROCOSAS CON DISCONTINUIDADES DE BUZAMIENTOS OPUESTOS Y UNA DISCONTINUIDAD EN LA BASE QUE NO TENGA PROBLEMAS DE ESTABILIDAD FIGURA 1e.

LA RUPTURA CON VOLCAMIENTO OCURRE EN TALUDES CON UN CONJUNTO DE DISCONTINUIDADES CASI VERTICAL POR LO GENERAL LA ESTABILIDAD DEL SISTEMA DEPENDERA DE UNO O DOS BLOQUES CLAVE; UNA VEZ QUE SE AFECTAN ESTOS, TODO EL SISTEMA PUEDE DERRUMBARSE.

TODOS LOS MODOS DE RUPTURA MENCIONADOS SON TIPICOS DE TALUDES EN ROCA DONDE LOS MECANISMOS DE ESTABILIDAD DEPENDEN DE LAS ORIENTACIONES DE LAS DISCONTINUIDADES Y SU RELACION CON LA ORIENTACION DEL CORTE EN EL TALUD. ALGUNAS OCA SIONES EN LOS TALUDES MUY ALTOS, LOS ESFUERZOS EN LA ESQUINA INFERIOR PUEDEN SER TAN GRANDES QUE FRAGMENTEN UN BLOQUE CRITICO Y PERMITAN A UNA MASA ROCOSA OTROTA ESTABLE, SU DESLIZAMIENTO O RUPTURA CON ALGUNO DE LOS MODOS ANTES DECRITOS.

HAY OTROS DOS MODOS DE RUPTURA QUE SE PRESENTAN EN TALUDES DE SUELOS TERREROS Y TALUDES ALTOS EN ROCA. ESTOS SON LOS DE SUPERFICIE DE RUPTURA CIRCULAR Y NO CIRCULAR, TAMBIEN CONOCIDAS COMO SUPERFICIES GENERALES DE DESLIZAMIENTO EN LA MECANICA DE SUELOS.

EN EL CASO DE CONJUNTOS DE DISCONTINUIDADES MUY DISPERSOS O POCO DE FINIDOS, Y CON TAMAÑOS DE BLOQUE PEQUEÑOS EN COMPARACION A LA ALTURA DEL TALUD, -- TENDREMOS CONDICIONES PARA EL DESARROLLO DE UNA SUPERFICIE CIRCULAR DE DESLIZAMEN TO. SI LA SUPERFICIE DE RUPTURA SE PROPAGA PARCIALMENTE POR DISCONTINUIDADES, ENTON CES SE TENDRA LA RUPTURA NO CIRCULAR QUE ESTARA CONSTITUIDA POR SEGMENTOS LINEALES-

Y CIRCULARES, (FIGURAS 1G Y 1H).

(5)

PRINCIPIOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE, EN ESTOS MÉTODOS SE EMPLEA LA ESTÁTICA PARA ANALIZAR LA ESTABILIDAD DE LA MASA DE POCOA Y/O SUELO QUE ESTA SOBRE LA SUPERFICIE DE ROTURA, SI YA SE HUBIERA PRESENTADO LA ROTURA, LA GEOMETRÍA DE ESA SUPERFICIE SE PUEDE CONOCER Y EL ANALISIS DE LA ROTURA SE LE CONOCE COMO RETRO-ANÁLISIS, SI LA SITUACION ES DE DISEÑO, ENTONCES LA SUPERFICIE DE ROTURA ES POTENCIAL EN VEZ DE REAL Y EN CASO, SE DEBEN DE ANALIZAR MUCHAS SUPERFICIES DE ROTURA POTENCIAL PARA ENCONTRAR LA GEOMETRÍA MAS CRÍTICA, A FIN DE CONSIDERAR ACEPTABLE EL DISEÑO.

EN EL CASO DE LA ROTURA PLANA, EL DESLIZAMIENTO DE UNA CUÑA TRIDIMENSIONAL, LA ROTURA CIRCULAR Y NO CIRCULAR, EL MATERIAL SOBRE LA SUPERFICIE DE ROTURA ESTARA A PUNTO DE DESLIZARSE CUANDO LAS FUERZAS DEBIDAS A LA GRAVEDAD SE ENCUENTRAN BALANCEADAS POR LAS FUERZAS QUE TIENDEN A MANTENER EL EQUILIBRIO (TALES COMO LA FRICCIÓN Y LA COHESION, LA RELACION ENTRE ESAS FUERZAS DEFINE EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE ES IGUAL A LA UNIDAD EN EL EQUILIBRIO LÍMITE, O SEA,

$$F, S = \frac{\text{FUERZAS QUE TIENDEN A MANTENER EL EQUILIBRIO}}{\text{FUERZAS QUE TIENDEN A ALTERAR EL EQUILIBRIO}}$$

LOS MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE SE HAN EMPLEADO CON ÉXITO EN LA MECÁNICA DE LOS SUELOS POR MAS DE 100 AÑOS, A TRAVÉS DEL RETRO-ANÁLISIS ESOS MÉTODOS SE HAN MEJORADO Y AL MISMO TIEMPO QUE SE HA IDO ACRECENTANDO LA CONFIANZA EN LOS MISMOS, DE TAL MANERA QUE HAY PRESAS DE TIERRA QUE SE HAN DISEÑADO CON FACTORES DE SEGURIDAD TAN BAJOS COMO 1.2, YA QUE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y LAS CONDICIONES DEL AGUA -----

PUEDEN MANTENERSE BAJO CONTROL EN EL DISEÑO DE TALUDES EN ROCA, LOS FACTORES DE SEGURIDAD TIENEN QUE SER MAS ALTOS DEBIDO A LA INCERTIDUMBRE DE LOS DATOS MANEJADOS.

METODOS DE ANALISIS DE ESFUERZOS

LAS RUPTURAS NO OCURREN SIEMPRE A LO LARGO DE LOS PLANOS BIEN DEFINIDOS COMO EN EL CASO DE LA RUPTURA CON FLUJO DE BLOQUES, DONDE LAS CONDICIONES ESTRUCTURALES NO PERMITEN EL DESLIZAMIENTO SOBRE DISCONTINUIDADES, Y EL MATERIAL NO TIENE LA DUCTILIDAD SUFICIENTE PARA LA FORMACION DE UNA SUPERFICIE DE ROTURA. EN ESTE CASO, OCURRE FRACTURAMIENTO DE MATERIAL EN LOS PUNTOS CON MAYOR CONCENTRACION DE ESFUERZOS. ESTOS ESFUERZOS SE TRANSFIEREN A OTROS PUNTOS DE LA MASA ROCOSA PARA FRACTURARLA POSTERIORMENTE, DESARROLLANDOSE DE MANERA PROGRESIVA DE TAL MANERA QUE EL TALUD SUFRE GRANDES DEFORMACIONES O SE DERRUMBA. O EN OTROS CASOS, UNA RUPTURA QUE COMIENZA COMO FRACTURA PROGRESIVA PODRA PASAR A UNA RUPTURA CONTROLADA ESTRUCTURALMENTE, POR EJEMPLO LA CUÑA TRIDIMENSIONAL.

EL OBJETIVO DE LOS METODOS DE ANALISIS DE ESFUERZOS ES REPRESENTAR LA MASA ROCOSA COMO UN CONJUNTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (ELEMENTO FINITO) O CELDAS DE MASA CONSTANTE (METODO DE DIFERENCIAS FINITAS) Y A PARTIR DE ESA INFORMACION DETERMINAR LOS ESFUERZOS EN PUNTOS DENTRO DEL TALUD. DESPUES SE PUEDE EXAMINAR LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA DETERMINAR LOS LUGARES MAS PROPENSOS A SUFRIR RUPTURA. DADA LA INTERDEPENDENCIA ENTRE LOS ESFUERZOS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS DE ROCA, EL ANALISIS POR COMPUTADORA SE REALIZA PARA UNA SERIE DE INTERVALOS DE TIEMPO, Y DE ESA MANERA SE ESTUDIA LA EVOLUCION PROGRESIVA DE TALUD.

TECNICAS ESTEREOGRAFICAS

COMO LAS MASAS ROCOSAS ESTAN FORMADAS POR VARIOS TIPOS DE ROCA Y NUMEROSAS DISCONTINUADAS CON DIFERENTES ORIENTACIONES, EL NUMERO DE GEOMETRIAS POTENCIALES DE ROTURA ES ENORME. LA TAREA DE DECIDIR QUE GEOMETRIAS DE ROTURA SON MAS CRITICAS SE FACILITA CON LA AYUDA DE LAS PROYECCIONES ESTEREOGRAFICAS. USANDO ESAS TECNICAS, LAS ORIENTACIONES DE LA CARA DE TALUD Y LOS CONJUNTOS DE DISCONTINUIDADES PRESENTES EN LA MASA ROCOSA PUEDEN REPRESENTARSE EN UN DIAGRAMA PLANO, Y LOS MECANISMOS DE ROTURA QUE SON CINEMATICAMENTE POSIBLES PUEDEN DETERMINARSE RAPIDAMENTE. HAY PUBLICACIONES EXCELENTES SOBRE EL USO DE LA PROYECCION ESTEREOGRAFICA Y SUS APLICACIONES COMO LAS DE PHILLIPS (1973), JOHN (1968), HOEK AND BRAY (1974) Y GOODMAN (1975) Y OTROS .

QUIEN QUIERA CONSIDERARSE APTO PARA EL DISEÑO DE TALUDES EN ROCA, DEBERA ESTAR FAMILIARIZADO AMPLIAMENTE CON ESAS TECNICAS ESSENCIALES . COMO REGLA GENERAL, NO DEBERA EFECTUARSE UN ANALISIS EN COMPUTADORA SIN QUE PREVIAMENTE SE HAYA REALIZADO UN ANALISIS PRELIMINAR CON LA RED. DE LOS DATOS SE PUEDE DEDUCIR LO ADECUADO DEL ANALISIS ESTEREOGRAFICO, ASI COMO LA EXACTITUD INNECESARIA DEL ANALISIS COMPUTALIZADO.

DEFINICIONES DE ESTABILIDAD

TRADICIONALMENTE, LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES SE HA ANALIZADO CON LAS TECNICAS DE EQUILIBRIO LIMITE Y LOS RESULTADOS SE HAN EXPRESADO COMO FACTORES DE SEGURIDAD. LOS CALCULOS SE BASAN USUALMENTE --

SOBRE VALORES MEDIOS DE LOS DATOS DE CAMPO. POR LA DISPERSION E INCERTIDUMBRE DE ESOS DATOS, ES NECESARIO UN FACTOR DE SEGURIDAD MAYOR A 1.0 PARA ASEGURAR QUE HAY POCAS POSIBILIDADES DE ROTURA.

LA SENSIBILIDAD DEL FACTOR DE SEGURIDAD A CAMBIOS EN LAS VARIABLES DE ENTRADA SE PUEDE CONOCER VARIANDO LOS DATOS DE ENTRADA Y CALCULANDO EL FACTOR DE SEGURIDAD PARA CADA COMBINACION DE DATOS. ESTO SUPONE MUCHO TRABAJO, PERO ES MEJOR QUE TOMAR DECISIONES BASADOS EN UN SOLO CALCULO.

RECIENTEMENTE SE HA DESARROLLADO OTRA ALTERNATIVA PARA EXPRESAR LA ESTABILIDAD EN TERMINOS DE LA PROBABILIDAD QUE EXISTE DE ROTURA EN EL TALUD; DETERMINANDOSE SUS VALORES PARA VARIOS ANGULOS Y UNA ALTURA FIJA, O BIEN, PARA VARIAS ALTURAS Y UNA INCLINACION FIJA, PARA REALIZAR ESOS ANALISIS; ES NECESARIO CUANTIFICAR LOS PARAMENTROS DE ENTRADA A TRAVES DE UN AMPLIO Y CUIDADOSO PROGRAMA DE PRUEBAS Y MEDICIONES. LOS RESULTADOS OBTENIDOS PUEDEN PERMITIR A LOS INGENIEROS DE PLANEACION DE MINA ELEGIR UN TALUD CON UNA PROBABILIDAD DE ROTURA QUE LES PAREZCA ACEPTABLE . ADEMAS, LOS RESULTADOS SE PUEDEN USAR INMEDIATAMENTE PARA UN ANALISIS DE RIESGO.

EN NUESTRO CASO HAREMOS REFERENCIA AL METODO GRAFICO CONOCIDO CMOMO "CONO DE FRICCION " ,EN EL QUE EL FACTOR DE SEGURIDAD TOMA LA FORMA

$$F.S. = \frac{\emptyset \text{ DISPONIBLE}}{\emptyset \text{ REQUERIDO}}$$

Y ES COMPATIBLE PARA ANALISIS ESTATICOS ASI COMO ANALISIS PROBABILISTAS.

REFERENCIAS

②

1 PHILLIPS, F.C. 1973

APLICACION DE LA PROYECCION
ESTEREOGRAFICA A LA GEOLOGIA
ESTRUCTURAL

2 JOHN, K.W. 1968

GRAPHICAL STABILITY ANALYSIS
OF SLOPES IN JOINTED ROCK

A.S.C.E. VOL 94 No SM2 p 467

VOL 95 No SM6 p 1541-1545

3 HOEK, E.; BRAY, J.W. 1974

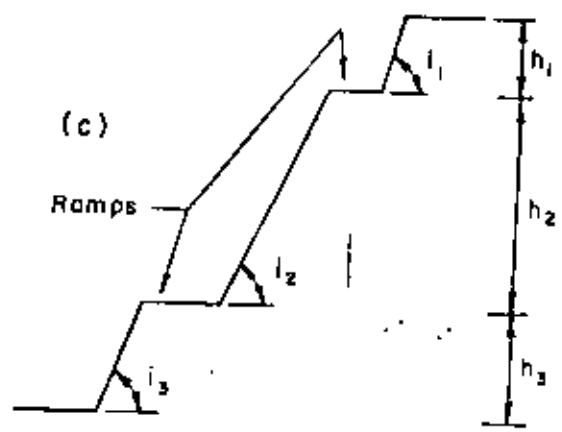
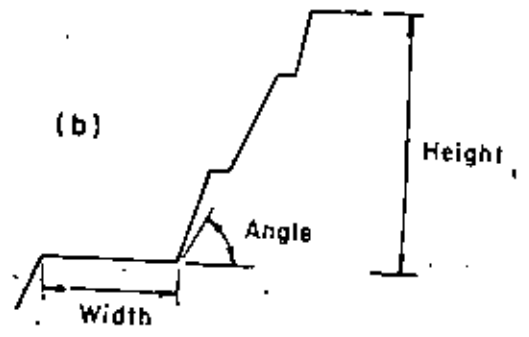
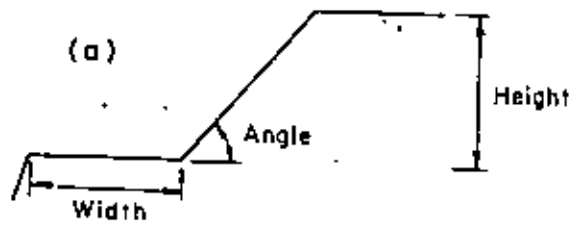
ROCK SLOPE ENGINEERING

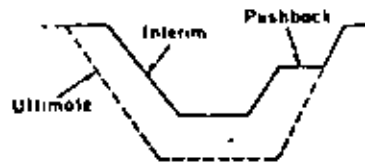
INSTITUTE OF MINING AND METALLURGY

4 GOODMAN, R.E. 1975

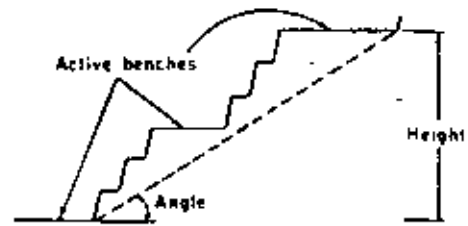
METHODS OF GEOLOGICAL ENGINEERING
IN DISCONTINUOUS ROCKS

WEST PUBLISHING CO. MINNEAPOLIS

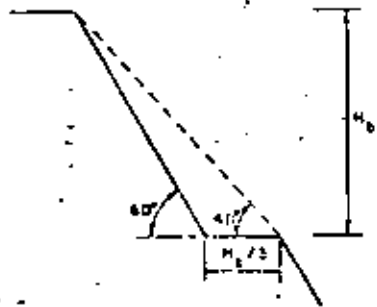




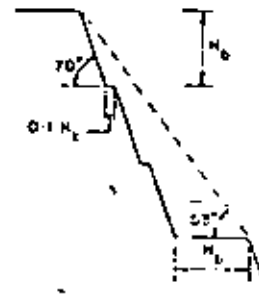
(d)



(e)

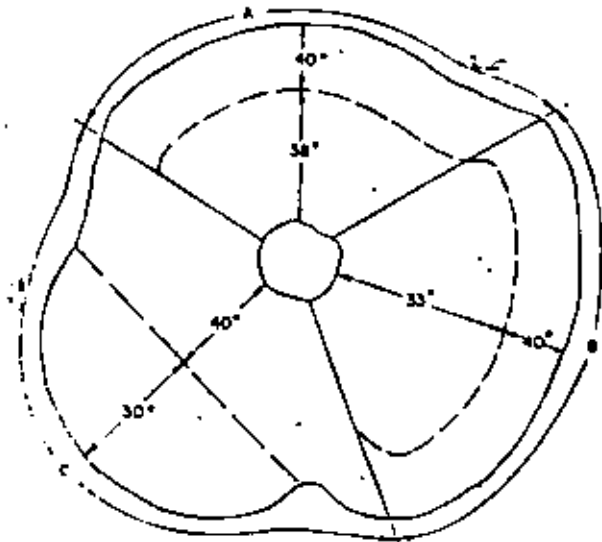
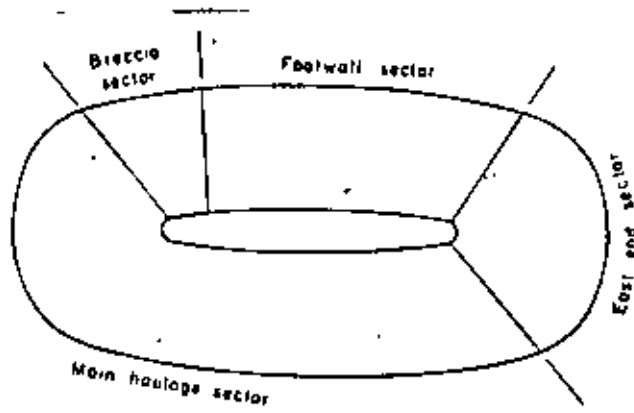


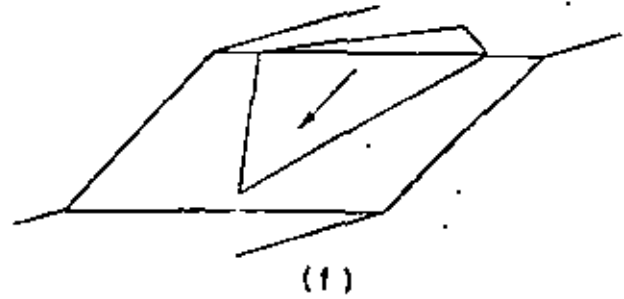
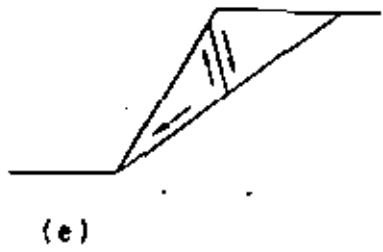
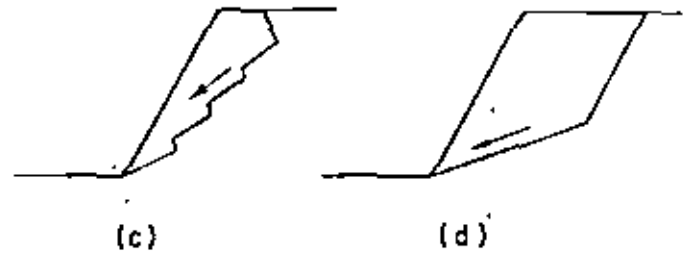
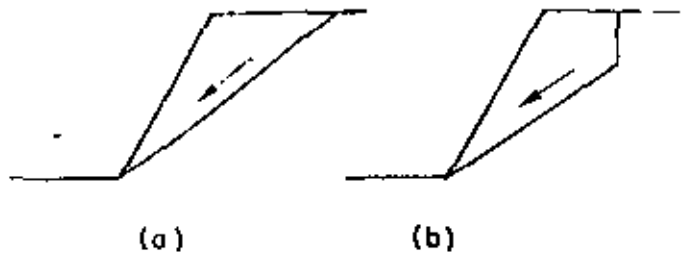
(g)

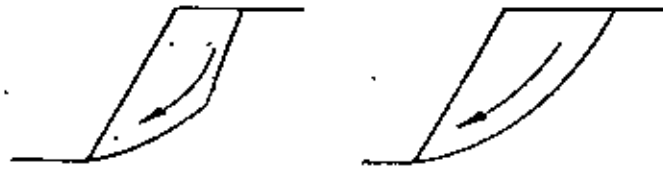


(h)

(12)







(b)

(a)



(c)



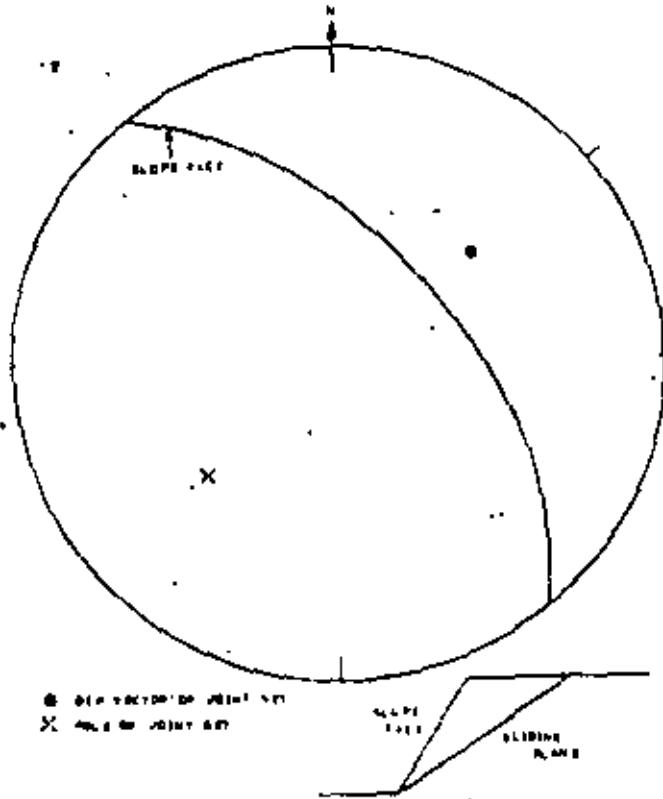
(a)

(b)

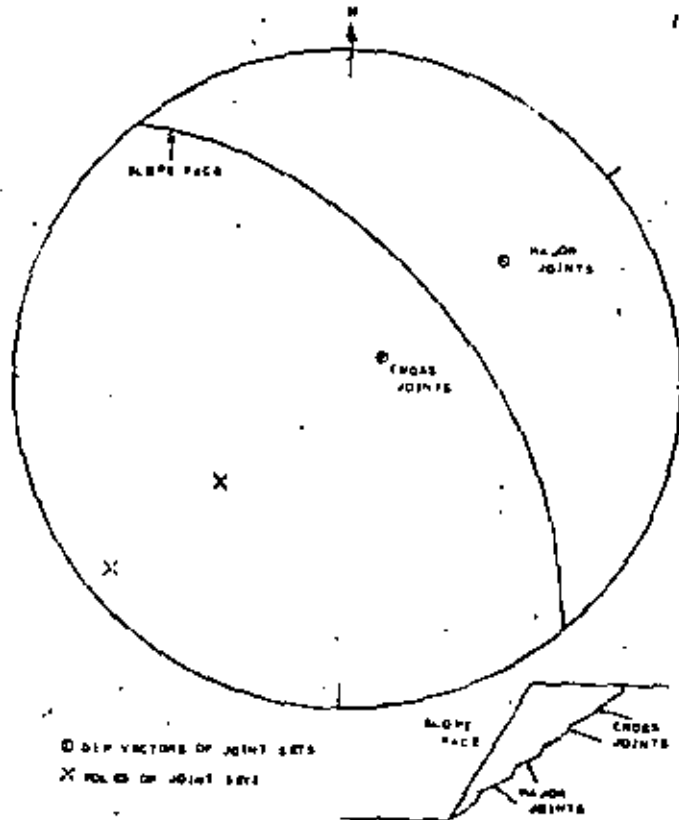


(c)

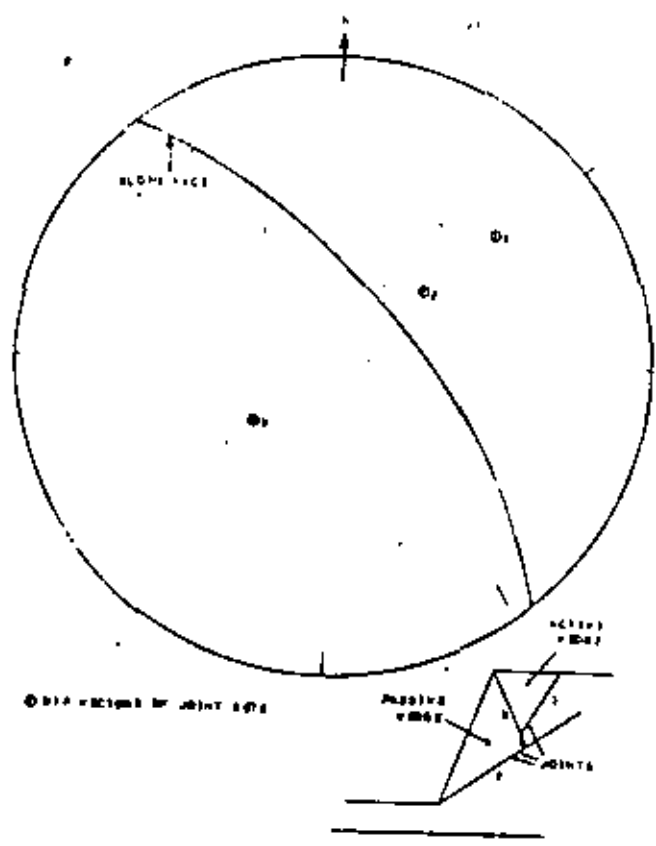
5



6

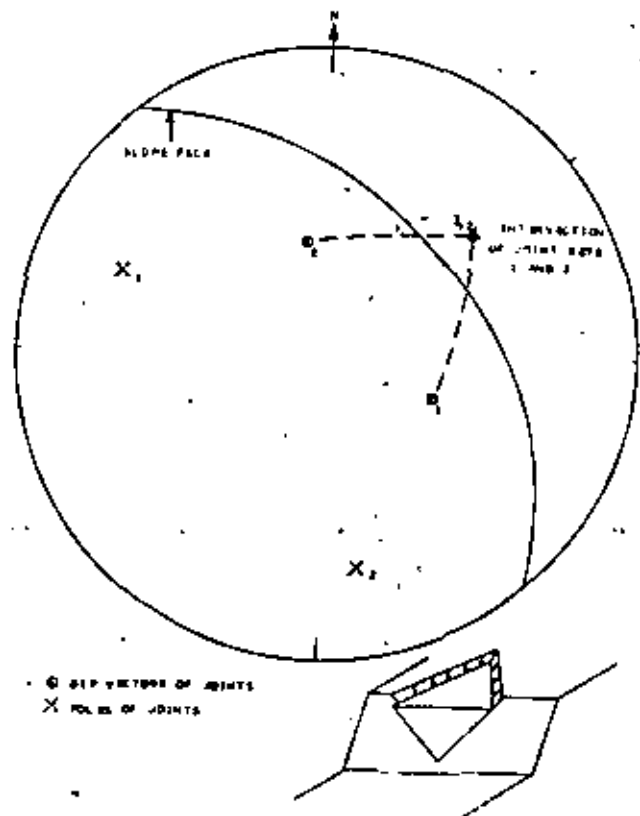


6



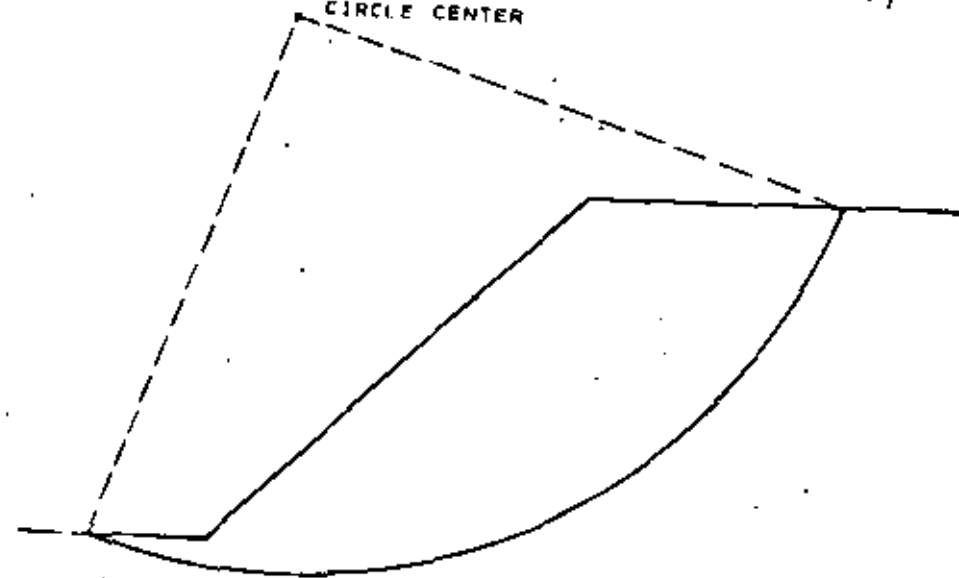
18

7



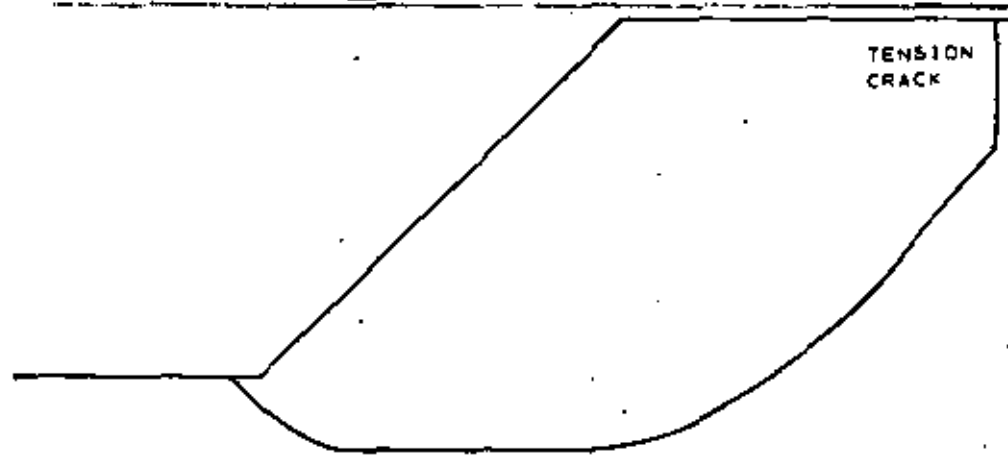
19

CIRCLE CENTER

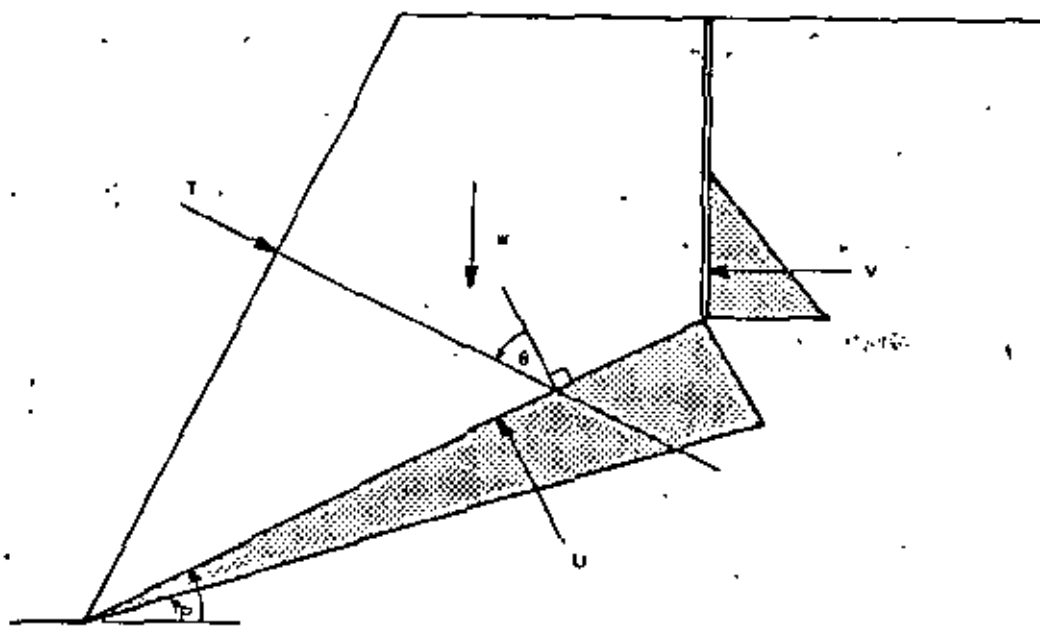


20

TENSION
CRACK



21



1. PROPIEDADES DE LAS PROYECCIONES ESFERICAS:

1.1. General.

La orientación de un plano en el espacio, definida por su rumbo y manteo, se representa mediante la intersección de dicho plano con una esfera de referencia a través de cuyo centro pasa el plano en cuestión. Para determinar esta línea de intersección en el espacio, es necesario proyectarla sobre el plano ecuatorial de la esfera. Diferentes métodos de proyección han sido ideados; sin embargo las distorsiones que se producen al proyectar variables tridimensionales en un plano bidimensional no han sido resueltas. Para obviar estos problemas dos tipos diferentes de proyecciones se usan en geología estructural. En cristalografía y estabilidad de taludes es deseable usar el método de proyecciones ideados por Wulff ya que en éste las medidas angulares no son distorsionadas. En otros casos, cuando se quiere conocer valores estadísticos de densidad y orientación de estructuras geológicas, es importante preservar una correcta representación de áreas y en consecuencia se emplean las proyecciones de Schmidt. La proyección equiangular (Wulff) es el método usado en este estudio.

1.2. Proyección equiangular.

El método de proyecciones Wulff ha sido extensamente explicado en la bibliografía (1,2) y no nos extenderemos en detalles. A modo ilustrativo la Fig. 1 muestra un plano tipo (representación de una falla o fractura geológica) interceptando la esfera imaginaria y su posterior proyección mediante un círculo mayor en el plano ecuatorial. La Figura 2 muestra un diagrama Stereonet obtenido de una proyección equiangular en el hemisferio inferior. En él se representa un plano con rumbo NS inclinado a 40° Oeste y también se indica la posición de un plano con rumbo N 42° E inclinado 70° SE, y la intersección de ambos. Se recomienda que una red de este tipo se dibuje en un plástico transparente tal que por superposición y rotación del transparente se puedan dibujar simultáneamente líneas con diferente manteo y rumbo.

*Ing. Jefe del Laboratorio de Mecánica de Rocas, Departamento de Minas, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

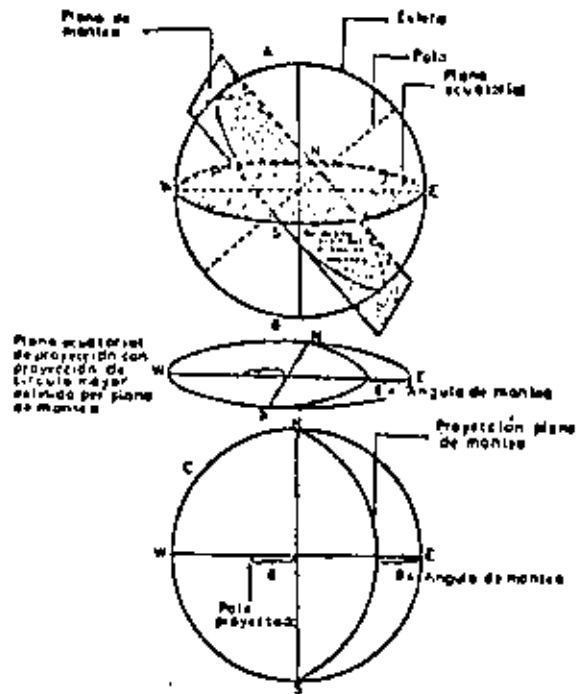


Fig. 1

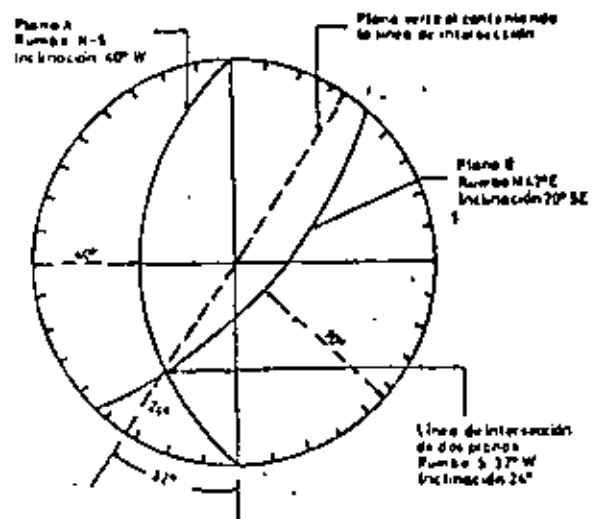


Fig. 2

23

EL USO DE STEREOCONET PARA EVALUAR LAS FUERZAS DESLIZANTES Y RESISTENTES PARA UNA CUÑA DE ROCA EN DESLIZAMIENTO POTENCIAL.

El uso de Stereonet en el análisis de estabilidad para rocas fracturadas ha sido descrito por varios autores (3, 4, 5). El método puede ser utilizado para evaluar la estabilidad de una cuña de roca

tridimensional descabando sobre el plano con resistencia friccional. Su aplicación se asemeja al sistema poligonal para sumar fuerzas gráficamente, pero en ese caso sólo la orientación (y no la magnitud) de las fuerzas se determinan directamente con Stereonet.

En la Fig. 3 se muestra la orientación de las fuerzas de reacción en el plano de fallamiento

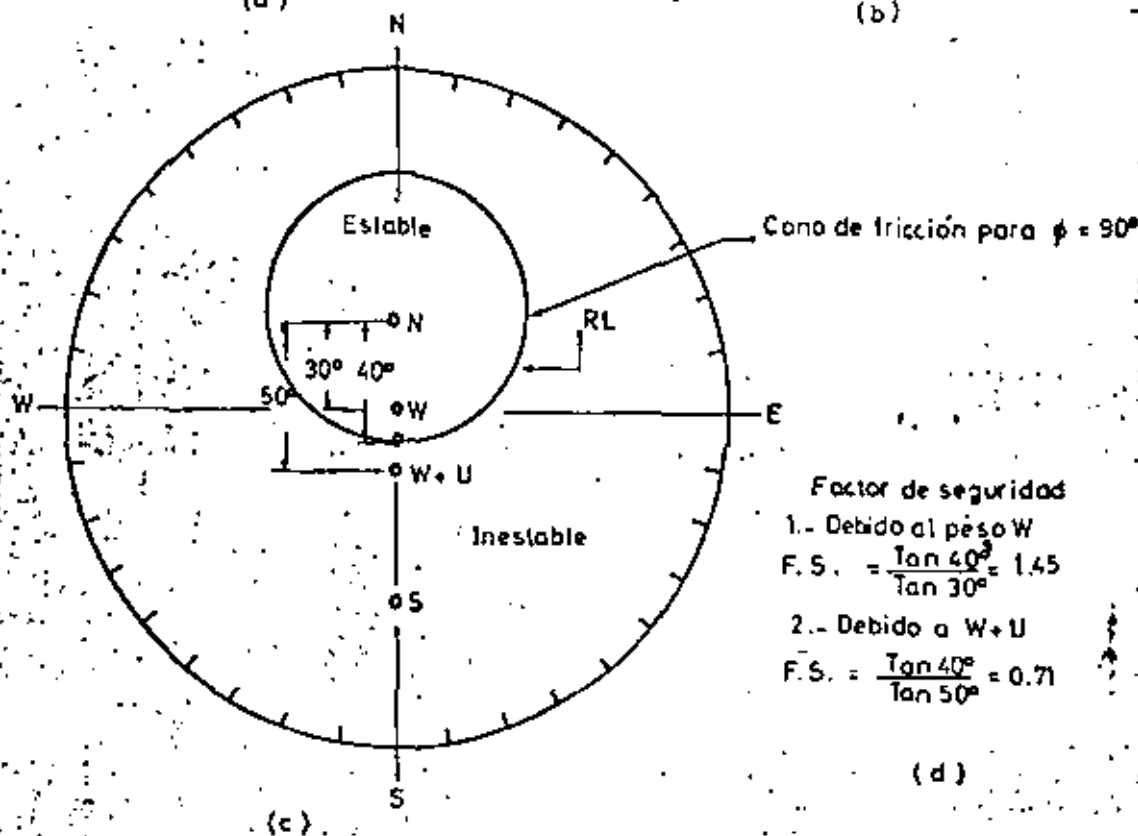
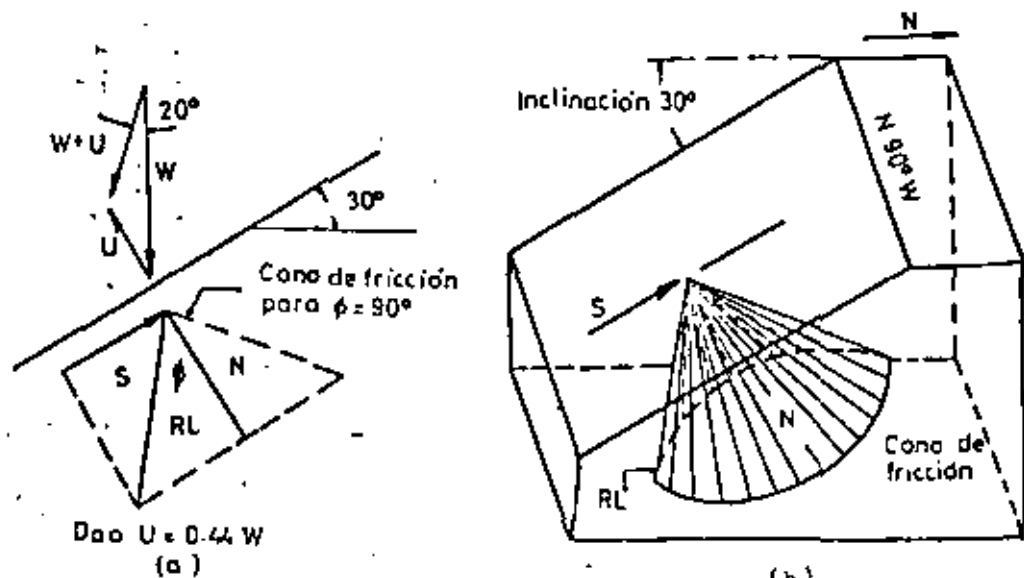


FIG. Nº3. Deslizamiento en un plano.-

para el caso simple de deslizamiento en un plano. El análisis de estabilidad se divide en dos partes. Primero se dibuja en Stereonet la orientación de la reacción de resistencia máxima RL en el plano de fallamiento potencial. En este caso corresponde a la componente resistente definida por el ángulo de fricción interna ϕ , el cual determina un "cono de fricción" (ϕ grados con respecto a la normal al plano). La segunda parte corresponde a la determinación de la orientación de las fuerzas deslizantes actuando en la cuña. Estas fuerzas pueden incluir el peso del material, fuerzas de aceleración, presión de agua en los planos de falla y fuerzas pujantes que se presentan debido a estructuras de superficie (ejemplo apoyos de represas de agua).

La suma gráfica de vectores se usa con Stereonet para determinar la orientación de la resultante de fuerzas deslizantes, definiéndose con ello zonas de estabilidad e inestabilidad según el ángulo con que actúa la fuerza deslizante resultante. Por ejemplo, si esta fuerza actúa con un ángulo más alejado de la normal, con respecto al plano potencial de falla, que el ángulo de resistencia de reacción máxima ϕ se produce el deslizamiento. Se destaca que la ubicación exacta de las fuerzas no es conocida y la suma de momentos no se efectúa.

En nuestro ejemplo el plano N 90° W ubica su polo sobre la línea NS en Stereonet. Para dibujar el cono de fricción $\phi = 40^\circ$ es necesario usar el enmarcado de 40° desde N en la red Stereonet. Se observa que N no está en el centro del círculo formado por el cono de fricción.

En la Fig. 9 se han estudiado dos casos posibles. En el primero la cuña de roca está solicitada por su propio peso W que se representa en el centro de Stereonet y por lo tanto dentro de la zona estable delimitada por el cono de fricción. El factor de seguridad para este caso es 1,45. En el segundo, se ha supuesto una presión de poro U, equivalente a 0,44 W lo que ha desviado la resultante $W + U$ en 20° fuera de la vertical. Esto en Stereonet significa quedar fuera de la zona estable con un factor de seguridad 0,71.

III. ANALISIS DE ESTABILIDAD PARA MÚLTIPLES SISTEMAS DE FRACTURAS:

El ejemplo anterior ilustraba el caso más sencillo para una cuña de roca deslizante sobre un plano único. El método puede hacerse extensivo a una cuña formada por dos, tres o más planos de deslizamiento. Para múltiples planos Londe⁶ y Hendron⁷ han planteado varios posibles modos de fallamiento. Para el ejemplo mostrado en Fig. 4 podemos suponer los siguientes modos de fallamiento:

- Deslizamiento cuesta abajo en plano 1.
- Deslizamiento cuesta abajo en plano 2.
- Deslizamiento cuesta arriba en intersección de planos 1 y 2.

Además se presentan las posibilidades teóricas de "levantamiento de la cuña" desde los planos 1 ó 2.

III.1. Orientación de la línea de intersección de los planos y fuerza de reacción en el plano de fallamiento.

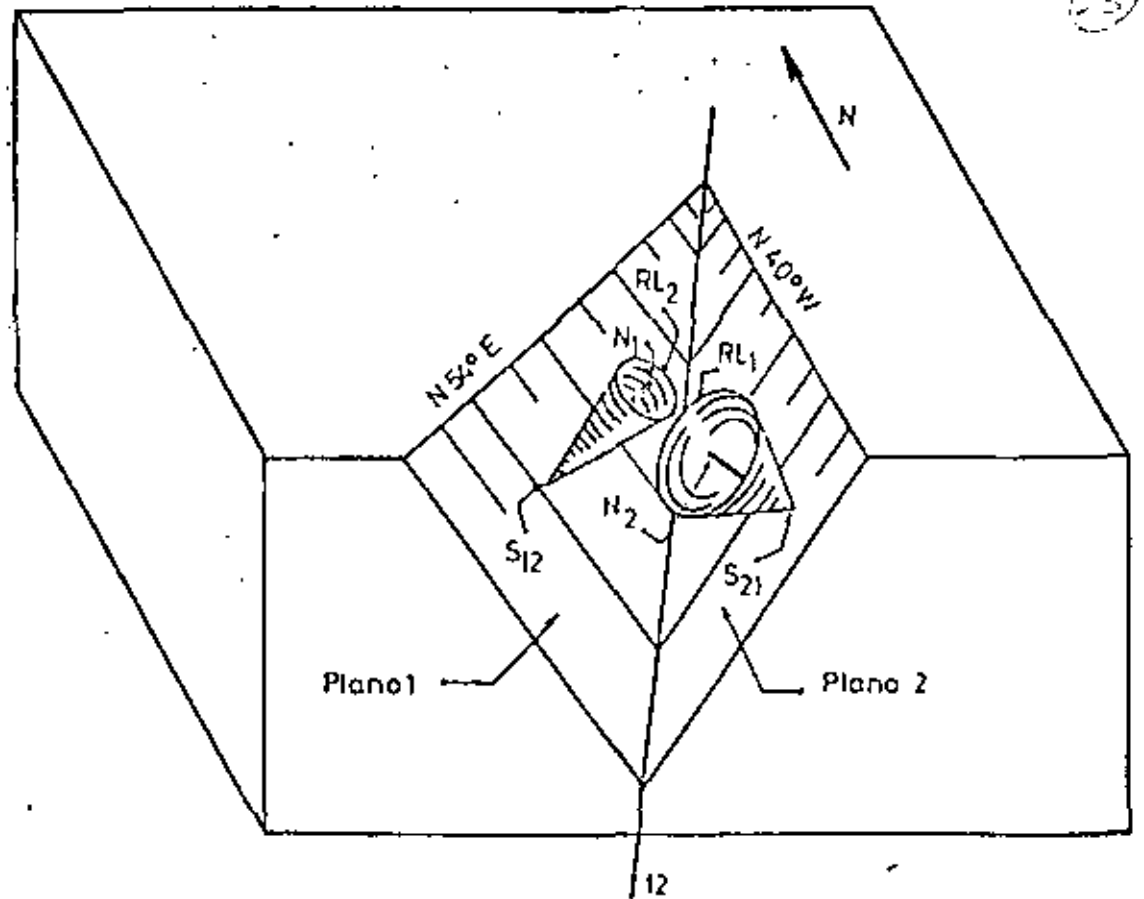
La orientación de la línea de intersección de los planos representados en la Fig 4, se obtiene en Stereonet al dibujar los círculos mayores correspondientes a cada plano. Ver Fig. 5. En nuestro ejemplo la línea de intersección está orientada S 27°W con una inclinación 40° desde la horizontal.

Para el caso de deslizamientos solamente en el plano 1, la orientación de RL1 representada por el cono de fricción en el plano 1 define las zonas estables e inestables. Para deslizamientos en la intersección de planos 1 y 2, la orientación de RL1 + RL2 separa las zonas estables e inestables. El límite entre deslizamientos en la línea de intersección y deslizamientos en plano 1 resulta ser el círculo mayor que pasa a través de N1 y S1, siendo estas las fuerzas normales y de cizalle actuando en el plano 1.

El estudio de estabilidad se inicia construyendo los conos de fricción para ambos planos. Ellos quedan determinados a partir de las normales N1 y N2 según se explicó en la Fig. 3c. Para el caso de deslizamientos en la intersección de ambos planos las fuerzas de cizalle S_1 y S_2 actúan en la dirección del deslizamiento siendo ésta paralela a la línea de intersección. Las fuerzas S_1 y S_2 se dibujan en el mismo punto en Stereonet. Conocidos N y S para cada plano, las fuerzas de reacción respectivas se deducen directamente y con la resultante RL en cada plano actuando en la misma sección que sus respectivas N y S. Por ejemplo, la dirección de las fuerzas de reacción RL1 puede localizarse dibujando un círculo mayor a través de N y S. RL1 se ubica donde este círculo intercepta el cono de fricción a través del plano 1. Conocidos RL1 y RL2 la resultante total del sistema RL1 + RL2 debe actuar en una plano paralelo a RL1 y RL2. En Stereonet este dato se obtiene trazando un círculo mayor a través de RL1 y RL2, y la reacción total se ubicará en algún lugar de este círculo. Sin embargo se observa que su posición exacta dependerá de la orientación de las otras fuerzas deslizantes por considerar, ya que la orientación de estos vectores afecta la magnitud relativa de RL1 y RL2.

III.2. Fuerzas Mínimas requeridas para causar deslizamientos o estabilizar la cuña.

Para causar deslizamientos en la cuña, el vector deslizante resultante debe yacer fuera de las zonas estables y el factor de seguridad debe ser reducido al valor uno. Esquemáticamente ello se consigue



F16. Nº4.- Deslizamiento en dos planos...

mediante una fuerza NW que dibujada en un polígono de fuerza se ubicaría entre la punta del vector existente (vector peso W en este caso) y perpendicular al plano RL1 + RL2.

En la Fig. 6 el ángulo entre W y RL1 + RL2 es cuatro grados. Se observa que el rumbo de la fuerza mínima NW (S 40° W) no es el mismo rumbo de la línea de intersección (S 27° W). De acuerdo al esquema de fuerza presentado en la Fig. 6 la magnitud de la fuerza mínima requerida para iniciar el deslizamiento es igual a 0,07 W y se orienta al S 40°W a 4° hacia arriba.

Una vez que se ha estimado la magnitud y dirección de la fuerza que podría causar el deslizamiento es necesario determinar la magnitud y dirección de las fuerzas necesarias para estabilizarla y establecer así el factor de seguridad. La característica de la fuerza estabilizadora dependerá del tipo de escurrimiento observado, por ejemplo:

CASO I.

La cuña de Fig. 3 está solicitada por una fuerza

deslizante D y escurre potencialmente en el plano 1.

En este caso la orientación N1 y D es conocida, siendo sólo necesario determinar las características de S1 y RL1. Los vectores S1 y RL1 actúan dentro de los planos definidos por N1 y D, su posición se obtiene dibujando un círculo mayor a través de N1 y D (línea sólida en Fig. 7). Resulta así que S1 se ubica a 90° de N1 y RL1 a φ grados de N1 a lo largo del círculo mayor. En el ejemplo, el ángulo entre N1 y RL1 es φ = 20°, el ángulo entre RL1 y D es 37°. El factor de seguridad resultante es:

$$F.S. = \frac{\text{Fuerza de cizalle máxima}}{\text{Fuerza de cizalle movilizada}} = \frac{\text{Tang } 20^\circ}{\text{Tang } (20^\circ + 37^\circ)} = 0,31$$

Para este caso el deslizamiento de la cuña será en dirección de las fuerzas de cizalle S, con incli-

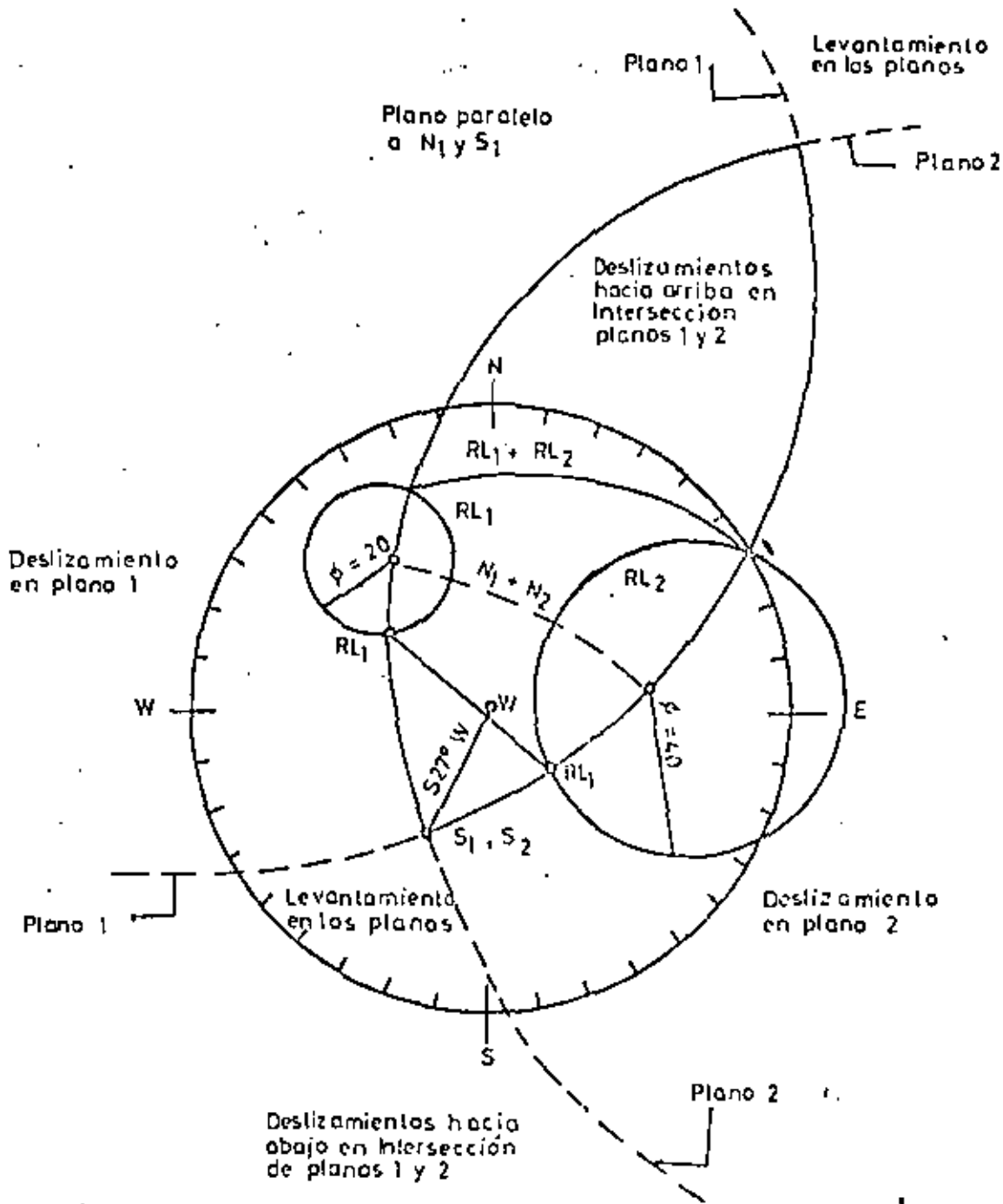


FIG. Nº 5.- Stereonet para deslizamientos en dos planos.-

nación de 19° y en la dirección $S 40^\circ W$ en el plano 1.

La magnitud de la fuerza mínima P , requerida para cerrar los 37° angulares existentes entre $RL1$ y D (y consecuentemente aumentar el factor de seguridad a uno), puede determinarse de la construcción gráfica en la Fig. 7. Si la magnitud D es conocida entonces la fuerza mínima es:

$$P_{min} = D \cdot \text{sen } 37^\circ$$

CASO 2.

La cuña es solicitada por el vector deslizante D y escurre a lo largo de la línea de intersección de los planos 1 y 2. $S1$ y $S2$ actúan paralelos a la línea

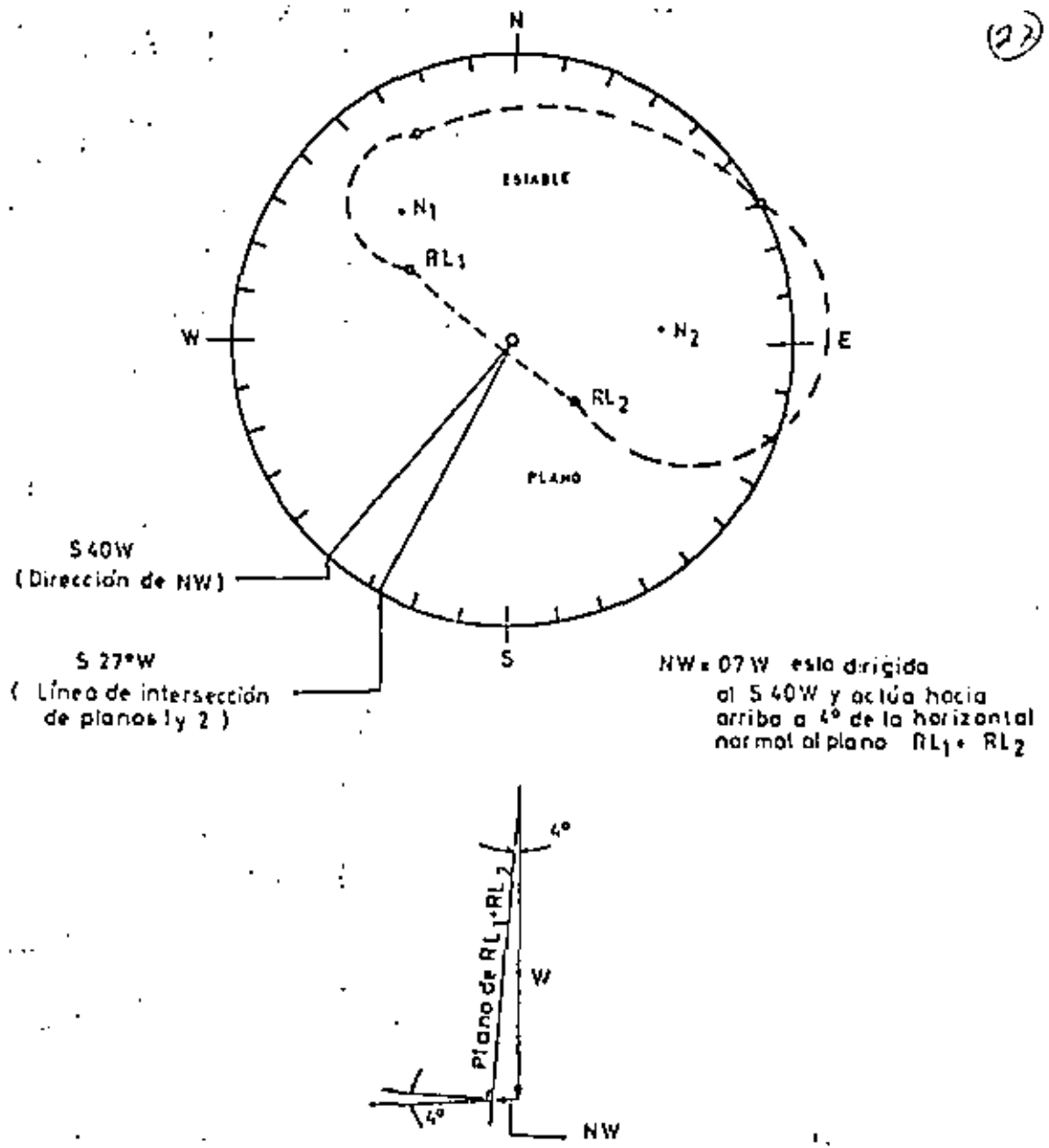


FIG. Nº 6.- Deslizamientos en dos planos
Fuerza mínima requerida para causar deslizamiento..

de intersección de estos planos. La posición de N1 + N2 y RL1 + RL2 quedará definida al dibujar un círculo mayor (línea sólida en Fig. 7) a través de S1, S2 y B. El vector RL1 + RL2 se localiza en la intersección de este círculo mayor y otro círculo que pasa por RL1 y RL2. También el vector N1 + N2 se localiza en la intersección de los círculos mayores que pasan por S1 + S2, B y N1, N2 respectivamente.

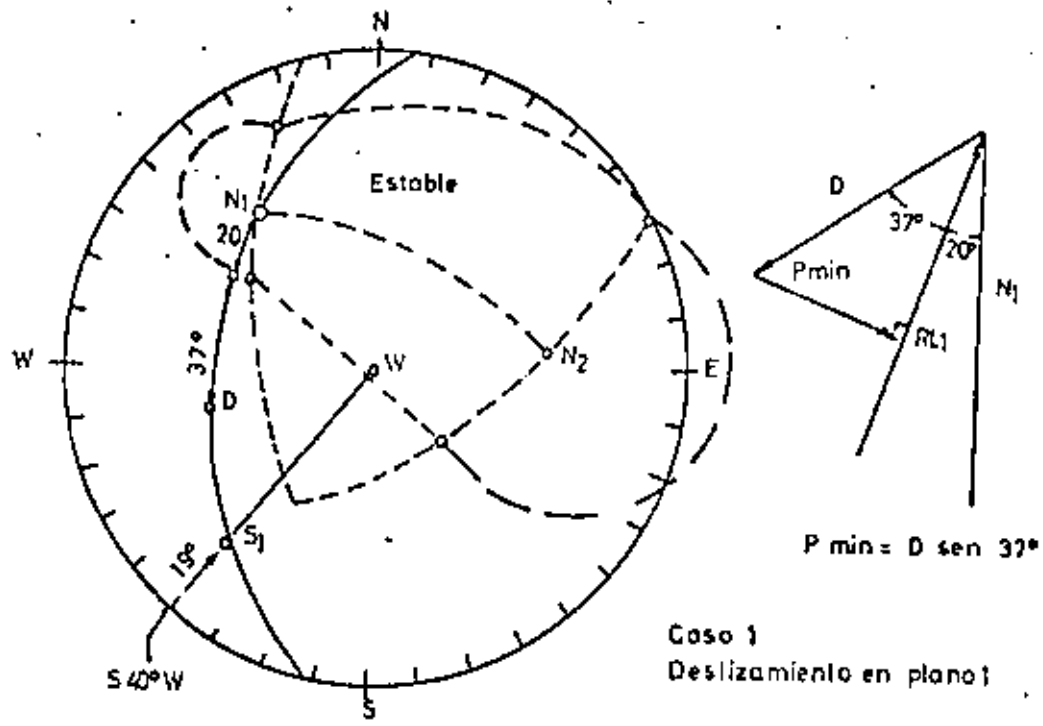
El factor de seguridad queda definido por los ángulos 51° entre N1 + N2 y B, y el ángulo 33° entre N1 + N2 y RL1 + RL2.

$$F. S. = \frac{\text{Tang } 33^\circ}{\text{Tang } (33^\circ + 18^\circ)} = 0,53$$

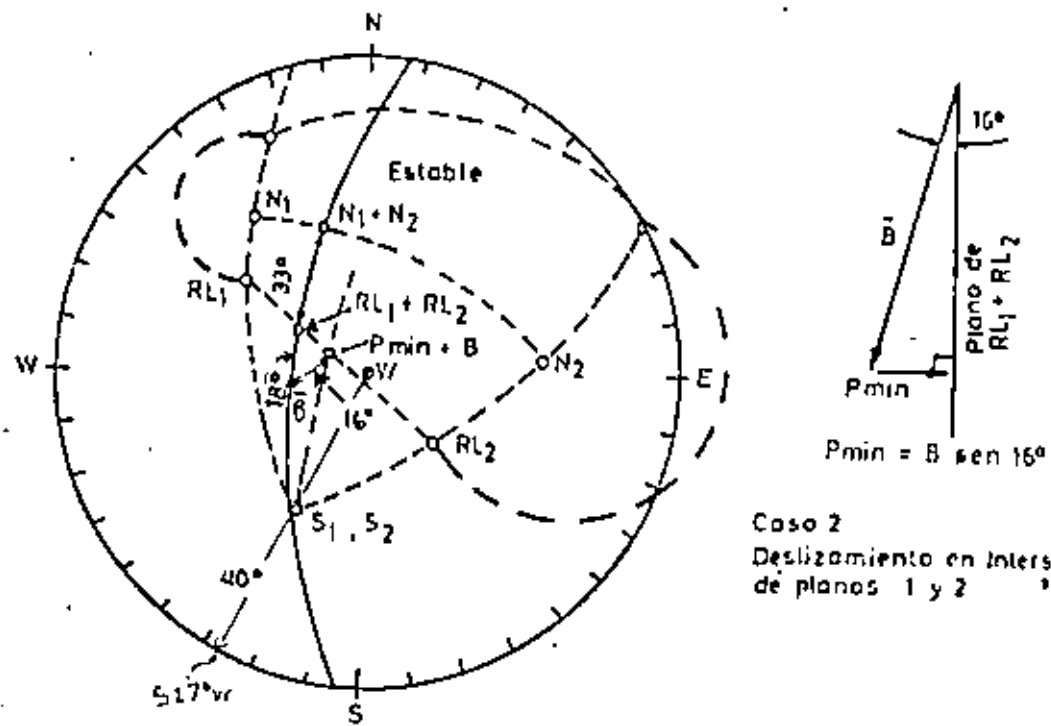
La dirección del deslizamiento es a lo largo de la línea de intersección S 27° W con inclinación 40° hacia abajo.

IV. PROCEDIMIENTO COMPUTACIONAL

El método descrito resulta aparentemente complicado y tedioso en el dibujo manual, pudiendo



Caso 1
Deslizamiento en plano 1



Caso 2
Deslizamiento en intersección
de planos 1 y 2

FIG. Nº 7.- Fuerza mínima requerida para establecer la cuña -

aumentar las dificultades al crecer el número de caras libres de la cuña de roca en estudio. Pues ésta muchas veces no se encuentra definida por una clara y delimitada línea de falla sino por una serie de discontinuidades geológicas (vetas, diaclasas, etc.) que presentan planos de debilidad.

A objeto de obviar estos problemas se han diseñado una serie de programas de computación (8.2) para procesar toda la información por etapas. El cálculo se inicia con la recolección de información en terreno dividiendo la zona a estudiar en bloques (metros de galerías, minas subterráneas; super-

ficie de bancos, mina a rajo abierto). Los datos en forma de rumbo y manes para cada discontinuidad geológica son procesados por STERONET I para dibujar concentración de palos en una Red de Wulff. STERONET II identifica formaciones de grupos de palos sacando su orientación media y desviación standard. Finalmente STERONET III obtiene las intersecciones de planos principales y analiza los factores de seguridad.

REFERENCIAS

1. Turner, F. J.; Weiss, L. E. (1963), Structural Analysis of Metamorphic Tectonics, Mc Graw-Hill.
2. Lowe, K. E.; Erner, D. (1961), Petrofabric Counting by Digital Computer, Geol. Soc. Amer. Sp. Paper 68, p. 220.
3. Goodman, R. E. (1969), Discussion of Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock by Klaus Jolin. Proc. ASCE vol. 95 SM2, marzo.
4. John, K. W. (1968), Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock. Proc. ASCE vol. 94 SM2, marzo.
5. Loude P. V. et al. (1960), Stability of Rock Slopes-Graphical Methods. Proc. ASCE vol. 86 SM1, julio.
6. Loude P. V., et al. (1969), Stability of Rock Slopes A three Dimensional Study. Proc. ASCE vol. 95 SM7, enero.
7. Hendron, A. J. (1971), Analytical and Graphical Methods for the Analysis of Slopes in Rock Masses. Department of Civil Engineering, University of Illinois.
8. Kistulovic, G. et al. (1974), Reporte Técnico RT-74-1 Steronet. Programa de Computación para Cuantificar Discontinuidades Geológicas. Compañía de Colores El Salvador, Colosal.
9. Kistulovic, G. et al. (1975), Informe Técnico IN-75-1 Análisis Vectorial para el estudio de rocas fracturadas. Reporte Interno Sección Mecánica de Rocas, Depto. de Minas, Universidad de Chile.

MIEMBRO
AMERICAN SOCIETY
OF PHOTOGRAMMETRY



Y
AMERICAN CONGRESS
ON
SURVEYING AND MAPPING

OFICINA TECNICA ANTONIO de GAVARDO

LEVANTAMIENTOS AEROFOTOGRAMETRICOS LEVANTAMIENTOS FOTOGEOLOGICOS CON CONTROL DE TERRENO MENSURAS DE PROPIEDADES MINERAS POR FOTOGRAMETRIA PROYECTOS DE CAMINOS Y FERROCARRILES CUBICACION DE DESMONTES Y CONTROL DE TRANQUES POR FOTOGRAMETRIA TERRESTRE CATASTRO DE PROPIEDADES MINERAS, ETC.

DISTRIBUIDOR EXCLUSIVO DE
FILOTECNICA SALMOIRAGHI S.P.A.
MILANO, ITALIA

REPRESENTANTES
MC. PIAR, GEOPHYSICS LTDA.
ONTARIO, CANADA

TALLER REPARACION INSTRUMENTOS DE INGENIERIA Y OPTICA
 TALLER COPIAS DE PLANOS

AV. ISIDORA CUYENCHES 102 - LAS CONDES
TELEFONOS: 551231 - 421213
CASILLA 107 - SANTIAGO 12



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

SLOPE STABILITY WITH PLANE, WEDE AND POLYGONAL SLIDING SURFACES

MAYO, 1984

Reprint of the Proc. of Int. Symposium on
"Rock Mechanics Related to Dam Foundations",
Rio de Janeiro, 1978

SLOPE STABILITY WITH PLANE, WEDGE AND POLYGONAL SLIDING SURFACES

Prof. Dr. K. Kovari

Dipl. Ing. P. Fritz

Federal Institute of Technology Zurich, Switzerland

Slope stability for planar, polygonal and wedge-shaped sliding surfaces: A formula for the design of anchors in rock slopes is presented. Since several parameters can be lumped together in two factors and the cohesion appears in an explicit form the formula can be used to carry out parametric studies with little expenditure of time. Due to an analogy between plane failure and the sliding of a wedge on two planes the same formula can be used to describe the three dimensional problem. An extension of the work to problems involving polygonal sliding surfaces is presented, which is based upon the hypothesis that due to kinematic considerations a discrete number of internal slip surfaces must exist in the rock mass. These internal slips may take place on preferred surfaces, which arise from the actual geological situation. In the majority of cases, however, new ruptures are created, that depend only partially on existing planes of weakness. In the numerical procedure the rock mass is divided up into discrete elements governed by the assumed internal slip surfaces. The basic formula mentioned above is then applied to each element separately. The internal forces acting on the interfaces between elements are defined by an additional failure condition. In an example taken from rock engineering practice it is shown how great the influence of the rock mass in resisting the development of such internal slip surfaces is with respect to the stability of the slope.

Stabilité de talus rocheux sur des surfaces de glissement polygonales et spaciales: Pour dimensionner l'ancrage d'un talus rocheux, on présente une formule qui permet d'effectuer des analyses paramétriques avec un travail minimum du fait que plusieurs paramètres sont résumés dans deux facteurs et que la cohésion est prise en compte explicitement. Grâce à une analogie entre le problème plan des talus et le glissement d'un coin de roche sur deux plans, le problème spatial se laisse aussi traiter avec la même formule fondamentale. Un élargissement du domaine d'application à des problèmes à surfaces de glissement polygonales se base sur le fait que pour des raisons cinématiques il existe des glissements internes ou cisaillements dans la masse rocheuse. Ces surfaces de cisaillement sont parfois données par la nature, mais la plupart du temps il se forme des cassures nouvelles qui ne suivent que partiellement des zones faibles préexistantes. Les surfaces de cisaillement divisent la masse rocheuse en différentes parties où la formule fondamentale citée peut être appliquée séparément.

1. Introduction

Normally, for investigating numerically the stability of rock slopes, simplified deformation mechanisms are assumed. The computations are then carried out for various material properties and loading values. With the aid of the simple mathematical relationships presented here numerous behaviour hypotheses can be easily tested, so that a better understanding of the interplay of the forces in the rock structure is possible. Only on the basis of the knowledge thus gained and by considering influences not directly quantifiable can decisions be made regarding shape, drainage and safety measures in a rock slope. For a parameter analyses in rock engineering it is important that the extent of the mathematical formalism is kept to a minimum. The computational method given here meets this requirement in two respects. Firstly, a basic formula for the safety factor of rock slopes is presented, which is valid for both slip along a plane surface and of a three-dimensional rock wedge. This is possible thanks to the discovery of a formal analogy between the two problems. Secondly, the use of this formula is further simplified by means of charts or programming for a pocket calculator. The investigation of problems with polygonal slip surfaces gives a useful insight into the relationships holding for kinematically complex slides. Here, especially, the significance of potentially new failure surfaces, i.e. slip surfaces within the sliding rock mass, is evident.

2. Theoretical Foundations

The mathematical treatment of rock slides is based upon the hypothesis of limit equilibrium. The rock is idealized as a rigid body, and only sliding but no rotation or lifting-off of the potential sliding mass is considered.

2.1 Remarks on the definition of safety factor

In civil engineering safety factor is usually understood as the relationship between the applied stress and a strength. In this sense the safety factor with respect to sliding of a slope is formulated as

$$F_s = \left| \frac{\text{maximum shear resistance}}{\text{applied shear force}} \right| \quad (1)$$

Another definition that is frequently used is based upon a grouping of the forces acting on the sliding mass. This leads to the following definition of safety factor

$$F_s = \frac{\text{resisting forces}}{\text{driving forces}} \quad (2)$$

With the aid of a simple example it is shown that the two definitions can lead to completely different results (Kovari and Pritz, 1976). A body resting on an inclined plane is loaded by its self-weight W and an anchor force T . The corresponding components parallel and normal to the sliding surface, W_s , T_s and W_n , T_n respectively, are shown in Fig.1. If the maximum shear force at the moment of slip is designated by S_{max} , then according to definition (1)

$$F_s = \frac{S_{max}}{W_s - T_s}$$

so that the component of the anchor force T_s reduces the effective applied force in the denominator. The safety factor defined by (2), however, becomes

$$F_s = \frac{S_{max} + T_s}{W_s}$$

i.e. the anchor force contributes to increase the resisting force in the numerator.

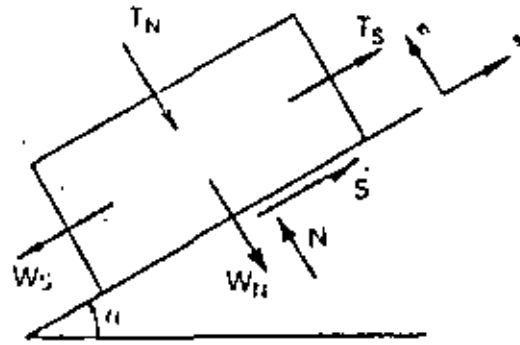


Fig. 1: Potential sliding mass with the components of self-weight W_s , W_N and the anchor force T_S , T_N

It is evident that difficulties arise in applying the second definition. Whereas a loose anchor is considered as a passive resisting force in the numerator, if one is consistent, a prestressed anchor should be considered as an active force reducing the resultant driving force in the denominator.

A comparison of the two definitions of safety factor for a given case is shown in Fig. 2. The ratio T_S/W_s is plotted as abscissa, the ordinate representing the safety factor. Firstly, it is noticeable that the asymptotic value of F (Definition 1) at $T_S = W_s$ is infinite, since the resultant force parallel to the sliding surface disappears at this value, which means that failure can never occur. For even higher values of T_S the rock mass will slide upwards and F_S decreases. The second definition, however, is not capable of taking into account these two phenomena. For $T_S = W_s$ the value of F_S is finite. Furthermore upwards movement of the rock mass is not accounted for. Only for downwards sliding in the range of values of F_S around 1 is there agreement between the two definitions. It is clear that the second definition

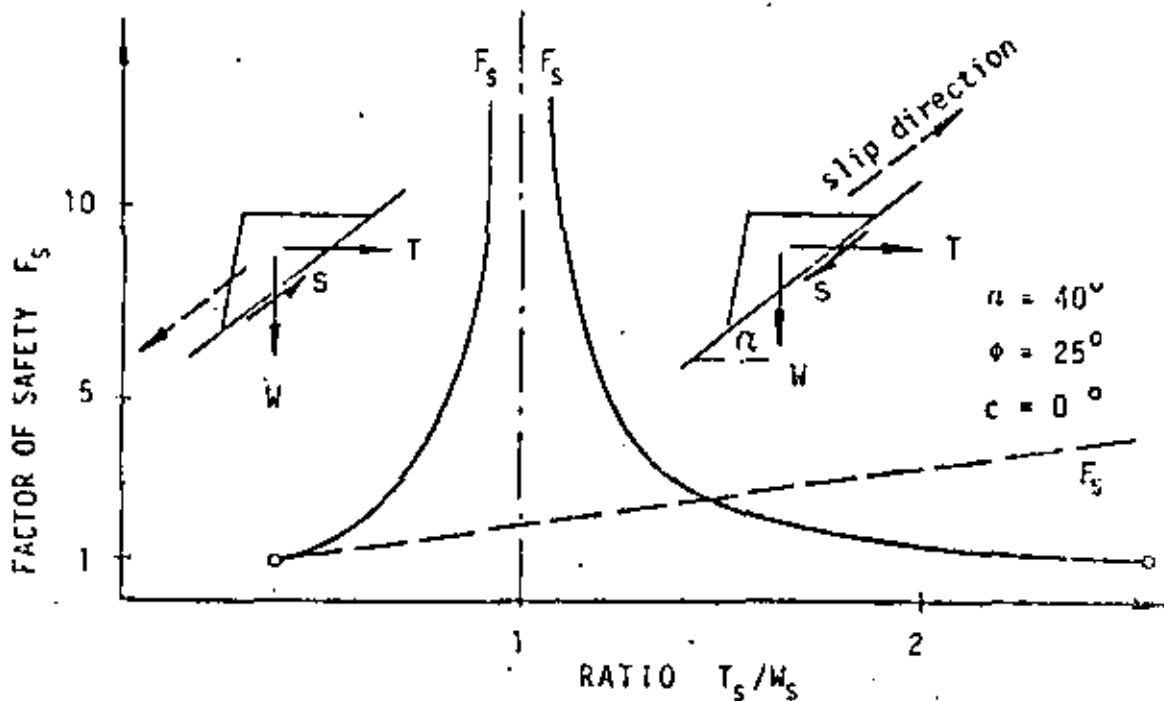


Fig. 2: Safety factor according to two different definitions

based on the consideration of driving and resisting forces should not be applied for the following reasons:

- upwards sliding is not accounted for,
- meaningless values are obtained for $T_s = W_s$.
- it infringes upon an elementary law of mechanics, according to which a group of forces acting on a rigid body is equivalent to its resultant. The determination of a resultant is not possible, because the external forces due to inadmissible grouping act partly as driving and partly as resisting.

2.2 Plane failure surface

A vertical section through a potentially unstable rock slope is shown in Fig.3. The weight of the rock mass is W and the contact area with the underlying rock on which it rests is A . The resultant R of all external forces acting (anchor force, water pressure, surcharge etc.) is directed at an angle β to the horizontal.

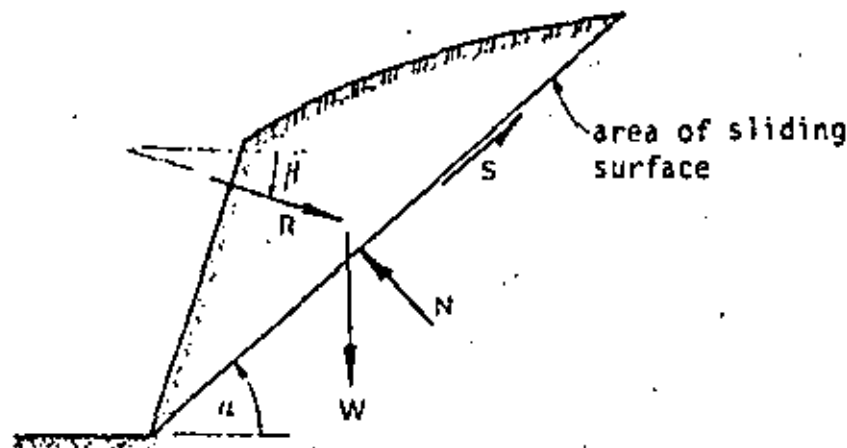


Fig. 3: Geometry of the slope and the forces acting on it

The geometry of the slope enters the calculation through the area A , the slope angle α and indirectly through the self-weight W . The reaction on the failure surface is composed of a normal force N and a shear force S . Resolving the forces into components parallel and normal to the failure surface leads to the following equilibrium equations

$$S + R \cos (\alpha + \beta) - G \sin \alpha = 0.$$

$$N - R \sin (\alpha + \beta) - G \cos \alpha = 0.$$

The definition of safety factor according to (1) is

$$F_s = S_{\max} / S_{\text{acting}}$$

and Coulomb's failure condition for the contact surface is

$$S_{\max} = N \tan \phi + c A \quad (\text{where } c: \text{ cohesion, } \phi: \text{ friction angle}).$$

Thus the sought for basic formula (Kovári and Fritz, 1975), which represents the key to the simple treatment of slope stability problems, is obtained directly, namely

$$R = k_1 \left(1 - \frac{cA}{W} k_2 \right) W$$

The coefficients k_1 and k_2 are given by the expressions below.

$$k_1 = \frac{F_g \sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi}{F_g \cos(\alpha + \beta) + \sin(\alpha + \beta) \tan \phi}$$

$$k_2 = \frac{1}{F_g \sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi}$$

The following points are worthy of note with regard to the above formula:

- if, besides the anchor force, no other external forces are acting, it may be used directly as a design formula for the anchor force.
- the cohesion c appears explicitly, which allows a very simple estimate of its influence to be made.
- it is valid, as will be shown afterwards, also for the three dimensional problem of sliding of a wedge on two plane surfaces.

The simple evaluation of this formula in practice is aided by the use either of a programmable pocket calculator or of design charts (Kovari and Fritz, 1976), whereby the factors k_1 and k_2 are a function of geometry, safety factor and friction angle only. An extension of this formula is described in appendix 4.1.

2.3 Sliding of a wedge on two planes

The three-dimensional problem is treated here of a wedge sliding on two planes with the contact areas A_1 and A_2 . It is shown (Fig.4a) how this case is analogous to the simple one previously handled. We define a cartesian coordinate system (s,n,h) . The s -axis lies in the direction of the line of intersection of the two planes, the h -axis is horizontal and the n -axis is in the vertical plane through the line of intersection. Fig.4b shows a section with a vertical plane through the intersection line, while Fig.4c shows a section normal to the intersection line.

The forces acting are divided into three groups:

- self-weight W .
- reaction (now two normal (N_1, N_2) and two shear forces (S_1, S_2) respectively).
- the resultant R of the external forces.

Analogue to the case of one sliding plane the basic relationships may be formulated for

- the three equations of equilibrium,
- the definition of safety factor (1),
- Coulomb's law of friction for shear resistance along the sliding surface.

To begin with, it will be assumed for the sake of simplicity, that the resultant R lies parallel to the vertical plane (s,n) through the intersection line, and further that the same friction angle applies to both planes. The combination of the five conditions with the help of elementary algebraic operations yields the following basic equation for wedge problems

$$R = k_1^* \left(1 - \frac{c_1 A_1 + c_2 A_2}{W} k_2^* \right) W \quad (4)$$

where

$$k_1^* = \frac{F_g \sin \alpha_s - \cos \alpha_s \tan \phi^*}{F_g \cos(\alpha_s + \beta) + \sin(\alpha_s + \beta) \tan \phi^*}$$

$$k_2^* = \frac{1}{F_g \sin \alpha_s - \cos \alpha_s \tan \phi^*}$$

$$\tan \phi^* = \frac{\cos \omega_1 + \cos \omega_2}{\sin(\omega_1 + \omega_2)} \tan \phi + \lambda \tan \phi$$

One immediately recognizes the correspondence of this formula with that for a single plane and the conditions of the analogy:

- instead of the slope angle α of the single failure surface the slope angle α_2 of the line of intersection of the two failure surfaces is employed,
- instead of the friction angle ϕ the angle ϕ^* is used,
- instead of the product cA the sum $c_1A_1 + c_2A_2$ must be considered.

The inclination α_2 of the intersection line and the factor λ for determining the angle ϕ^* may be read directly from tables for various geometries (Kovári and Fritz, 1976). In the same work all the necessary derivations are given in detail, especially for the angles ω_1 and ω_2 .

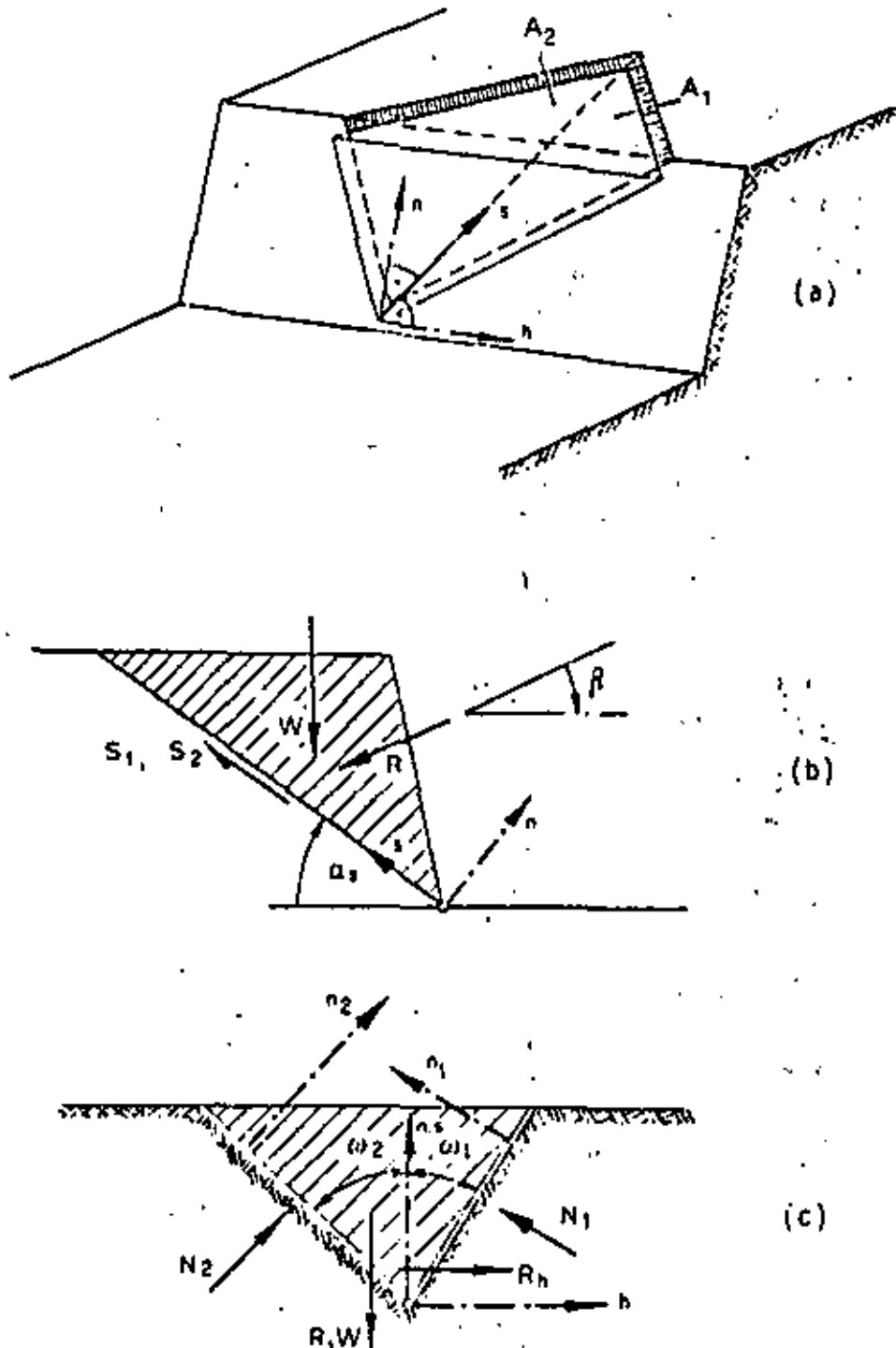


Fig. 4: Isometric view and sections of rock wedge

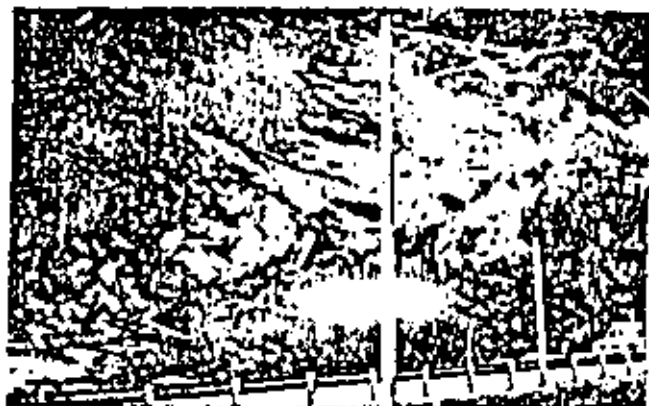


Fig. 5:

Rock slope in Canton Grisons, Switzerland.

2.4 Example from rock engineering practice

With the aid of a practical example it will be shown how a parametric study can be carried out using the basic formula presented here. In the course of the reconstruction of a mountain road in Switzerland a section, approximately 100 m long, of a steep rock slope slid down (Fig.5). Since sliding of the remaining part of the slope was feared the use of rock anchors as a possible remedial measure was to be investigated. Characteristic for the whole rock mass was intensive folding and shearing of the interchanging beds of limestone and argillaceous shale (Fig.5). The most important consideration regarding potential instability was the presence of shear surfaces in the plane of the axis of folding, inclined at an angle 30° - 40° normal to the road. The rock mass could break free from one of a number of joint systems running through it. Based on this data the problem was reduced to one of sliding on a single plane, whereby strips 1 m wide were considered. The endangered rock mass was divided in cross-section (see Fig.6) more or less arbitrarily into three parts, with the idea that the safety factor was best considered, for either just the lower part breaking off or the whole rock mass coming down.

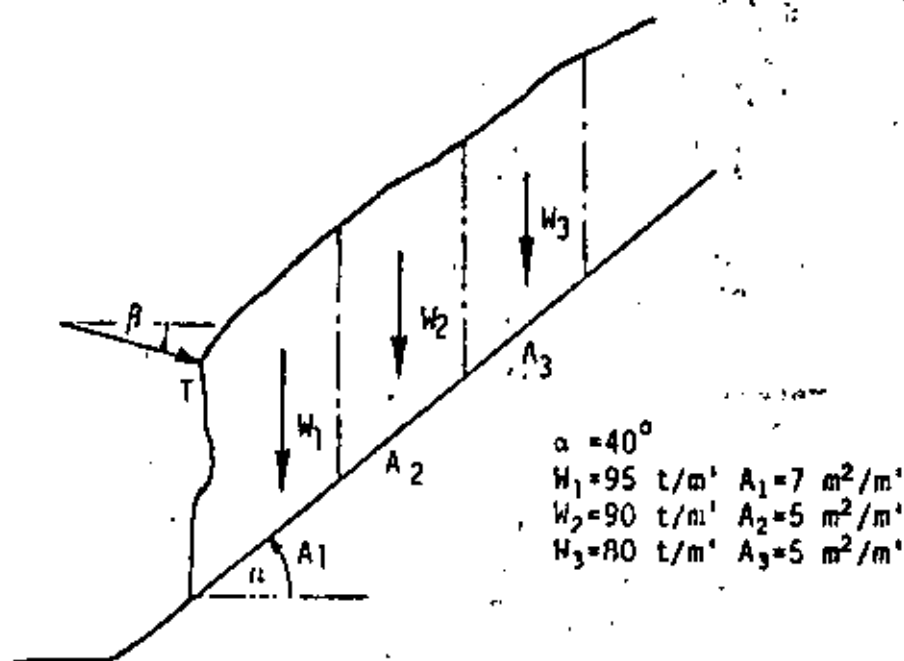


Fig. 6: Typical cross-section through the potential sliding mass

In a first computational step the material properties of the sliding surface were back-calculated from the stability of the whole rock mass with the help of the formula (3). Substituting a safety factor $F_s = 1$ and various friction angles ϕ the necessary cohesion c was calculated and plotted in Fig.7 in function of ϕ . Each point on this curve represents a possible combination of values of c and ϕ satisfying the condition of limit equilibrium.

For typical pairs of values of c and ϕ the required anchor force was determined for various values of safety factor. For example, in Fig.8 the anchor force for three cases $W = W_1$, $W = W_1+W_2$ and $W = W_1+W_2+W_3$ is shown for a selected pair of values (c, ϕ). If a smaller probability of occurrence is attributed to the whole rock mass (i.e. $W = W_1+W_2+W_3$), the safety factor $F_s = 1.1$ may be regarded as adequate. The corresponding anchor force $T = 25 \text{ t/m}^2$ means, however, that for sliding of the lower part

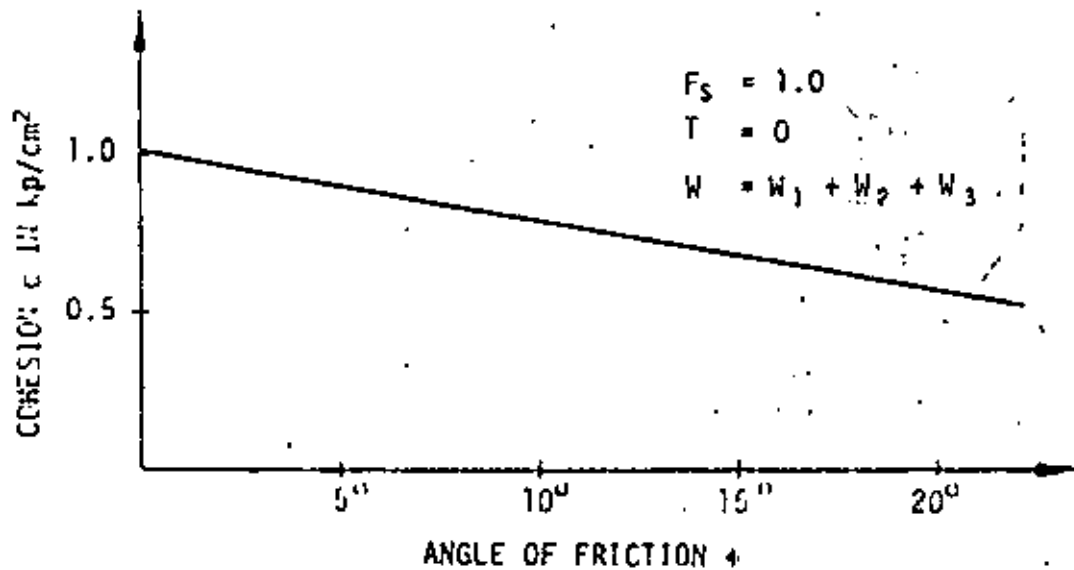


Fig. 7: Strength parameters for the limit equilibrium method (parameter back-calculation)

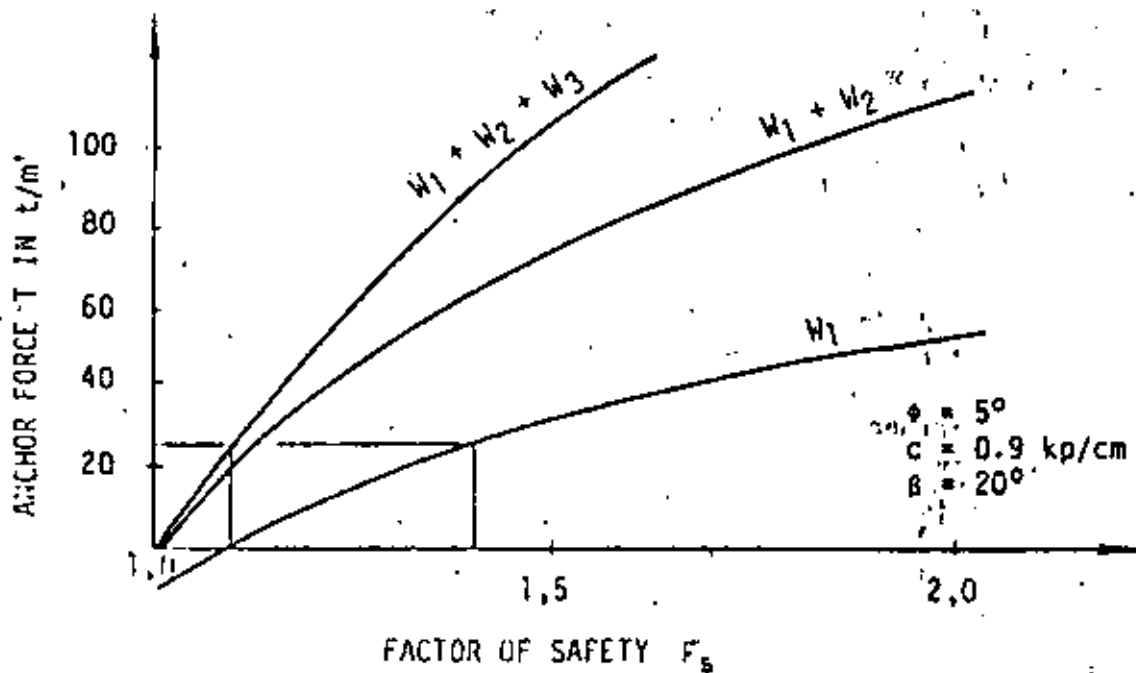


Fig. 8: Influence of the safety factor on the required anchor force

($W = W_1$) alone the safety factor is $F_s = 1.4$. The increase of the safety factor compared with that for sliding of the whole rock mass is in agreement with the greater probability that was assigned to this case.

With the simple estimate for the anchoring costs P in dependence upon the number of borings n , the anchor lengths l and the price P per unit of the anchors and P_B of the borings, i.e.

$$P = (P_A + n P_B) l$$

an optimum anchor inclination β was finally determined. The anchor costs in percent of the minimum value are plotted as ordinate against the angle β as abscissa in Fig. 9. Depending upon the desired safety factor F_s there result, naturally, different anchor costs. However, the optimum inclination β for this example always lies between 10° and 30° .

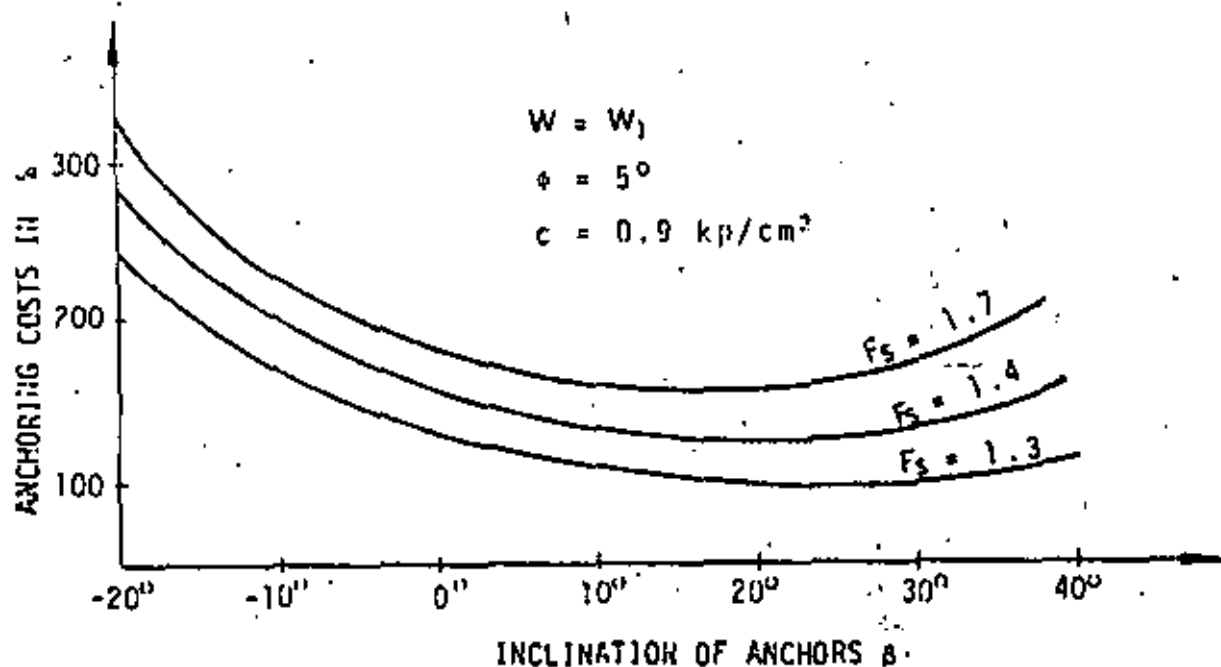


Fig. 9: Determination of the most economic anchor inclination

3. Sliding on polygonal sliding surfaces

From experience it is known that sliding, corresponding to the nature of rock, usually takes place on polygonally-shaped surfaces. For such cases Janbu (1954) and Morgenstern and Price (1965) have suggested practical methods of computation, whereby the endangered earth or rock mass is divided up into vertical strips or slices. The computational procedure is based on certain assumptions regarding the distribution and slope of internal contact forces, as well as the hypothesis of limit equilibrium. The method advocated here, however, is based upon the physical requirement that sliding on a polygonal surface is only possible kinematically if a sufficient number of internal shear surfaces can develop. For the sake of simplification, in the following only continuous plane shear surfaces starting from the intersection lines of the polygon sliding surface are assumed. Thus, as shown in Fig. 10, the slide of a mass on three planes must be accompanied by at least two internal shear surfaces. For n external sliding planes ($n-1$) such interfaces are required. The method described here rests upon the following basic assumptions:

- a) The blocks comprising the rock mass are each considered to be rigid.
- b) The directions of the internal shear surfaces are known.
- c) On the internal and external sliding surfaces (at the condition of limit equilibrium) the Coulomb failure condition applies, and no tensile strength is permitted. The strength parameters may be allocated different values on each sliding surface.
- d) For the safety factor - according to definition (1) - the same value is assumed for all internal and external sliding surfaces.

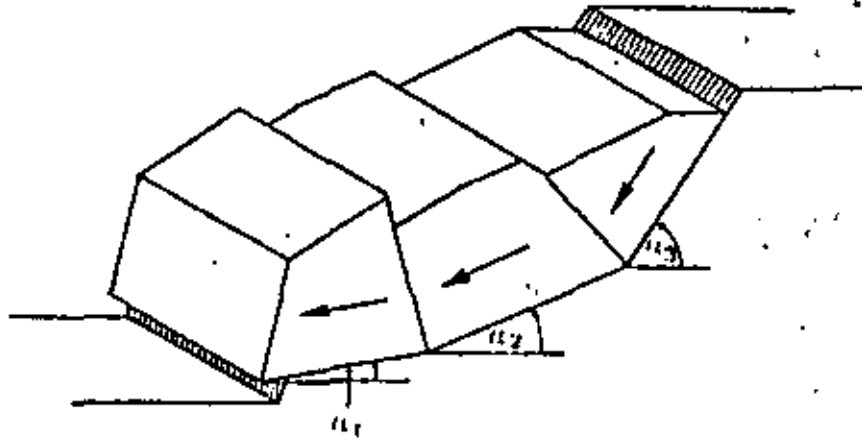


Fig. 10: Kinematics of a slope failure for a polygonal sliding surface

On the basis of these assumptions the safety factor and all external and internal reactions can be determined for a given geometry, loading and strength. The direction of the internal shear surfaces is chosen from case to case on the basis of a careful investigation of the structure of the potential sliding mass. However, for highly jointed rock the direction of the internal slip surfaces can be found by the condition of a minimum safety factor for the system. In an investigation of the stability of an earth dam Sultan and Seed (1967) used a similar criterium. It is readily seen that the resistance of a rock mass to splitting up into various parts plays an important role in stability calculations. The significance of interlocking effects in the joints and the strength of the rock are in this connection of great importance. Müller (1962, p.270) has already drawn attention to these aspects. With regard to the same safety factor being postulated for all slip surfaces the following remarks are offered. As will be shown in the next section, it would be formally possible to allocate a different safety factor to each slip surface. One limiting condition must be observed, i.e. that at the moment of slip the safety factor on all surfaces must be reduced to the value of unity. This refinement allowing for varying safety factors, however, seems to us, due to insufficient foundation and considering the many simplifications introduced to solve the problem, to be inappropriate. In any case, with considerations of this kind the contributions of the relative displacements along the interfaces, which are necessary to mobilize the shear resistance, must also be taken into account. One could quite easily imagine a situation, in which because of large deformations the external slip surface has reached a state of residual shear strength, whereas the internal slip surfaces (with smaller relative deformations) still exhibits the peak value of shear resistance. This consideration, which is related to the problem of progressive failure, exceeds the limits, however, of this present study. Indeed, the method of limit equilibrium, due to the assumption of rigid body behaviour, is not suitable to solve the problem of progressive failure. It is only possible to determine an admissible velocity field in the sense of the plasticity theory of Hill (1955).

3.1 Polygonal failure surface consisting of several planes

The general case of a potential rock slide on a n -section polygonal slip surface is shown in Fig. 11. The geometry of the slope is fixed by the angles of inclination α_i and γ_i and the corresponding areas A_i and \bar{A}_i of the respective slip planes. The forces acting are again divided into three groups:

- The weights W_i of the individual blocks,
- the external reactions N_i , S_i and the inner reactions \bar{N}_i , \bar{S}_i (contact forces),
- the resultant R_i (of slope β_i) of the external forces (anchor force, water pressure in the external slip surfaces etc.). Water pressure, that may act in the joints normal to the internal slip surfaces, are taken care of by the forces Q_i .

If it is now assumed that there is a different safety factor in each slip plane, four unknowns are obtained for each plane, the safety factor, two reaction forces and one strength value (S_{max}). Thus for n external and $(n-1)$ internal slip surfaces there are altogether $(8n-4)$ unknowns to be determined. For this purpose, for each of the n blocks, two equilibrium conditions must be satisfied

$$\sum X_i = 0, \quad \sum Y_i = 0$$

as well as the $[n + (n-1)]$ Coulomb conditions on the sliding planes and the corresponding expressions (1) for safety factor in the form

$$S_{i_{max}} = N_i \tan\phi + c_i A_i \quad (N_i \geq 0), \quad \bar{S}_{i_{max}} = \bar{N}_i \tan\phi + c_i \bar{A}_i \quad (\bar{N}_i \geq 0)$$

$$F_{N_i} = \frac{S_{i_{max}}}{S_i}, \quad \bar{F}_{S_i} = \frac{\bar{S}_{i_{max}}}{\bar{S}_i}$$

In the above it was tacitly made use of the principle of action and reaction for the component forces \bar{N}_i, \bar{S}_i on the interface. Thus for the system as a whole with n blocks there are $(6n-2)$ equations and $(8n-4)$ unknowns, i.e. the problem is statically indeterminate to the $(2n-2)$ th degree. This indeterminacy is a consequence of the working hypothesis of the method of limit equilibrium, as with the assumption of rigid behaviour the displacement and stress fields are unknown. The deficient equations, therefore, cannot be found using mechanical or physical laws. A possible hypothesis is to make the safety factors in the various slip planes dependent upon one another. Since the safety factor in the case of slip must be everywhere unity and here a simplified approach is sought, we assume that the safety factor is equal in all slip planes. The deficient equations are thus

$$F_{S_i} = F_{S_1} \quad (2 \leq i \leq n+n-1).$$

In solving the system of equations it should be noted, that most of the unknowns can be eliminated with the help of the basic formulas (3) and (7) respectively, leaving just n values. To solve the remaining equations, on account of their nonlinear character, an iterative method is used. The equations are best solved, therefore, by means of the computer program listed in appendix 4.2. For the special case of sliding on a two-degree polygonal surface it is shown in the next section that this problem can also be solved by hand with not too much effort. For the sake of completeness, a semigraphical procedure for the analysis of an n -degree polygonal sliding surface is also presented. Generally, this procedure would only find application if an electronic computer were not available.

Remark: If, with the exclusion of tensile strength of rock, negative contact (interaction) forces occur this points to a separation of the individual blocks. From the point of view of the stability analysis, the slide of the whole rock mass is no longer of interest, but only of a certain group of blocks.

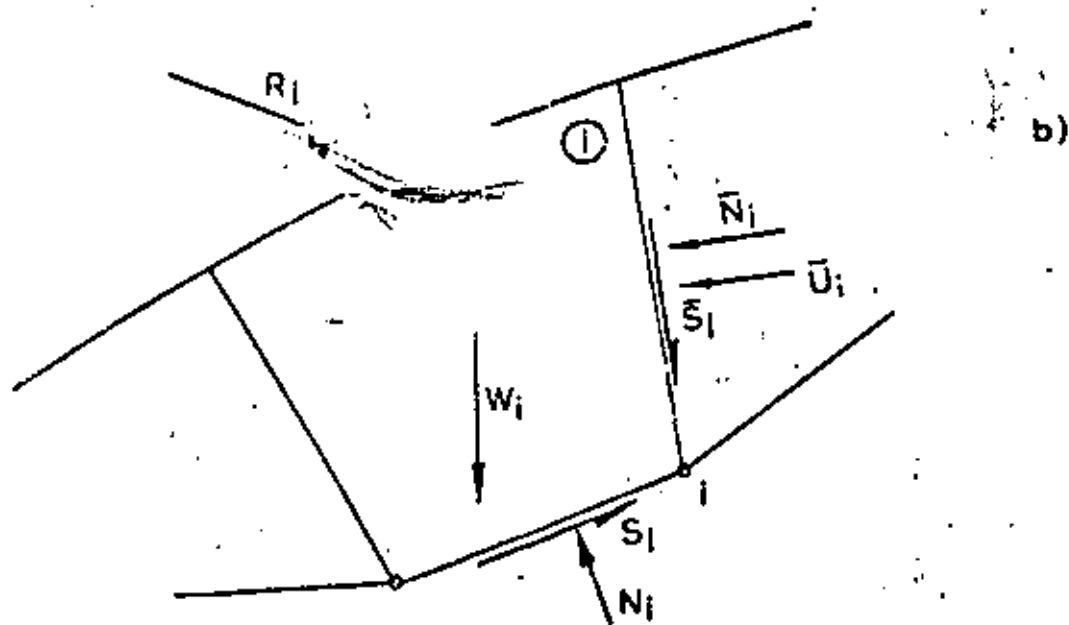
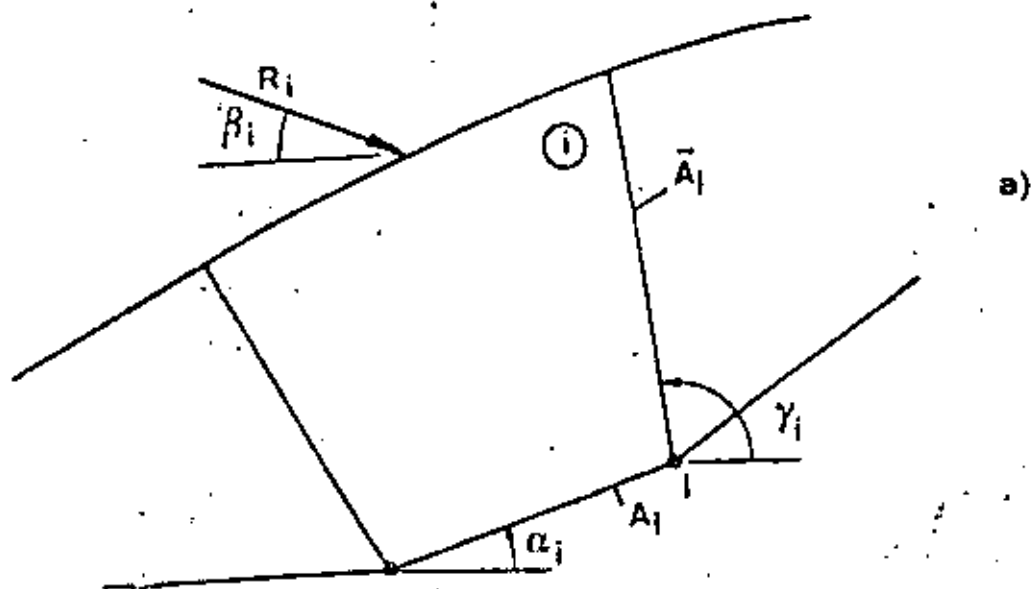


Fig. 11: Element i of a rock mass with a polygonal sliding surface
 a) geometrical quantities
 b) internal and external forces

3.2 Polygonal sliding surface composed of two planes

The rock mass shown in Fig. 12a rests on two potential sliding planes of angle of inclination α_1 and α_2 . Sliding is only possible if an internal slip surface with a certain inclination γ can develop, so that the mass is divided into two blocks of weight W_1 and W_2 respectively. Besides possible external forces R_1 and R_2 and a water pressure \bar{U} acting in the interface there are the reactions N_1 , S_1 and N_2 respectively on the external slip planes and an interaction force I on the internal slip surface. The components \bar{N} , \bar{S} of I must fulfil the failure condition of Coulomb. With the parameters for the internal slip surface - cohesion \bar{c} , friction angle $\bar{\varphi}$ and contact area \bar{A} - the Coulomb condition is

$$\bar{N} = I \cos \delta$$

$$\bar{S} = I \sin \delta$$

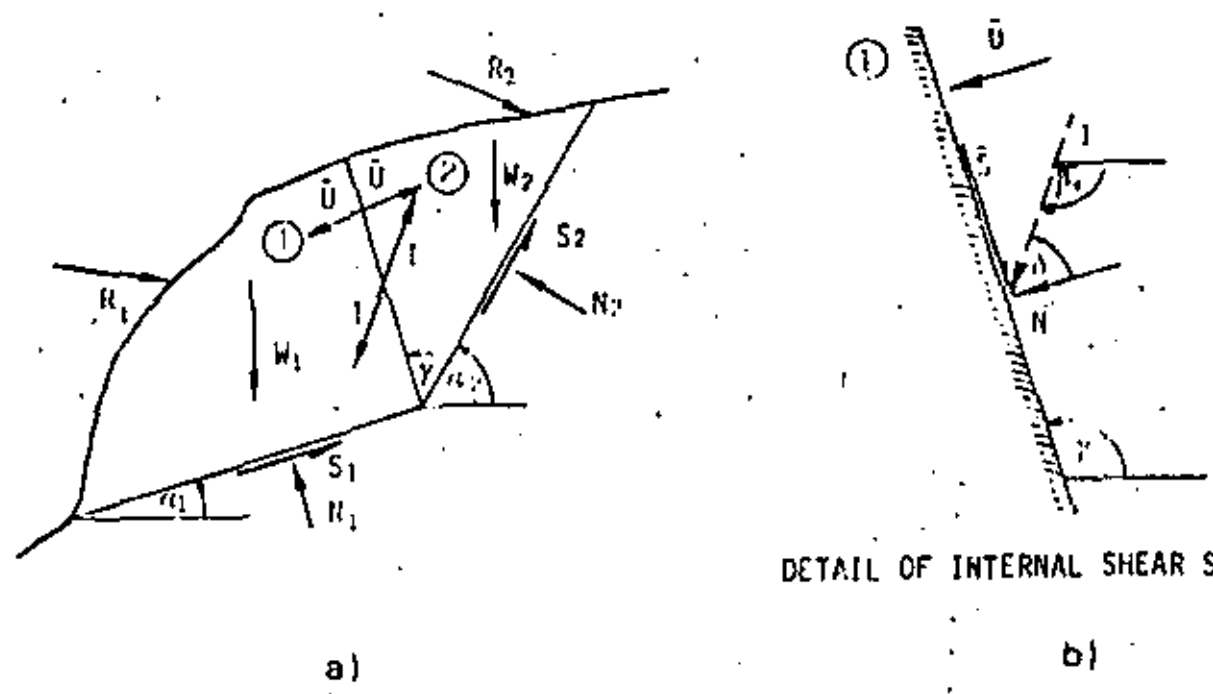


Fig. 12: Rock mass with forces acting on it for a sliding surface consisting of two planes

$$\bar{S}_{max} = (\bar{N} - U) \tan \bar{\phi} + \bar{c} \bar{\lambda}$$

Employing the definition (1) for safety factor, viz.

$$F_s = \frac{S_{max}}{S} = \frac{\bar{N} - U}{\bar{S}} \tan \bar{\phi} + \frac{\bar{c} \bar{\lambda}}{\bar{S}}$$

one obtains the characteristic angle δ (Fig. 12b) between the interaction force I and the normal to the corresponding sliding surface:

$$\tan \delta = \frac{\bar{S}}{\bar{N}} = \frac{1}{F_s} \left(\tan \bar{\phi} + \frac{\bar{c}^* \bar{\lambda}}{\bar{N}} \right) \tag{5a}$$

with the relationships

$$\bar{N} = I \cos \delta \text{ and } \bar{c}^* = \bar{c} - \frac{U}{\bar{\lambda}} \tan \bar{\phi}$$

As a known special case one obtains, for cohesionless material, without water pressure in the interface and a safety factor $F_s = 1$, the value of δ :

$$\delta' = \bar{\phi} \tag{5b}$$

The angle of inclination β of the interaction force follows from considering Fig. 12b for the lower block 1, i.e.

$$\beta_1 = \frac{3\pi}{2} - \gamma - \delta \tag{6a}$$

and for the upper block 2

$$\beta_2 = \beta_1 + \gamma \tag{6b}$$

The safety factor for the whole rock mass is found from the condition that this value must be equal for both elements. In practice the necessary force I is found separately for each block with the aid of the basic formula (7) as a function of the safety factor. For the lower element 1 the following expression holds, for example:

$$I = k_1 \left(1 - \frac{c^* A}{W_1 + R_{1W}} k_2 \right) (W_1 + R_{1W}) - R_{1i}$$

The angle of inclination $\bar{\beta}$ of I is chosen, as a first approximation, with the help of eqns. (5b) and (6). The resultant force R_1 or its components R_{1W} and R_{1i} in the directions of W and I respectively represent external forces acting on the block such as surcharge, anchor force, water pressure in the external slip surface (water pressure in the internal slip surface is accounted for by a reduced cohesion c^*). For the angle $\bar{\beta}$ and the assumed value of safety factor F_s , the coefficients k_1 and k_2 and thus the interaction force I are now determined. Fig. 13a shows the interaction force as a function of safety factor plotted separately for both blocks. The intersection of the two curves gives the required solution, because at this point both the interaction force and the safety factor are equal for the adjoining blocks. Since, however, the inclination $\bar{\beta}$ of the interaction force was only an initial trial value, it must be redetermined by substituting for $F_{s\beta}$ and I in (5a) and then the calculation must be repeated iteratively with the new value of δ . Usually the method converges very rapidly. A case of interest is shown in Fig. 13b, in which the equilibrium of the two blocks, i.e. the point of intersection of the two curves leads to a negative interaction force. This corresponds to the situation, where the safety factor of the lower element 1 is less than that of the upper element. Due to the requirement that the interforce cannot transmit tensile forces it follows that the lower element alone is decisive for stability consideration, with $I = 0$ and not elements acting together. For example, if $F_{s\beta} = 1$ sliding only of the lower element is to be expected, while the upper element may remain stable.

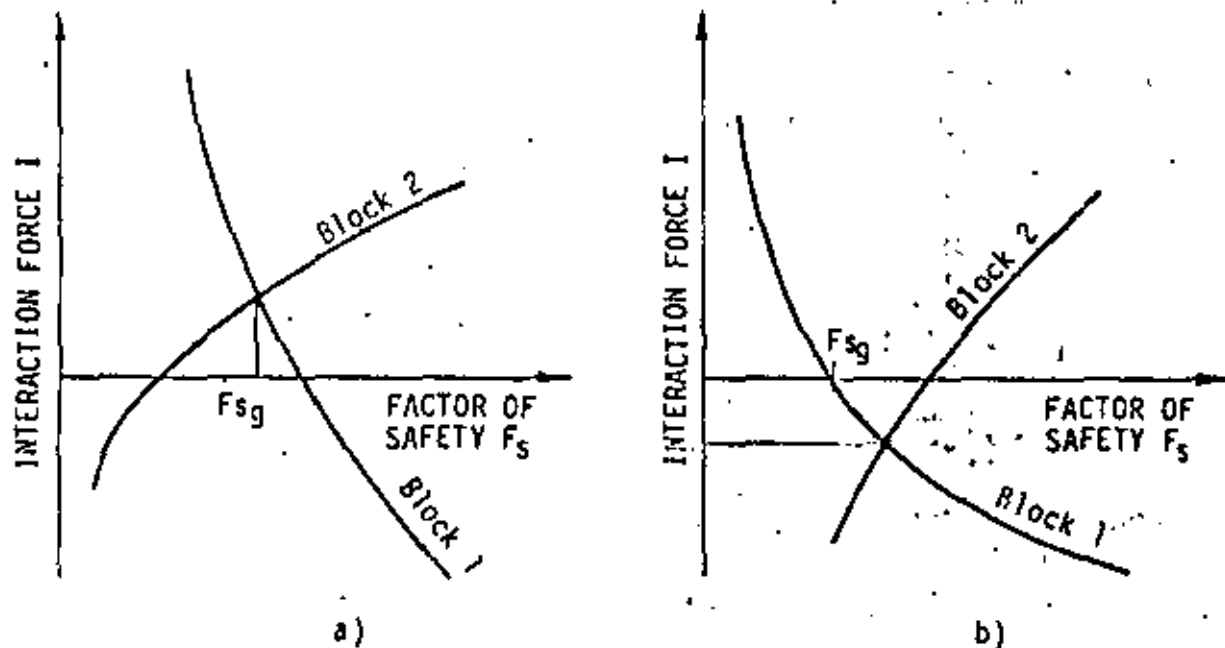


Fig. 13: Effective safety factor $F_{s\beta}$ of a body on two planes of different inclinations

3.3 Semi-graphical method of solution for a polygonal slip surface composed of several planes

If an analysis has to be carried out for a multiple-plane slip surface and use is not made of the computer program given in the appendix, then it is also possible to obtain a solution by semi-graphical means. Essentially, this method is based upon a successive determination of the interaction forces I_i in the various blocks making use of the boundary condition $I_n = 0$. The following description should suffice to explain the detailed steps of the method: With the help of the basic formulae (3) or (7) the interaction force is found first for element 1 for various values of the safety factor F_s . Since the inclination β_1 of the interaction force in eqns (5) and (6a) is dependent upon I_1 this calculation is of an iterative nature. Using the graphical relationship for $I_1 = f(F_s)$ in Fig. 14a one can find the interaction forces $I_1 F_s^1$, $I_1 F_s^2$, $I_1 F_s^3$ corresponding to the three values of safety factor F_s^1 , F_s^2 , F_s^3 respectively. The second block is now subjected to applied forces $-I_1 F_s^i$ in a successive manner and for the corresponding values of the safety factor, F_s^i , the necessary interaction forces $I_2 F_s^i$ are found (Fig. 14b). Due to the implicit representation of the inclination angle β_2 this calculation must also be carried out iteratively. Afterwards, the third element is loaded with the forces $-I_2 F_s^i$, and so on. From the condition that for the n -th element $I_n = 0$, the sought-for factor of safety F_{sg} is obtained by means of interpolation in Fig. 14c.

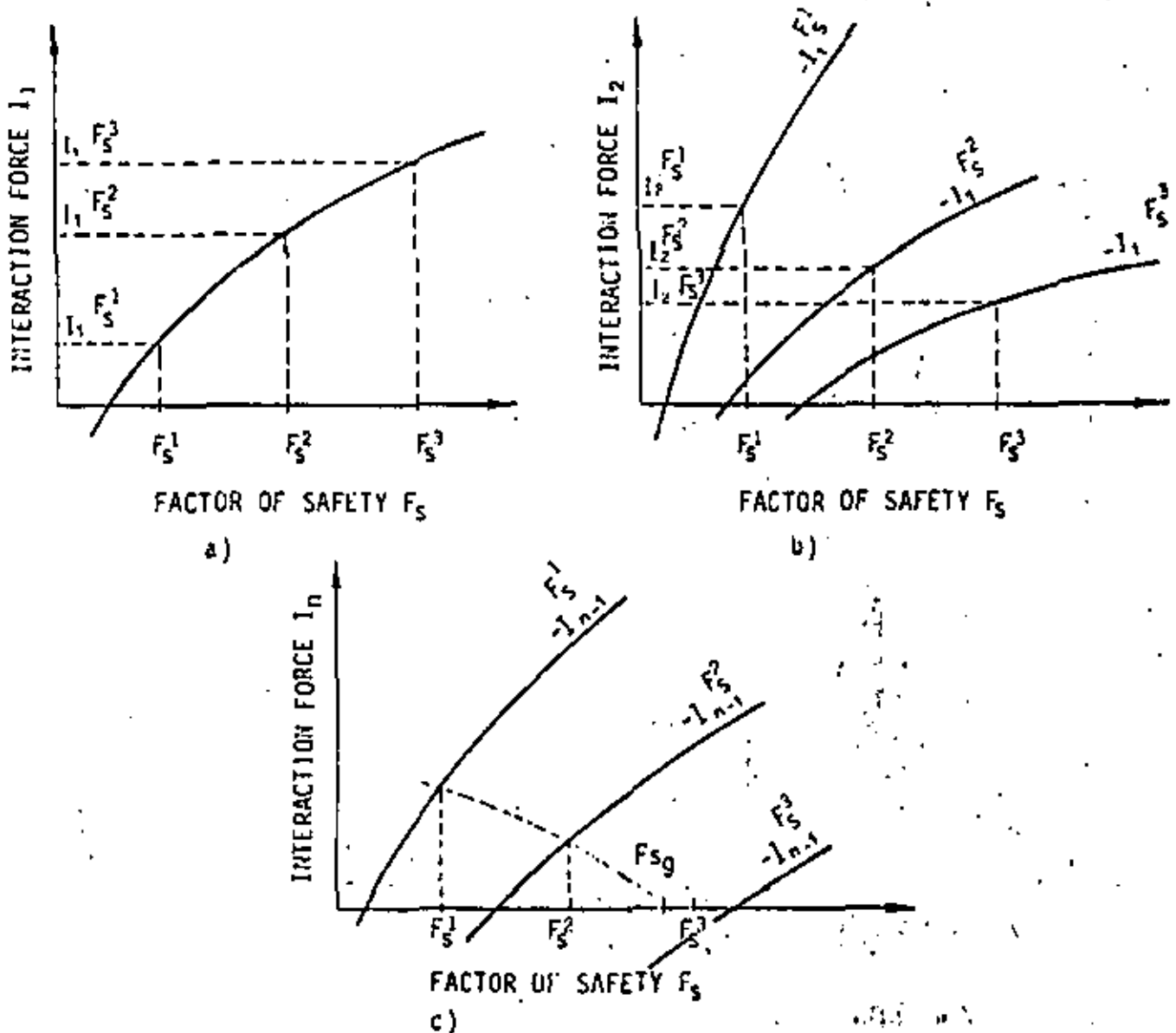


Fig. 14: Determination of the safety factor for a polygonal sliding surface

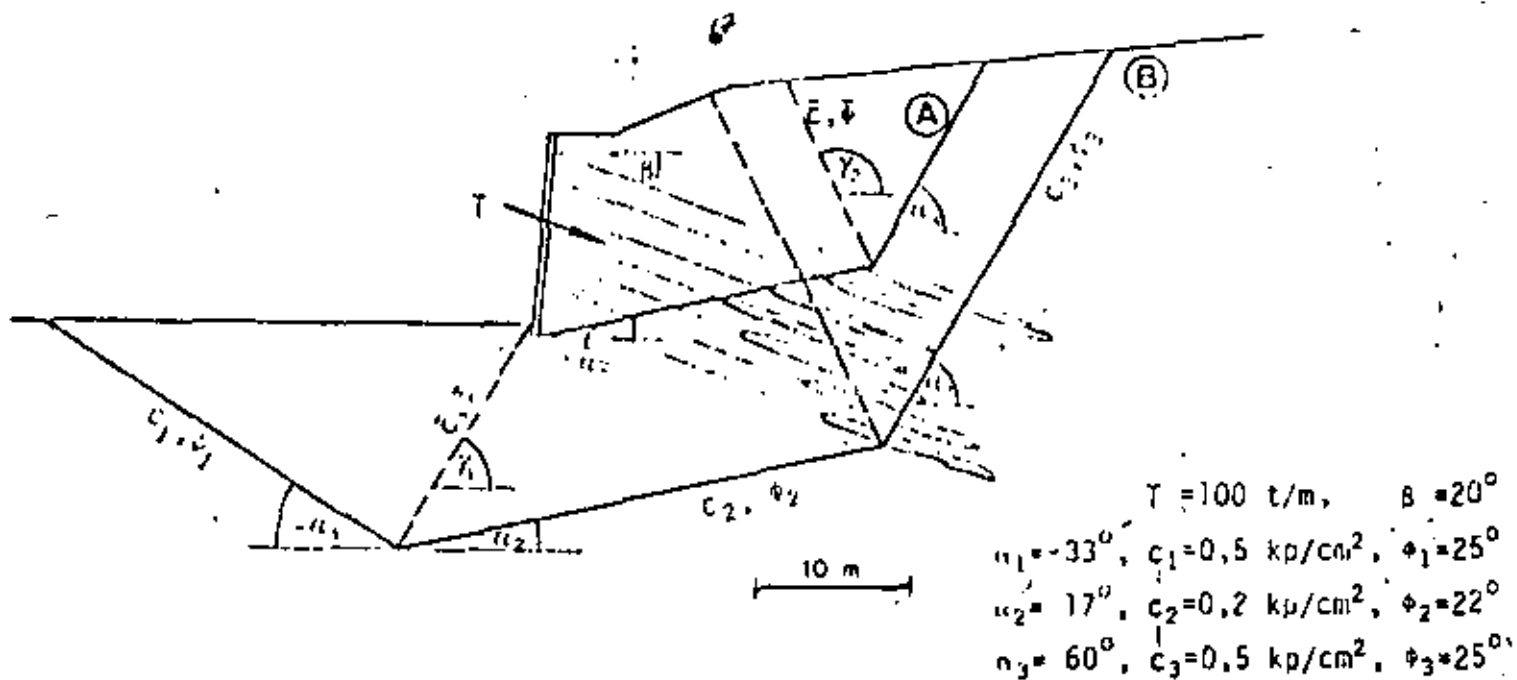


Fig. 15: Highway section with failure mechanisms (A) and (B).

3.4 Example of a stability check of a rock mass resting on an polygonal slip surface

As part of a national highway project in Switzerland it was proposed to use pre-stressed anchors to stabilize a section of highway cutting through rock. The rock mass, a chalky marl, was characterized in this area by pronounced bedding, dipping towards the road at a shallow angle. Due to the structure of the rock two different sliding mechanisms with polygonal slip planes were assumed (Fig.15). In case (A) the extent of the rock mass is such that the anchor forces are fully effective, whereas in case B the sliding surfaces were so deep that they were beyond the anchoring zones. For the upper sliding surface (case (A)) the influence of the inclination γ_2 of the interface on the safety factor was investigated. The safety factor corresponding to various values of γ_2 was evaluated (Fig.16), plotting γ_2 as ordinate and safety factor as abscissa. The minimum safety factor leads to the critical value of γ_2 for the safety factor F_{Bg} of the rock slope. The strength parameters for the internal slip surface were assumed to be $\bar{c} = 1.0 \text{ kp/cm}^2$, and $\bar{\phi} = 25^\circ$. The second problem that had to be investigated in connection with this project was the stability with respect to a deep-seated failure surface (B). In a similar way to the previous case, the first step was to determine the critical inclinations of the internal slip surfaces. It was found that for the same strength parameters the same value of γ_2 was obtained for the right interface (see Fig.15) as for case (A). The left slip surface with inclination γ_1 was determined (practically independently of strength properties) due to the constraint that it passes through the foot of the retaining wall. The influence of strength in the shear surface on the stability of the potential sliding mass is evident from Fig.17. For constant material properties in the external slip surfaces an increase of the cohesion of 2.0 kp/cm^2 in the internal slip surfaces effects an increase of safety factor $\Delta F_s = 1.0$. The influence of the friction angle $\bar{\phi}$ by contrast is much smaller. For the purpose of comparing these results with other methods of analysis, the safety factor based on Janbu's method was also computed for case (B). If, in Janbu's method, the interface forces are neglected, a safety factor $v = 2.6$ results. This value holds per definition independent of the interface parameters \bar{c} and $\bar{\phi}$. More "exact" computations using Janbu's method considering the interaction forces do not lead, for this example, to reasonable re-

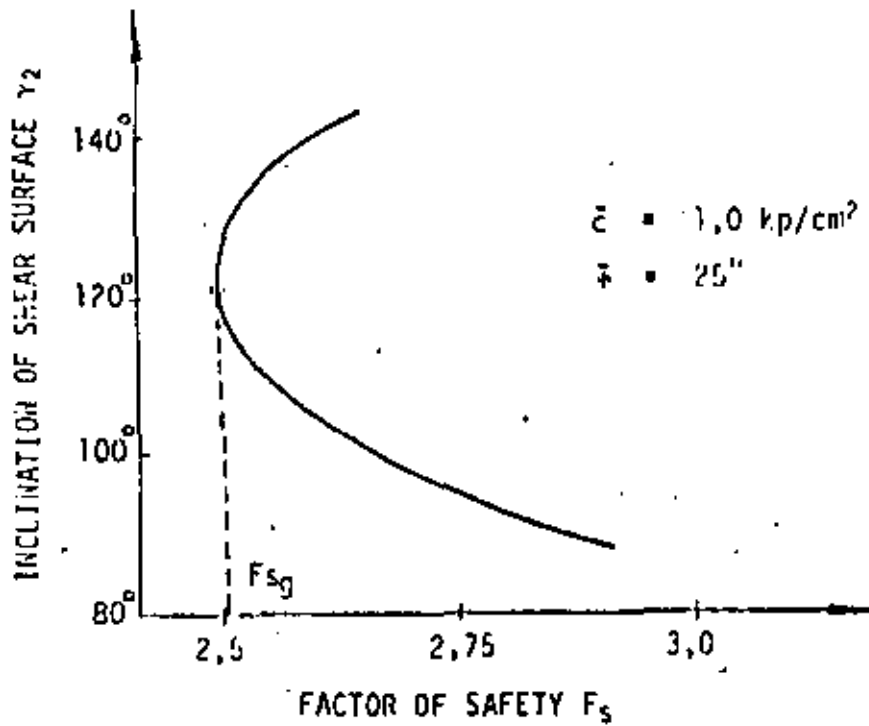


Fig. 16: Influence of the inclination of the internal shear surface on the safety factor (case (A))

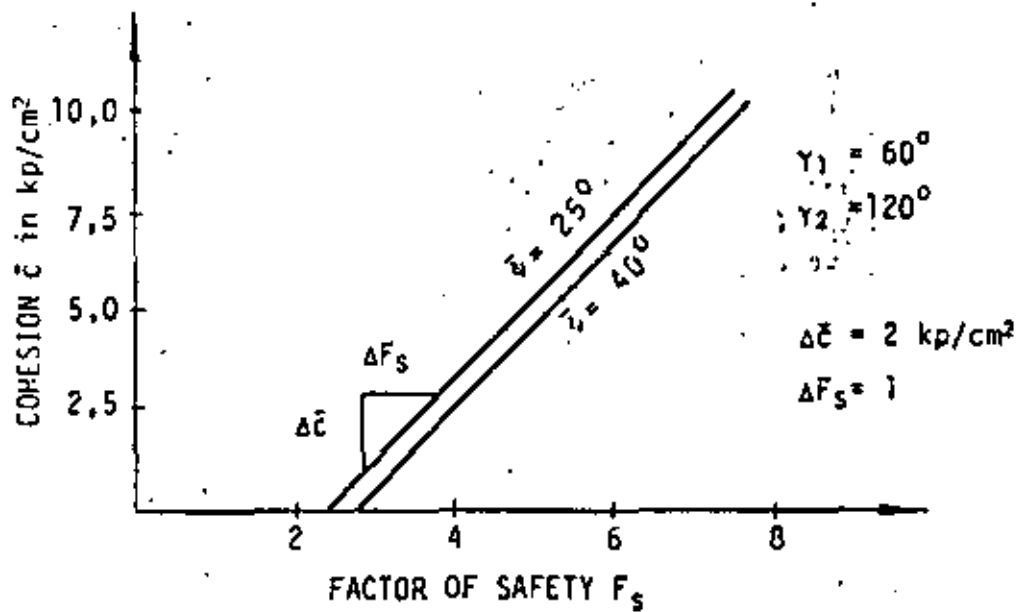
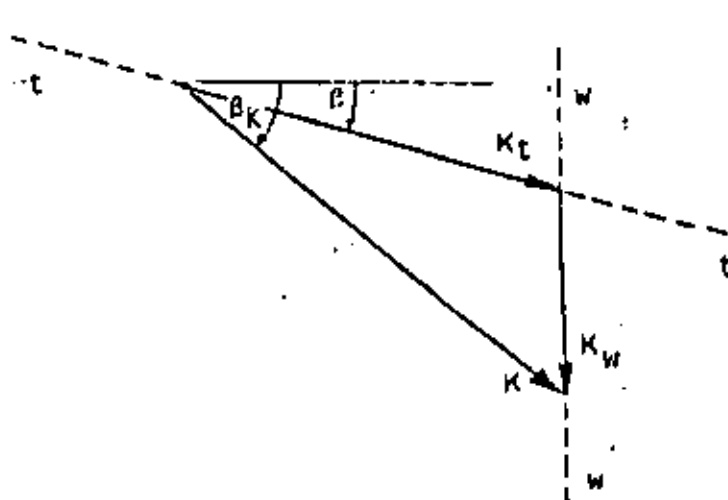


Fig. 17: Influence of the strength of the internal shear surfaces on the safety factor (case (B))

results, as a variation of the assumed slope of the pressure line or of the interaction forces by just a few degrees already has the effect of doubling the factor of safety.

4.1 Extension of the basic formula

Often the resultant K of all the external forces is composed of a force K whose magnitude and direction is known (e.g. water pressure) and of a force T whose direction β is known, but not its magnitude (e.g. anchor force, interaction force). In order to use the basic formulae (3) and (4) here also directly for design purposes (i.e. to find T), the force K is resolved into its components K_t in the direction of T and K_w in the direction of gravity (Fig. 18).



$$K_t = \frac{\cos \beta k}{\cos \beta} K$$

$$K_w = (\sin \beta k - \cos \beta k \tan \beta) K$$

Fig. 18: Resolution of a force K into the components K_t and K_w

The resultant R is thus replaced in the basic formula by the value $R = T + K_t$. The effective weight increases to $W' = W + K_w$. Thus, in this instance, the modified form of equation (3) is

$$T = k_1 \left(1 - \frac{cA}{W + K_w} k_2 \right) (W + K_w) - K_t \quad (7)$$

The coefficients k_1 and k_2 are the same as for eqn. (3).

4.2 Computer program for computation of polygonal sliding surfaces

The following simple program-subroutine, written in FORTRAN language, may be used to calculate the safety factor of a rock mass on a polygonal sliding surface. Geometry, material characteristics, and external forces are given as input data and the safety factor is calculated in function thereof, as well as the magnitude and direction of interaction forces. The input and output values are transferred by formal parameters. Their significance is explained at the head of the subroutine listing. The method of solution is based upon an extended form of eqn. (7). With the nomenclature of Fig. 11 one obtains the interaction force for the i -th element, viz.

$$I_i = k_1 \left(1 - \frac{c_i A_i}{W_i + R_{iW}} k_2 \right) (W_i + R_{iW}) - R_{i1} + k_1 I_{i-1} - I_{i-1} \quad (1 \text{ sign})$$

whereby I_n must equal zero (R_{i1} and R_{iW} designate the components of R_i in the directions of l_i and W_i respectively). The general form of this equation leads to a non-linear system of equations of the n -th degree, which, with the help of an iterative process, is solved in linear form. Since the number of equations n to be solved is normally quite small, the computer costs are also very small.

SUBROUTINE

POLY(N,ALPHA,CFG,PHIG,AR,BETAR,GAMA,CFS,PHIS,W,
SNUE,AK,BETAK,MODE)

CC

SLOPE STABILITY OF A ROCK MASS ON A
POLYGONAL SLIDING SURFACE

CC

INPUT DATA (ALL ANGLES IN RADIANS)

N NUMBER OF EXTERNAL SLIDING SURFACES
 ALPHA(N) DIP ANGLE OF EXTERNAL SLIDING SURFACES
 CFG(N) COHESION IN EXTERNAL SLIDING SURFACES MULTIPLIED
 BY AREA OF SLIDING SURFACES
 PHIG(N) ANGLE OF FRICTION IN EXTERNAL SLIDING SURFACES
 G(N) WEIGHT OF INDIVIDUAL BLOCKS
 AR(N) EXTERNAL FORCES ACTING ON SLIDING BLOCKS
 BETAR(N) ANGLE OF INCLINATION OF FORCES AR(N)
 GAMA(N-1) DIP ANGLE OF INTERNAL SHEAR SURFACES
 CFS(N-1) COHESION IN INTERNAL SHEAR SURFACES MULTIPLIED
 BY AREA OF SHEAR SURFACES
 PHIS(N-1) ANGLE OF FRICTION IN INTERNAL SHEAR SURFACES
 W(N-1) WATER PRESSURE IN INTERNAL SHEAR SURFACES
 (UNITS OF FORCE)

OUTPUT DATA

SNUE SAFETY FACTOR
 AK(N) INTERACTION FORCES IN INTERNAL SHEAR SURFACES
 BETAK(N) ANGLES OF INCLINATION OF FORCES AK(N) IN RADIANS
 MODE = 0 COMPUTATION OK
 > 0 INTERACTION FORCES < 0
 = -1 ERROR: NO CONVERGENCE
 CORRECTIVE MEASURE: DECREASE SPANT OR/AND
 INCREASE TOLDELT, SPEDNUE, SPEDELT
 = -2 ERROR: DIVISION BY ZERO
 = -3 ERROR: EQUATION SYSTEM NOT SOLVABLE

REMARKS

COMMON /MATRIX/ Z(N*4) DIMENSIONING OF Z AND OF ALL
 ACTUAL PARAMETERS HAS TO BE CARRIED
 OUT IN THE CALLING PROGRAM

P.FRITZ + K.KOVARI ETH ZUERICH

CC

```

DIMENSION ALPHA(1), CFG(1), PHIG(1), G(1), AR(1), BETAR(1),
1 GAMA(1), CFS(1), PHIS(1), W(1), AK(1), BETAK(1)
COMMON /MATRIX/ Z(1)
DATA SPEDNUE, SPEDELT/0.5,0.75/, TOLDEL1/0.05/, TOLNUE/0.5/,
1 TOL/0.0001/, ITERMAX/100/, SPANT, SMAX/1.5,50.0/

```

```

IF(N.EU.1) GOTO 35
ATANI = ATAN(1.0)/45.0
PIIS = 270.*ATANI

```

```

N1 = N - 1
DELTA(N) = 0.0
DO 2 I=1,N
2 PHIG(I) = TAN(PHIG(I))
DO 3 I=1,N1
PHIS(I) = TAN(PHIS(I))
3 CFS(I) = CFS(I) - W(I)*PHIS(I)
SNUEO = 1./SFARK
5 ITER = 0
SNUEO = SFARK*SNUEO
SNUE = SNUEO
IF(SNUEO.GT.SMAX) GOTO 40

```

C
C
C

CALCULATION OF THE DIRECTION OF CONTACT FORCES

```

10 KDNV = -1
11 ITER = ITER + 1
IF(ITER.GT.ITERMAX) GOTO 41
IF(SNUE.EQ.0.0) GOTO 42
DO 19 I=1,N1
VDRZ = 1.
IF(ALPHA(I+1).LT.ALPHA(I)) VDRZ = -1.
IF(ITER.EQ.1) DELTA = ATAN(PHIS(I)/SNUE)
IF(ITER.GT.1) DELTA = PI5 - GAMA(I) - BETAK(I)
IF(ITER.GT.1.AND.CFS(I).NE.0.0) GOTO 13
TGDELTA = PHIS(I)/SNUE
GOTO 15
13 COSDELTA = COS(DELTA)
IF(COSDELTA.EQ.0.0) GOTO 42
TGDELTA = (PHIS(I)+CFS(I)/AK(I)/COSDELTA)/SNUE
15 DDELTA = SFEDELTA*(ATAN(TGDELTA)-DELTA)
DDARS = ADS(DDELTA)
DMIN = AMIN1(DDARS,TOLDELTA*DELTA)
DELTA = DELTA + SIGN(DMIN,DDELTA)
BETAK(I) = PI5 - GAMA(I) - DELTA*VDRZ
19 CONTINUE

```

C
C
C
C

LINEAR SYSTEM OF EQUATIONS SET UP WITH UNKNOWN CONTACT FORCES AK AND CHANGE OF SAFETY FACTOR USNUE

```

DO 29 J=1,N
NRZ = (J-1)*N
IE = J - 2
IF(J.LE.2) GOTO 22
DO 21 I=1,IE
21 Z(NRZ+I) = 0.
22 FIZ = SNUE*SIN(ALPHA(J)) - COS(ALPHA(J))*PHIG(J)
FIN = SNUE*COS(ALPHA(J)+BETAK(J)) + SIN(ALPHA(J)+BETAK(J))*PHIG(J)
IF(FIZ.EQ.0.0.OR.FIN.EQ.0.0) GOTO 42
F1 = FIZ/FIN
F2 = 1.0/F1Z
IF(J.EQ.1) GOTO 24
I = IE + 1
COSBKJ = COS(BETAK(J))
IF(COSBKJ.LE.0.0) GOTO 42
Z(NRZ+I) = F1*(SIN(BETAK(J-1))-COS(BETAK(J-1))*TAN(BETAK(J)))
1 - COS(BETAK(J-1))/COSBKJ
24 CONTINUE
IF(J.EQ.N) GOTO 30
Z(NRZ+J) = 1.

```

```

IF (J.EQ.N) GOTO 28
JA J+1
DO 26 I=1,N
26 Z(NPZ(I)) = 0.
28 DF1 = (SIN(ALPHA(J))*F1N-COS(ALPHA(J))*BETAK(J))*F1Z/F1N/F1N
DF2 = -SIN(ALPHA(J))/F1Z/F1Z
ARG = (SIN(BETAK(J))-COS(BETAK(J))*TAN(BETAK(J)))*AR(J)
HILF = G(J) + ARG - F2*CFG(J)
Z(NKZ(J)) = -DF1*HILF + DF2*F1*CFG(J)
ARK = COS(BETAK(J))/COS(BETAK(J))*AR(J)
29 AK(J) = F1*HILF + ARK

```

C
C
C

SOLUTION OF SYSTEM OF EQUATIONS, CONVERGENCE CHECK

```

CALL GAUSS(N,Z,AK,MODE)
IF (MODE.NE.0) GOTO 43
DO 33 I=1,N1
IF (AK(I).LT.0.0) GOTO 5
33 CONTINUE
DSNUE = AK(N)
DSN1 = ABS(SPEENUE*DSNUE)
DSN2 = ABS(TOLNUE*SNUE)
DSN = SIGN(AMIN1(DSN1,DSN2),DSNUE)
SNUE = SNUE + DSN
IF (IYER.EQ.1.OR.ABS(DSNUE/SNUE).GT.TOL) GOTO 10
I = 0
IF (KONV.EQ.0) GOTO 40
KONV = KONV + 1
GOTO 11
35 SNUL = (AK(1)*SIN(ALPHA(1)+BETAK(1))+G(1)*COS(ALPHA(1)))
1 *TAN(PHIG(1)) + CFG(1)
SNUL = SNUE/(G(1)*SIN(ALPHA(1))-AR(1)*COS(ALPHA(1)+BETAK(1)))
I = 0

```

C
C
C

TERMINATION

```

40 MODE = 1
GOTO 46
41 MODE = -1
GOTO 46
42 MODE = -2
GOTO 46
43 MODE = -3
46 AK(N) = 0.0
IF (N.EQ.1) GOTO 49
DO 47 I=1,N
47 PHIG(I) = ATAN(PHIG(I))
DO 48 I=1,N1
CFS(I) = CFS(I) + W(I)*PHIS(I)
48 PHIS(I) = ATAN(PHIS(I))
49 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE GAUSS(N,Z,B,MODE)

```

C
C
C
C
C

SIMPLE GAUSSIAN ALGORITHM (PIVOT ALWAYS DIAGONAL)

N NO. EQUATIONS
Z(N*N) COEFFICIENT MATRIX IN ROWS (IS OVERWRITTEN)

C
C
C
C
C
C

```

R(N)      VECTOR OF CONSTANTS (K,H,S...), OVERWRITTEN BY
          SOLUTION RESULTS
MODE      PARAMETER IN GAUSS-ROUTINE
          = 0  SOLUTION ONLY
          = 1  PIVOT = 0

DIMENSION Z(1),B(1)

N1      N - 1
DO 17 K=1,N1
NRZO = (K-1)*N
NPIV = NRZO + K
IA = K + 1
DO 19 J=IA,N
NRZ = (J-1)*N
NK = NRZ + K
IF(Z(NPIV),EQ,0.0) GOTO 41
S = Z(NK)/Z(NPIV)
DO 18 I=IA,N
NK = NRZ + I
NZ = NRZO + I
18 Z(NK) = Z(NK) - S*Z(NZ)
19 B(J) = B(J) - S*B(K)

DO 29 I=1,N
I = N - I + 1
NRZ = (I-1)*N
S = B(I)
IF(I,EQ,N) GOTO 25
IA = I + 1
DO 22 IZ=IA,N
NZ = NRZ + IZ
22 S = S - Z(NZ)*B(IZ)
25 NZ = NRZ + I
29 B(I) = S/Z(NZ)
MODE = 0
GOTO 46
41 MODE = 1
46 CONTINUE
RETURN
END

```

References

- Hill, R., 1955, The mathematical theory of plasticity. Oxford University Press.
- Janbu, N., 1954, Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis. Proc. Europ. Conf. Stability of Earth Slopes, V.3.
- Kovári, K., Fritz, P., 1975, Stability Analysis of Rock Slopes for Plane and Wedge Failure with the Aid of a programmable Pocket Calculator. 16th Symp. Rock. Mech., Minneapolis, USA.
- Kovári, K., Fritz, P., 1976, Stabilitätsberechnung ebener und räumlicher Felsbüşchungen, Rock Mechanics 8. Int. Journal of ISRM, Springer.
- Morgenstern, N.R., Price, V.E., 1965, The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. Geotechnique, V.15.
- Müller, L., 1963, Der Felsbau. Verlag F. Enke, Stuttgart.
- Sultan, H.A., Seed, R.H., 1967, Stability of sloping core earth dams. Journal Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE.

①

EVALUACION MEDIANTE INSTRUMENTACION DE LOS
MACIZOS ROCOSOS, DESPUES DE LA
EXCAVACION .

JAVIER E. BELLO MALDONADO, I.C. [*]

INTRODUCCION :

Las instrumentaciones planteadas en las excavaciones mineras que aquí se mencionan, tienen como objetivos principales verificar los parámetros que se utilizaron en los cálculos de los análisis de estabilidad empleados en dichas excavaciones, para determinar si el grado de aproximación, entre los parámetros obtenidos de pruebas de laboratorio y los extraídos de pruebas de campo es suficiente, o saber con que factor de seguridad se cuenta para cada caso.

Todos los casos aquí presentados son de excavaciones mineras ya realizadas, y a las cuales se planteo modificar o cambiar su estado actual.

[*] GEOSISTEMAS, S.A.

②

Como casi en todos los casos aquí expuestos, se menciona la ejecución de Pruebas de Corte "in-situ" e instalación de Gatos Hidráulicos Planos; se da una descripción de la ejecución de estos trabajos.

A.- PRUEBAS AL ESFUERZO CORTANTE "IN-SITU".

A.1.- Descripción de las pruebas de corte "in-situ".

Los ensayos se efectúan en probetas de 50 x 50 cm de base y 50 cm de altura aproximadamente, labradas dentro de la masa rocosa en el sitio elegido, con el mayor cuidado posible, para tratar de no afectar la resistencia en la base de la probeta, que es precisamente la superficie de prueba a esfuerzo cortante en la masa rocosa. La figura No. 1 muestra esquemáticamente las preparaciones que se llevan a cabo para poder realizar los ensayos de campo.

Cada ensayo consiste fundamentalmente en determinar el esfuerzo horizontal que se requiere aplicar en la base de la probeta, sujeta a un esfuerzo normal conocido, para producir la falla en esta superficie; la probeta se somete al menos a tres esfuerzos normales diferentes y para cada uno de ellos se deter--

mina el esfuerzo horizontal de corte que produce la falla y se miden las deformaciones causadas por los esfuerzos aplicados; se obtiene así la ley de resistencia al esfuerzo cortante, en función de los esfuerzos normales actuantes en la masa rocosa y así también, el orden de magnitud de las deformaciones que implican la falla en la misma.

Para permitir el labrado de la probeta y para poder alojar los dispositivos de aplicación de cargas horizontales y verticales, y los de medición de deformaciones, es necesario realizar una excavación previa de aproximadamente 2.5 x 1.6 m de frente y 1.8 m de fondo. Esta excavación se efectúa usando perforadoras neumáticas de pierna para hacer un corte previo mediante barrenos sucesivos, los cuales se perforan tanto en el perímetro de la excavación como alrededor del frente de la probeta. Para retirar los bloques de roca delimitados por el precorte, se procede a efectuar pequeñas tronadas alternadas con barrenaciones, hasta dejar prácticamente descubierta la probeta; el labrado final se realiza con herramientas manuales.

Una vez labrada la probeta y habiéndose registrado las características físico-geológicas observables

en cada una de sus caras, se procede a colar la protección de concreto de 7.5 cm de espesor en las caras laterales y de 10 cm de la parte superior; la parte inferior de esta cubierta queda desligada de la masa rocosa para impedir la generación de una resistencia al corte ajena a la ofrecida por la base de la probeta. La protección de concreto tiene la finalidad de evitar que la probeta se disloque debido a su fisuramiento durante la ejecución de la prueba y así también, permite distribuir uniformemente las fuerzas aplicadas en el ensaye; el proporcionamiento del concreto para la protección se efectúa para obtener la resistencia de 210 kg/cm² a los 3 días de edad, a la que se inicia la prueba correspondiente a la probeta preparada.

La fuerza vertical, normal a la superficie de falla, se aplica mediante un Gato Hidráulico con capacidad de 100 ton, el cual se apoya sobre un juego de placas "deslizantes", colocadas sobre la probeta, para permitir su libre desplazamiento sin modificar la dirección de la fuerza vertical aplicada; la reacción de este Gato se transmite al techo de la excavación mediante placas y vigas de acero, retacadas con tablonés de madera.

La fuerza que produce el esfuerzo cortante en la ba-

(5)

se de la probeta, se aplica mediante dos Gatos hidráulicos con capacidad de 200 ton. cada uno, la carrera de sus pistones es de 16 cm; para aplicar la fuerza de corte en el centro geométrico del área de prueba, el eje de los Gatos se sitúa formando un ángulo de 10 a 15° con respecto a la horizontal; la fuerza generada por estos Gatos se transmite a la pared lateral de la excavación y a la probeta, por medio de placas de acero especialmente diseñadas, las cuales se apoyan sobre muretes de concreto colados en la pared de la excavación y en la cubierta de protección con la inclinación correspondiente a la de aplicación de la fuerza. Cabe señalar que debido a la tangencial, en cada incremento de esta fuerza se presenta un incremento de la fuerza normal, de magnitud correspondiente a la proyección vertical de la fuerza inclinada.

Para la medición de deformaciones durante la prueba se utilizan ocho micrómetros con aproximación de 0.0254 mm (0.001") y carrera de 2.6 cm; cuatro se usan para medir desplazamientos horizontales y los otros cuatro para medir deformaciones verticales. Estos micrómetros se apoyan en una estructura rígida, formada con ángulos metálicos de 1 1/4", la cual se empotra en la pared posterior de la excava-

(6)

ción, totalmente independiente de la probeta y de las paredes de apoyo de los sistemas de carga.

En cada probeta se programan tres pruebas, cada una bajo diferente esfuerzo normal aplicado; de esta manera se evitan las posibles variaciones en los resultados de las pruebas, causadas por la heterogeneidad de la roca y que se presentan al ensayar diferentes probetas para cada esfuerzo normal; sólo en la última de las pruebas, para el mayor esfuerzo normal aplicado en cada probeta, se induce la falla total por cortante en la superficie de prueba, hasta separar la probeta de su base; en las primeras pruebas, para esfuerzos normales del orden de un tercio y dos tercios del máximo a aplicar, los esfuerzos tangenciales se incrementan hasta lograr que, mediante la gráfica Esfuerzo Cortante-Deformación elaborada para cada prueba, se pueda anticipar, sin lugar a dudas, el valor del esfuerzo cortante que inducirá la falla bajo el esfuerzo normal aplicado. El esfuerzo tangencial se incrementa gradualmente en cada prueba y después de cada incremento se registran las deformaciones causadas en la probeta sólo cuando éstas se estabilizan con el tiempo se aplica un nuevo incremento de esfuerzo tangencial.

A.2.- Resultados obtenidos.

La figura No. 2 muestra las deformaciones provocadas en una probeta al aplicarse gradualmente la fuerza inclinada que provoca el esfuerzo tangencial; en la misma figura puede notarse que se determina con suficiente precisión el valor del esfuerzo cortante que provoca la falla en la probeta. La figura No. 3 contiene la representación en un plano de Mohr (Esfuerzo Normal-Esfuerzo Cortante), de los valores del esfuerzo cortante de falla correspondientes a cada valor del esfuerzo normal aplicado; con esta gráfica se puede obtener la Ley de Resistencia al Esfuerzo Cortante, para el rango de esfuerzos que se provocan en la probeta, la cual se muestra en la figura No. 3 como una línea recta; en la misma figura se señala el valor que puede deducirse para la resistencia a compresión simple de la masa rocosa, con base en los resultados del ensayo al esfuerzo cortante "in-situ".

B.- MEDICION DE LA PRESION ACTUANTE EN LA MASA ROCOSA USANDO GATOS PLANOS.

B.1.- Descripción del dispositivo de medición y su instalación.

Para realizar las mediciones de presión requeridas, se usa uno de los dispositivos de uso común para este propósito y que tiene un principio de funcionamiento hidromecánico muy sencillo; el "Gato Hidráulico Plano". Este dispositivo está constituido por una celda metálica hueca y de forma plana, o sea, con una de sus dimensiones considerablemente menor a las otras dos y muy flexible en el sentido de su menor dimensión; esta celda se llena con aceite a través de un conducto hermético al que se adapta una válvula de alta presión y por el cual, por medio de una bomba hidráulica, es posible inyectar o extraer aceite para aumentar o disminuir la presión interna, misma que transmite a través de sus dos superficies de carga a los cuerpos en contacto, siempre y cuando ofrezcan un apoyo efectivo; en otro conducto se acopla un manómetro para medir la presión existente en el Gato.

En términos generales, la medición de la presión -

actuante en la masa rocosa por medio de Gatos Planos, se efectúa obligando a que las deformaciones provocadas en la roca al efectuar una ranura de dimensiones suficientes para instalar el Gato, sean recuperadas al aplicar presión al Gato después de que éste se ha colocado y empacado con un relleno de alta resistencia en la ranura excavada.

Los Gatos Planos tienen un área de carga de 40 x 40 cm y su espesor es de aproximadamente 3 cm; oportunamente son calibrados en el laboratorio hasta una presión de 200 kg/cm², para garantizar su correcto funcionamiento en el rango de presiones máximas previstas en las excavaciones.

Previamente a la ejecución de la ranura mencionada, se fijan en la roca puntos de referencia a cada lado del área por ranurar, para poder medir los movimientos que se originan tanto por la liberación de esfuerzos, como en las subsecuentes etapas de la prueba. Se instalan tres puntos de referencia a cada lado de las ranuras, como se muestra en la figura No. 4, en la que también se indican las líneas de las cuales se lleva un registro de movimientos durante la prueba.

Los movimientos en cada etapa se obtienen por me-

dio de la diferencia de lecturas de distancia entre puntos de referencia, en los lapsos requeridos; las distancias se miden con un extensómetro mecánico de precisión, con aproximación de 0.00254 mm (0.0001") y carrera de 6.35 mm (1/4").

Una vez instalados y fijos los puntos de referencia y tomadas las lecturas iniciales, se procede a la excavación de la ranura de 45 cm de longitud, mediante una línea de barrenos de 45 cm de profundidad, utilizando broca de 57 mm Ø (2 1/4"), traslapando las perforaciones para lograr la adecuada formación de la ranura requerida. Al terminar la ranura, se miden las distancias entre puntos de referencia, las cuales, restadas de las iniciales, proporcionan las deformaciones "inmediatas" debidas al ranurado; para conocer las deformaciones diferidas (viscoplásticas) y poder tomar en cuenta este efecto en la interpretación de la prueba por un lapso de 2 a 3 días se toman lecturas posteriormente. El Gato Plano se instala dentro de la ranura, relleno el espacio libre entre el Gato y la roca con un mortero expansivo, que al fraguar proporciona un apoyo adecuado para la transmisión de presiones y que a los 3 días de colado, adquiere una resistencia del orden de 210 kg/cm². Trans-

currido este período de fraguado, se puede iniciar la prueba, aplicando incrementos de presión en el Gato Plano y registrando las deformaciones provocadas entre los puntos de referencia.

B.2.- Ejecución de la prueba de Gato Plano.

La primera etapa de la prueba consiste de un ciclo de carga y descarga, incrementando paulatinamente la presión desde 0 hasta el valor de "cancelación", o sea, la presión que produce deformaciones que -- contrarrestan las deformaciones inmediatas ocurridas al hacer la ranura; cada incremento de presión es de 10 a 20 kg/cm2, de tal forma que se cuenten con datos suficientes para definir la curva presión-deformación, después de cada incremento se -- mantiene la presión durante un lapso de 5 a 10 minutos al llegar a la presión de cancelación se -- descarga, también en etapas, hasta 0, midiéndose -- las deformaciones producidas en cada decremento, -- también en un lapso de 5 a 10 minutos. Inmediatamente después de terminar la descarga hasta 0, se carga nuevamente por etapas, hasta alcanzar la presión máxima de la etapa anterior; esta presión se mantiene constante durante un lapso de tiempo ---- igual a la mitad del tiempo que toma hacer la ra--

nura para lo cual es necesario bombear aceite cada vez que baje la presión debido a las deformaciones diferidas ocurridas en la roca; transcurrido este lapso, se desconecta la bomba quedando el Gato con la misma presión alcanzada, llevándose ahora un -- control tanto en las deformaciones diferidas como del descenso consecuente en la presión del aceite -- (ya que el volumen interno en el Gato aumenta al -- progresar las deformaciones reduciendo la presión -- en el aceite que conserva su volumen); esta observación se prolonga por un lapso de tiempo igual al transcurrido desde el inicio de la ranura hasta -- que empieza la prueba, (del orden de 3 a 4 días), -- con el fin de que las deformaciones diferidas en -- la recuperación se presenten en un lapso igual a -- aquel en que se presentan deformaciones diferidas después de hacer la ranura. Con toda esta información recabada, se realiza un primer cálculo de la presión actuante en el sitio de la instalación. En la figura No. 5 se muestra esquemáticamente una -- curva presión-deformación idealizada de la secuencia de mediciones, en la que el punto "A" representa la presión-deformación alcanzada en la prueba, -- según se ha descrito hasta ahora.

Posteriormente, se efectúa un reciclaje para veri-

ficar la presión actuante, el cual constituye una segunda prueba y consta de las siguientes etapas: Una vez conectada nuevamente la bomba de aceite se descarga por etapas hasta 0, llegando al punto "B". A continuación se incrementa la presión, también por etapas y con la misma secuencia antes descrita, hasta lograr que las deformaciones registradas a partir del punto "B", tengan un valor Δ igual al indicado en la fórmula siguiente, en la cual los distintos términos involucrados corresponden a los datos indicados en la Figura No. 5.

$$\Delta = \delta_2 - \delta_1 - (\delta_1 - f)$$

Con la información obtenida en el reciclaje, se hace un segundo cálculo de la presión actuante, el cual se compara con el primer valor calculado y se determina finalmente la presión actuante en el sitio de estudio, así como una valoración de la precisión lograda.

CASEO I.- MIRA PLONOSAS.

La Unidad Plonosas está ubicada en el Estado de Chihuahua, y está siendo explotada por Industrial Minera México, S. A., (I.M.S.A.), en los cuerpos "CAROLA" y "EL 32" se estaba utilizando el método de "Salones y Pilares", los análisis efectuados tuvieron como propósito determinar la recuperación máxima del mineral que formaban los pilares, figura No. 6.

De los análisis efectuados se determinó cuales pilares no eran necesarios y se podían retirar sin ningún problema, y que pilares si eran necesarios y debían mantenerse o substituirse por otros elementos que trabajaran en la misma forma que los pilares existentes, figura No. 7.

INSTRUMENTACION.

Para certificar la exactitud de los resultados del análisis de estabilidad, en lo que toca a las presiones calculadas sobre los pilares existentes en las excavaciones, se recomendó medir la presión actuante en ellos, lo que certificaría la validez del análisis y las conclusiones apoyadas en él. Se planteó utilizar Gatós Hidráulicos Planos, instalados en los pilares que se encuentran en las posiciones señaladas en la figura No. 6, con objeto de realizar dichas mediciones.

También se planteó colocar dispositivos para medir las defor

Excavaciones de los techos de las excavaciones, que se provocarían al retirar los pilares existentes, la figura No. 6 muestra la ubicación de estos dispositivos, los cuales consistieron en tubos telescopiados con graduaciones en milímetros, a los que se les adaptó un sistema de alarma que sonaría al producirse movimientos bruscos o con velocidad de deformación constante por un período de tiempo, lo cual sería indicativo de inestabilidad y permitiría tomar las medidas de reforzamiento necesarias.

CASO 2 A. - MINA SAN MARTIN.

La Unidad San Martín, explotada por Industrial Minera México S.A., (IMM, S.A.), se ubica en la población de Sombrerete en el estado de Zacatecas, entre los Niveles 8 y 6 se empleó el sistema de explotación de "Cámaras y Pilares" con corte y relleno, figura No. 9.

Los estudios de Mecánica de Rocas tuvieron como objetivo definir el grado de estabilidad de las excavaciones a realizar, las separaciones óptimas de los pilares y sus dimensiones necesarias, así como también definir las máximas aberturas que sería posible excavar, aprovechando las características geológicas y de resistencia de la masa rocosa, para lograr excavaciones que no requirieran refuerzo alguno y lograr así una eficiencia óptima en la explotación del cuerpo mineralizado.

INSTRUMENTACION.

La instrumentación que se planteó, tuvo como objetivos principales, certificar el comportamiento esperado de los pilares de apoyo, en lo que respecta a esfuerzos y deformaciones inducidas por las cargas que generarían en las excavaciones a realizarse alrededor de ellos, y además, para poder precisar los esfuerzos actuantes en los pilares y compararlos con la resistencia obtenida para la masa rocosa en las pruebas de campo, y con ello poder fundamentar la posibilidad de reducir el área de los pilares, o en su caso, proporcionar los refuerzos que se requirieran en las zonas más esforzadas o partes más débiles.

a).- INSTALACION DE GATOS HIDRAULICOS PLANOS PARA MEDIR LA PRESION ACTUANTE EN LOS PILARES DE SOSTENIMIENTO.

Se planteó instalar un Gato en cada uno de dos pilares, a la elevación del Nivel en que se inicia el pilar, con el objeto de conocer la presión impuesta en la base del pilar y su variación conforme avanzaría la explotación. En los mismos pilares, cuando alcancen una altura de 17.5 y 35.5 m se instalarían otros Gatos Planos, para certificar la magnitud y distribución de las presiones actuantes y con esta información se fundamentaría la posibilidad de reducir su área en la explotación subse-

cuenta, Figura No. 10.

En los Gatos que se instalarían al iniciar la explotación, los dispositivos de lectura se ubicarían en los paneles del Nivel 8, con objeto de poder efectuar lecturas posteriores al relleno del sitio en que se instalarían, figura No. 11. Y en el caso de los Gatos que se instalarían a 17.5 y 35.5 m sobre el Nivel 8, los dispositivos de lectura se ubicarían en el sitio con acceso permanente más próximo a los pilares, figura No. 12.

INSTALACION DE INCLINOMETROS PARA MEDIR DEFORMACIONES HORIZONTALES.

Para conocer el comportamiento de los pilares en cuanto a deformaciones y detectar indicios de falla, o bien, establecer con certidumbre que no existe, se medirían las deformaciones longitudinales y los desplazamientos horizontales que sufrirían los dos pilares instrumentados con Gatos Planos, con objeto de poder correlacionar esfuerzos y deformaciones en ellos, figura No. 13.

Con el propósito de medir los corrimientos horizontales inducidos en el pilar se instalarían inclinómetros capaces de medir desplazamientos en dos direcciones ortogonales, para lo cual, en los pilares instrumentados

se fijaría la tubería de deslizamiento del inclinómetro, en tramos de longitud igual al espesor del relleno de jales e inmediatamente antes de que se iniciara la colocación de éstos en cada avance de la explotación. Se tomaría una serie de tres lecturas inmediatamente antes y después de realizar las explotaciones en el techo, y también, inmediatamente antes y después de proceder a la colocación de los rellenos de jales, con objeto de observar los efectos de estas operaciones, y además conocer el comportamiento de los pilares con el tiempo.

c).- INSTALACION DE EXTENSOMETROS DE POSICION MULTIPLE PARA MEDIR DEFORMACIONES VERTICALES.

Se planteó instalar extensómetros mecánicos de posición múltiple, con 6 puntos de referencia cada uno, igualmente espaciados en la altura total del pilar, para medir las deformaciones axiales verticales. Estos extensómetros se instalarían en barrenos con diámetro comprendido entre 2.5" y 3.25" perforados en el eje del pilar, desde un túnel de acceso excavado a partir de uno de los túneles de operación, más próximos a la ubicación del pilar correspondiente, el extensómetro y sus accesorios deberían ser instalados desde el momento en que se empezaran a formar los pilares a la altura del Nivel 8, un punto de referencia se ubicaría precisamente a esta elevación, figura No. 14

Todas las lecturas registradas en los instrumentos deberían reportarse en forma gráfica, mostrando la variación del efecto medido contra el tiempo.

CASO 2 B.- MINA SAN MARTIN.- REBAJE 4-950.

Como parte de los estudios planteados para el rebaje entre los Niveles 8 y 6 de la Mina San Martín, se propuso la determinación de los esfuerzos a que estaban sometidos los pilares del Rebaje 4-950, ya formado en la Mina.

INSTRUMENTACION.

La instrumentación consistió en la colocación de un Gato Plano Hidráulico en cada uno de los pilares que se dejaron en este rebaje, figura No. 15, con objeto de conocer las presiones actuantes en los pilares y de esta manera determinar las fuerzas resultantes para cada pilar, comparando los parámetros medidos en los Gatos Planos, con los calculados en el análisis del Método del "Arco de Trabajo Mínimo".

RESULTADOS OBTENIDOS.

1.- De la interpretación de las mediciones realizadas con los Gatos Planos, se pudo concluir que en el pilar sur actuaba una presión de 75 kg/cm², figura No. 16, y en el pilar norte se tenía una presión de 182 kg/cm², figura

No. 17; estas presiones consideradas uniformes en las áreas respectivas de los pilares que fueron medidas directamente en la Mina a la elevación en que se colocaron los Gatos Planos, figuras No. 18 y 19, arrojaron fuerzas resultantes de 19,400 ton. para el pilar sur y 50,600 ton para el pilar norte, figura No. 20.

2.- Del análisis de estabilidad realizado mediante el Método del "Arco de Carga de Trabajo Mínimo", teniendo en cuenta la variación de las características geométricas de los arcos en función de la amplitud de la abertura, se estableció que de acuerdo con la ubicación de los pilares, el peso del material bajo los Arcos de Carga que gravita sobre los pilares, era de 18,500 ton. para el pilar sur y de 55,930 ton. para el pilar norte. Comparando las fuerzas calculadas sobre los pilares mediante el método de análisis citado, con las fuerzas medidas mediante los Gatos Planos instalados, se pudo establecer que la diferencia entre ambos valores era de sólo 4% en el pilar sur y de 10% en el pilar norte; esta aproximación de las fuerzas calculadas con respecto a las medidas, es totalmente satisfactoria para todos los fines prácticos encaminados a la evaluación de la estabilidad de la excavación y al diseño de los pilares que formaban parte del soporte de los techos, figura No. 20.

- De acuerdo a los dos puntos anteriores, se pudo concluir sin lugar a duda que sobre los pilares de una excavación subterránea a base de salones y pilares, no actúa el total de la presión inducida por el peso del material que se encuentra por arriba de la excavación, sino que esta es distribuida a los lados de la abertura mediante los Arcos de Carga, y los pilares, sólo deben soportar el peso del material que se encuentra por arriba de ellos y bajo el Arco de Carga, figuras No. 21 y 22.

- Como resultado colateral del objetivo fundamental del estudio, se estableció que la presión actuante en el pilar sur contaba con un factor de seguridad amplio del orden de 3.3., suponiendo que la resistencia de la masa rocosa en este rebaje fuese igual al valor determinado de las pruebas "in-situ" realizadas en el Nivel 8. Los ensayos de laboratorio efectuados para ambas ubicaciones parecían indicar que tal suposición es aceptable. En el pilar norte la presión actuante tenía un factor de seguridad igual a 1.3., que es aproximadamente igual al mínimo recomendable para excavaciones subterráneas no permanentes, por lo tanto, se recomendó que el pilar norte conservara el área con que contaba el pilar, para mantener el grado de estabilidad que se presentó; por lo que respecta al pilar sur, si en la excavación de la parte superior no se viera afectada el área de este pilar, podría reducirse a una sección de 16 m² como mínimo.

CASO 3.- MINA LA ENCANTADA.

LA ENCANTADA, S. A., se localiza en el estado de Coahuila, dentro de la Unidad Contreras, en Ocampo; en esta Mina se estaba explotando por Servicios Industriales Peñoles, S.C., una caliza mineralizada denominada "Cuerpo de Prieta", que comprendía la extracción de la roca que se encontraba entre los Niveles de trabajo 795 a 660. El Cuerpo mineralizado se encontraba fuertemente alterado observándose deleznable en algunos sitios; rodeaba al Cuerpo mineralizado un "Halo Ferrroso Hematítico", que en partes, también presentaba alteración y era deleznable; la mayor parte de este "Halo" se observaba con consistencia de suelo rígido intemperizado, en este Cuerpo se habían formado túneles por donde se realizaba la extracción del mineral; en noviembre de 1975 se encontraba fragmentado el mineral arriba del Nivel 695 y la extracción se realizaba por el 690 principalmente, y por los Niveles 680 y 685. Como resultado de las extracciones se había formado una bóveda sobre el Cuerpo la cual tenía 90 m de largo, 40 m de ancho y una altura aproximada del piso de la mina al techo de la bóveda de 80 m; el espesor del techo en el centro era de 56 m, en el extremo oeste de 35 m², y en el extremo este de 85 m². Con el propósito de definir el grado de estabilidad de esta bóveda, la Gerencia de la Mina La Encantada, S. A., encomendó llevar a cabo un análisis de Mecánica de Rocas, tendiente a definir el factor de seguridad.

dad de la bóveda, así como la determinación de las deformaciones que fuesen indicativas de inestabilidades, para compararlas con las que serían registradas por los extensómetros colocados desde la superficie en el techo de la bóveda.

INSTRUMENTACION.

La instrumentación consistió en colocar dos extensómetros de posición múltiple de contrapesos desde la superficie, ubicados en la posición que muestra la figura N° 23, con cuatro puntos de medición cada uno, colocados a las profundidades que señalan las figuras N°. 24 y 25. Estos extensómetros tuvieron la particularidad de contar con un sistema de alarma, colocado del extensómetro, a la caseta de operación del malacate, el cual sonaría al producirse desplazamientos en los puntos, de una manera brusca o con velocidad de deformación sostenida por un período largo; esta instrumentación se complementó con nivelaciones que se realizaron sobre puntos de referencia fijos, localizados superficialmente en el área de la bóveda, figura N° 23, con objeto de conocer los asentamientos superficiales en los extensómetros. También se planteó instalar Gatos Hidráulicos Planos para medir los esfuerzos actuantes en la masa rocosa adyacente a la cavidad; y extensómetros de posición múltiple de bocina para medir los desplazamientos de puntos de referencia situados a 1, 3, 6, 10, 15, 30 y 50 m desde la pared de la excavación, los

cuales fueron instalados sobre una de las paredes de los túneles para evitar la ejecución de un barreno perforado expresamente para este fin, lo cual fué ventajoso tanto desde el punto de vista de operación del instrumento, como en el aspecto económico, estos extensómetros permitirían obtener los desplazamientos horizontales de las paredes de la bóveda, figuras 26, 27 y 28.

Del análisis de estabilidad efectuado se concluyó que si los desplazamientos alcanzaban alrededor de 25 mm en total, o si la velocidad de deformación superaba 1.0 mm por día en un lapso mayor de 10 días, estos serían indicios de inestabilidad potencial; y las lecturas en los extensómetros, complementada con las nivelaciones de los bancos de nivel superficiales, permitirían cuantificar el volumen de roca con potencialidad de colapso.

También se recomendó efectuar pruebas de resistencia al esfuerzo cortante en campo, con objeto de verificar los valores de las resistencias empleadas en los análisis, los cuales estaban basados en pruebas de laboratorio, lo que permitiría certificar los factores de seguridad obtenidos en los análisis, los que mostraban que el grado de estabilidad de la bóveda era satisfactorio.

RESULTADOS OBTENIDOS.

Las figuras No. 24 y 25 muestran los desplazamientos progresivos con la profundidad a diferentes fechas, para cada uno de los puntos de referencia de los extensómetros BO-1 y BO-2. Como se puede ver, los desplazamientos en el extensómetro BO-1 son del orden de 1.0 mm y en el extensómetro BO-2 alcanzan hasta 3.5 mm; la dirección del desplazamiento acusaba un ascenso en los puntos de referencia, que por sistemático en todos ellos invalidaba la posibilidad de que se debiera a corrimientos del instrumento; las variaciones de temperatura y humedad registradas tampoco mostraban relación consistente con las variaciones medidas, y por lo tanto, se dedujo que tal comportamiento debió obedecer a asentamientos de la superficie del suelo sobre la bóveda, causado por la acción retardada del aflojamiento que se iniciaba en los límites de la cavidad, y con el tiempo, progresaba hacia la superficie, y naturalmente, también hacia el interior de la masa rocosa que rodeaba la cavidad. Las nivelaciones en los puntos fijos que se propuso instalar, hasta esa fecha no se habían tomado y por lo tanto no permitieron confirmar que ese comportamiento deducido hubiese sido correcto, por lo que se recomendó efectuar las nivelaciones sobre los cinco bancos señalados para cada extensómetro, indicando que deberían ser cerradas y de precisión.

Aceptando el asentamiento superficial de 1.0 mm en el extensómetro BO-1 y de 4.0 mm en el BO-2, los desplazamientos pro-

gresivos graficados contra la profundidad en las figuras No. 24 y 25, revelaron una total estabilización en el BO-1, y un aparente aflojamiento en la faja de 15 m de espesor adyacente a la cavidad en la ubicación del extensómetro BO-2; este aflojamiento fué de 1.5 mm entre enero 31 y febrero 29 de 1976, y no era indicativo de potencial colapso.

El 26 de agosto de 1976 a las 3 A.M., sonó la alarma del extensómetro BO-2; colocado en el área este de la bóveda figura No. 29; esta alarma fué provocada por un desprendimiento de material del techo de la bóveda, que arrastró a dos puntos de referencia de este extensómetro, los colocados a 60 m y 55 m medidos desde el brocal del barrenado, puntos No. 1 y 2; el movimiento detectado se tradujo después en el desprendimiento continuo de fragmentos, que el personal de la Mina de ujo eran de tamaño más o menos grande a juzgar por los golpes que se escucharon al caer los desprendimientos en la resaca que formaba el colchón.

Los caídos continuaron durante todo ese día y nuevamente sonó la alarma del extensómetro BO-2, a causa de la caída del punto No. 3, colocado a 47 m de profundidad desde el brocal, se también fué arrastrado por el desprendimiento del material.

Se observó en el Nivel 750, una fractura localizada en la dg

embocadura del túnel de acceso a la bóveda, con una abertura de 2" de separación, notándose en las paredes y en el techo del túnel un alto fracturamiento. También el 27 de agosto se escucharon desprendimientos del techo de la bóveda de menor tamaño que los del día 26, según dedujo el personal de la Mina que escuchó los golpes en ambos días; el graneado en el día 26 fue más o menos constante y sólo en la noche hubo un lapso, desde las 0 hr. hasta las 6.00 A.M. del día 27, en que no se escucharon desprendimientos, la noche del 27 al 28 tampoco se escucharon caídos; de la observación de la oquedad se dedujo que aproximadamente tendría la configuración que se muestra en la figura No. 29, además se observó la superficie del terreno sobre la bóveda y cercana a ella, y no se localizaron grietas recientes o indicios de inestabilidad superficiales. El personal de la Mina observó por el Nivel 790 la ocurrencia de otros desprendidos, así como, el producto de éstos que se pudo deducir eran de pequeñas dimensiones y se habían acumulado formando un talud desde la oquedad formada y hasta el Nivel 720 aproximadamente.

Como se puede ver en las lecturas de los extensómetros, los desprendimientos ocurridos en la parte noroeste de la bóveda, afectaron de manera más importante el extensómetro BO-2, donde por la calidad de la roca, a juzgar por su RQD, es considerablemente mejor que en el barreno BO-1, donde por la baja calidad de la roca era de esperarse con mayor probabilidad -

la ocurrencia de desprendimientos.

Las nivelaciones que se muestran en la figura No. 30, señalan que como se había anticipado de las primeras lecturas de los extensómetros, aparentemente el área sobre la bóveda sufrió un descenso que estaba comprendido entre 3 y 12 mm según acusaron los puntos de referencia No. 1, 2 y BNE; cuando los resultados de las nivelaciones mostraron fuertes desviaciones, fue definitivo que el punto sobre el extensómetro BO-1 bajó 6 mm y el correspondiente al extensómetro BO-2 bajó alrededor de 8 mm., si se toman los promedios de las envolventes probables de las nivelaciones.

Las mediciones realizadas en los extensómetros, graficadas contra la profundidad, hasta el 25 de agosto de 1976, figuras No. 24 y 25, indicaron que sobre el barreno BO-1, el movimiento superficial y el de los puntos de referencia del extensómetro habían sido imperceptibles, esto es, fueron del orden de fracciones de milímetro; en cambio, sobre el extensómetro BO-2 se confirmó que la parte superficial sufrió un descenso del orden de 7 mm, mientras que los puntos más cercanos a la bóveda lo tuvieron comprendido entre 2.4 y 3.7 mm.

Después de haber ocurrido estos caídos en la bóveda se recomendó tomar medidas de prevención las cuales consistieron en reinstalar puntos de referencia en el extensómetro BO-2, a

distancias de 2, 5, 8, 15 y 25 m, medidos desde el brocal sobre la bóveda actual, lo que también permitiría determinar con certidumbre el límite que alcanzaron los desprendidos de agosto 26 a septiembre 2.

También se recomendó continuar con las nivelaciones sobre los puntos de referencia superficiales que se habían estado nivelando hasta ese momento, pero además fué indispensable situar otros puntos de nivelación en zonas definitivamente fuera del área en que se proyectaban excavaciones subterráneas, con objeto de asegurar que estos puntos no tenían movimiento y que las nivelaciones sobre ellos acusaban esta condición, para poder así certificar que la aproximación de las nivelaciones sobre los puntos que sí tenían posibilidad de movimiento fuese adecuada.

Se consideró altamente recomendable perforar un barreno de exploración en la ubicación en que habían terminado los desprendidos ocurridos, con objeto de analizar los materiales muestreados en este barreno y determinar de esta manera si existía o no la falla geológica que los hechos parecían evidenciar, además, la instalación de un nuevo extensómetro en este barreno, permitiría detectar el progreso de movimientos en la continuación de los desprendidos y permitiría anticipar la posibilidad de otros desprendidos en el futuro.

Como resultado de las pruebas de esfuerzo cortante realizadas en la Mina, se estableció que la resistencia a compresión simple de la masa rocosa de la bóveda, fluctuó entre 51 y 80 kg/cm², con un promedio de 65.5 kg/cm², que de acuerdo con las observaciones para clasificación de la roca presente en la bóveda pudo ser aplicado en general para la masa rocosa de la bóveda.

Se compararon las presiones medidas en los Gatos Planos, con los esfuerzos calculados por medio de la generación de los Arcos de Carga, determinando la flecha, longitud y espesor del Arco de Trabajo Mínimo y calculando los esfuerzos a que estaba sometido el Arco, a la altura correspondiente donde se instaló, comparando el esfuerzo medido en el Gato Plano haciendo intervenir el ángulo de inclinación con que entra el Arco de Carga en el sitio en donde se colocó el Gato.

Los resultados obtenidos de la comparación realizada de los esfuerzos medidos en la masa rocosa, con los calculados, considerando la generación del Arco de Carga se muestran en la figura No. 31. Como se observa en la figura, las diferencias obtenidas de esta comparación fueron de 2.0 y 2.6% en los Gatos colocados en los Niveles 750 y 800. Por lo que se pudo concluir que en el Nivel 750 se tenía una presión de 18.3 kg/cm² y en el Nivel 800 actuaba una presión de 9.3 kg/cm².

CASO 3 B.- CUERPO 660.

Servicios Industriales Peñoles, S.C., también planteó explotar en la "Mina La Encantada", el Cuerpo del mineral denominado "Cuerpo 660", aplicando el método de "Corte y Relleno", por lo que encomendó llevar a cabo los trabajos y estudios de Mecánica de Rocas necesarios, para analizar la estabilidad general de las excavaciones que se realizarían, para de esta manera, fundamentar sobre mejores bases las determinaciones de las amplitudes de las excavaciones, de los soportes y refuerzos necesarios, y de las secuencias de explotación, para lograr una total recuperación del cuerpo mineralizado, realizando los procesos de extracción en excavaciones seguras y de costo no mayor al que resultara de aprovechar al máximo posible las características de resistencia de la masa rocosa.

INSTRUMENTACION.

A fin de conocer con certidumbre aceptable la resistencia de las formaciones rocosas, se planeó ejecutar tres pruebas de esfuerzo cortante "in situ", distribuidas; dos en el cuerpo mineralizado y una en la caliza estéril, que son las formaciones donde se generarían los Arcos de Carga, que constituyen el mecanismo de autosoporte de las excavaciones subterráneas. Las ubicaciones de los sitios de pruebas selecciona-

dos se indican en la figura No. 32, estos sitios fueron representativos de las condiciones medias y más desfavorables apreciables en la zona de interés en lo que se refiere a resistencia de la masa rocosa.

Para observar a escala natural los efectos que producirían amplitudes del orden de magnitud, de las anticipadas como necesarias en las excavaciones para explotación en la roca mineralizada del Cuerpo 660, se decidió llevar a cabo la excavación de rebajes piloto con abertura de 6, 8 y 10 m dentro de la formación de interés. Se excavaron solamente dos rebajes piloto; el primero en el Nivel 635 de 6 x 15 m de base por 3 m de alto y el segundo en el Nivel 660 de 8.8 x 13.7 m de base y 3 m de alto aproximadamente, figuras 32 y 33.

En el rebaje de 6 x 15 m, únicamente se observó un desprendido de consideración, de aproximadamente 1.5 x 1.5 m de base y 0.4 m de espesor; en cambio en el rebaje de 8.8 x 13.7 m se presentaron varios desprendimientos del techo, desde el momento mismo de terminarse la excavación y aún después de amacizar, los cuales después tendían a enbovedarse con el transcurso del tiempo.

Se planteó medir las deformaciones inducidas por la excavación en los rebajes piloto, con objeto de conocer su progreso con el tiempo y su correlación con las posibles inestabi-

lidades observadas en los rebajes, o bien, establecer la magnitud de las deformaciones entre techos y pisos que implicaría la completa estabilización de las excavaciones. Con tal objeto, se instalaron puntos de referencia para medir las variaciones de las distancias del piso al techo de la excavación en varios sitios, las ubicaciones se muestran en la figura No. 34.

Las distancias entre los puntos de referencia instalados, se midieron periódicamente con un longímetro de precisión figura No. 35, que consta de una cinta de acero "invar" graduada a intervalos de 5 mm y un dispositivo en el que se fija la cinta en una de sus marcas de 5 mm; el aparato contiene un dinamómetro para medir tensión y un micrómetro de carátula graduada en 0.01 mm. Después de colocar en un punto de referencia un extremo de la cinta y en el punto opuesto al extremo del dispositivo de medición, se tensa el conjunto a 15 kg y se lee en el micrómetro la distancia que debe restarse a la marca en que se fijó la cinta; el resultado adicionado de una constante del aparato, permite obtener la distancia real entre los puntos de referencia, medida con una sensibilidad de 0.01 mm. Las variaciones de la distancia acusaban las deformaciones provocadas.

RESULTADOS OBTENIDOS

De acuerdo con los parámetros obtenidos en las pruebas de esfuerzo cortante SC-I, SC-II y SC-III, efectuadas en la Mina, se pudo concluir que las propiedades de resistencia a compresión no confinada, que intervienen preponderantemente en los análisis de estabilidad de las excavaciones, tienen los valores que se consignan en la figura No. 36. De acuerdo con la observación de las superficies de falla en las muestras ensayadas y los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, se concluyó que para los análisis de estabilidad de las excavaciones a efectuarse para la explotación del Cuerpo 660, sería necesario adoptar para la roca mineralizada el valor de resistencia a compresión no confinada $q_u = 15.3 \text{ kg/cm}^2$, resultante de los promedios de las pruebas de campo SC-I y SC-II, y una resistencia $q_u = 38 \text{ kg/cm}^2$ para la caliza estéril, que resultó de la prueba SC-III. Estos valores se utilizaron para juzgar los esfuerzos inducidos en los Arcos de Carga que se generarían como mecanismos de soporte natural de las excavaciones, tanto en la formación de la caliza estéril encajonante como en el Cuerpo del mineral mismo.

Los resultados de las mediciones efectuadas fueron realizadas en el lapso de noviembre 18 de 1976, cuando se instalaron los puntos de referencia en el rebaje de 6 x 15 m, el 14 de diciembre de ese mismo año; y para el rebaje de 8.8 x 13.7 m, el lapso de las mediciones que se muestran fueron --

del 16 de diciembre de 1976 al 15 de enero de 1977. Con base en estas observaciones se pudo concluir que en el rebaje de 6 m de ancho después de un buen amacizado de las rocas -- desprendidas que se presentaban al finalizar la excavación, se observaba una estabilidad satisfactoria; las deformaciones registradas, indicaban también una estabilidad gradual, que con las mediciones posteriores se esperaba comprobar que ya no progresarían, y en consecuencia, que ya no ocurrieran desprendimientos del techo, figura No. 37.

En el rebaje de 8.8 m de ancho, además de que se tuvieron -- grandes desprendimientos al excavarlo, aún después de un riguroso amacizado, continuaron presentándose con frecuencia -- desprendimientos de dimensiones considerables, figura No. 38. Las deformaciones medidas en este rebaje indicaban que en -- los sitios de los puntos de referencia: 5-6, 7-8, 9-10 y 11-12, ya no progresaban apreciablemente; en cambio, en los puntos 1-2 y 3-4 se observaba que los movimientos continuaban -- con velocidades y magnitudes considerables y era de esperarse que después de enero 5 se presentaría un desprendimiento aún mayor entre los puntos 1-2 y 3-4. Por lo anterior, se -- concluyó que una excavación de 8.8 m de ancho en el Cuerpo -- mineralizado, no podría considerarse satisfactoriamente estable, pues presentaría muchos desprendidos difícilmente controlables que mermarían la seguridad de las operaciones, más aún cuando en la etapa de extracción las excavaciones serían

múltiples y se propiciarían mayormente las inestabilidades. Por tanto, se determinó que una abertura de 8.8 m es prácticamente el límite de las amplitudes que es posible excavar -- en la explotación del Cuerpo 660. Un ancho de 6.0 m en rebaje simple, presentó una estabilidad satisfactoria toda vez -- que los techos de estas excavaciones se amacizen y se protejan contra el intemperismo, que también se observó afectaba notablemente el material expuesto en los límites de las excavaciones.

CASO 4.- MINA INGUARAN.- NIVEL 800

La Mina Inguarán esta siendo explotada por Industrial Minera México, S.A. y se localiza en el estado de Michoacán, cerca de la población de la Huacana, la realización de los trabajos y estudios, tuvieron como objetivo definir el grado de estabilidad de los túneles de extracción del Nivel 800 de la Mina y, en su caso, los refuerzos que resultaran necesarios, para poder juzgar la conveniencia de colocarlos y anticipar las zonas de la Mina en que es probable la aparición de inestabilidades, con el propósito de plantear las operaciones de extracción en el Nivel 800, de forma tal que el volumen de material extraído por este Nivel fuera el máximo posible y, así también, prever la época en que sería conveniente iniciar las preparaciones para realizar la extracción por los Niveles inferiores al 800:

INSTRUMENTACION.

Para cumplir con los objetivos de los trabajos y estudios planteados en la Mina, se programaron hacer pruebas de corte "in-situ", las cuales permitirían precisar la resistencia al esfuerzo cortante de la masa rocosa, que había sido deducida de los resultados de las pruebas de laboratorio anteriormente efectuadas.

También se planteó medir la presión actuante en los pilares de apoyo del Nivel 800, para conocer la magnitud que actuaba en los pilares que se encontraban entre los túneles y cámaras de extracción, y así poder comparar dicha presión actuante, con la resistencia a la falla de la masa rocosa y con los resultados del análisis de estabilidad realizado, se programó la medición de la presión actuante en 6 sitios, cuyas ubicaciones se muestran en la figura No. 39. En esta figura también se muestran los 3 sitios de las pruebas de corte que se efectuaron y que fueron representativos de las condiciones medias y más desfavorables observadas en la zona de interés, en lo que se refiere a la resistencia de la masa rocosa.

Con el propósito de conocer el grado de estabilización logrado con la instalación de los anclajes para refuerzo de la masa rocosa alrededor de los túneles de extracción, que fueron definidos como necesarios en el diseño aproximado inicial, se establecieron secciones de control, en las que se instalaron puntos de referencia, para medir las deformaciones inducidas en los túneles por la presión. Las ubicaciones de estas secciones de control se muestran en la figura No. 39. Estas deformaciones se midieron periódicamente con un longímetro de precisión figura No. 35, el cual consta de una cinta de acero "invar" graduada a intervalos de 5 mm. y un dispositivo en el que se fija la cinta, en una de sus marcas de 5 mm. contiene un dinamómetro para medir tensiones y un micrómetro-

con carátula graduada en 0.01 mm. Después de colocar en un punto de referencia un extremo de la cinta y en otro punto el extremo del dispositivo de fijación, se tensa el conjunto a 15 kg y se lee en el micrómetro la distancia que debe restarse a la marca en que se fijó la cinta, adicionada de una constante del aparato, para así obtener la distancia real entre los puntos de referencia, con una sensibilidad de 0.01 mm.

RESULTADOS OBTENIDOS.

De las tres probetas de corte ejecutadas se obtuvieron los valores para el esfuerzo cortante a la falla, el cual se midió con suficiente claridad, figuras No. 40, 41 y 42, y que corresponde al esfuerzo normal aplicado; estos valores para cada una de las tres pruebas efectuadas, en las tres probetas ensayadas, se graficaron en un plano de Mohr, (Esfuerzo-Normal-Esfuerzo Cortante), para obtener las "Leyes de Resistencia" que se muestran en la figura No. 43; en la gráfica se incluyeron las variaciones de resistencia deducidas de los ensayos de laboratorio, tomando en cuenta la presencia de discontinuidades en la masa rocosa; para este caso, se pudo ver la satisfactoria proximidad de las deducciones de laboratorio con respecto a los resultados de las pruebas de campo. También de las tres pruebas realizadas directamente en la Mina, en los tres distintos pilares del Nivel 800, se concluyó que la resistencia a compresión simple fluctuó entre 83 y 148 kg/cm², con un promedio de 120 kg/cm² que es aplicable en ge-

neral para el Nivel 800, según se deduce de la observación y clasificación de la roca en todos los pilares de ese Nivel.

De los resultados de las mediciones efectuadas para conocer las presiones en el Nivel 800, se pudo concluir que en los pilares donde se midieron esfuerzos de compresión de 90 y 110 kg/cm², los esfuerzos calculados son de 96 y 113 kg/cm² respectivamente, lo cual indicó una aceptable predicción del método de cálculo.

De los resultados de las deformaciones registradas en el período de agosto 24 de 1974 a febrero 10 de 1975, se determinó que las secciones 1, 3 y 4, mostraron velocidades de deformación nulas, o sea que presentaron tendencias estables; no así las secciones 2A, 5 y 6 que acusaron las siguientes deformaciones:

Sección 2 A. - Con los datos disponibles se pudo concluir que el techo del túnel descendió un promedio de 6 mm, entre el 7 y el 18 de noviembre de 1974, y el pilar izquierdo, que corresponde al intermedio entre las campanas 5 y 6, se alargó 4 mm en sentido horizontal; esta sección se encuentra próxima a las fallas geológicas del área noroeste del cuerpo minero realizado, figura No. 45.

Sección 5. - En esta sección se estableció, de acuerdo con:

interpretación de las mediciones, que se produjo un movimiento causado por esfuerzos cortantes y de compresión, acusando en el techo un corrimiento de 4 mm hacia el oeste y un descenso del orden de 4 mm, figura No. 46.

Sección 6.- De las mediciones efectuadas en esta sección se pudo establecer que solamente se había presentado un descenso uniforme del techo, del orden de 1.0 mm, figura No. 47.

Para medir la presión actuante en los pilares del Nivel 800.- se colocaron 5 Gatos Planos, su ubicación se muestra en la figura No. 39, en cada uno de los Gatos instalados, se efectuó como primera fase de la medición, un ciclo de carga y descarga y una segunda carga, realizando cada una de estas etapas con incrementos y decrementos de presión, a intervalos de tiempo aproximadamente iguales, la primera carga se llevó hasta una presión tal, que canceló la deformación producida durante el ranurado, para lo cual se requirieron de 4 a 7 incrementos de presión; a continuación se descargó totalmente el Gato con dos decrementos de presión y enseguida se cargó con dos incrementos, hasta alcanzar la misma presión de la primera etapa de carga. En cada una de las tres etapas mencionadas, la presión producida se mantuvo durante 5 minutos, midiendo la deformación inducida alrededor de la ranura en cada caso; por tanto, durante toda esta fase, se midieron sólo las deformaciones prácticamente instantáneas.

Con los datos obtenidos de la primera fase de la prueba, se efectuó una primera estimación de la presión actuante en cada uno de los sitios de medición; los Gatos Planos se dejaron cargados con una presión del mismo orden de la estimada, se entregó una gráfica presión-deformación representativa de cada uno de los Gatos Planos instalados.

En la cuarta columna de la figura No. 48, se muestran los valores deducidos de estas primeras estimaciones. Sin embargo el tiempo transcurrido entre el inicio de las perforaciones requeridas para formar la ranura y el inicio de la prueba, es por lo menos de tres a cuatro días, y las deformaciones inducidas en la roca previamente a la prueba aumentan paulatinamente en ese lapso de tiempo, debido al comportamiento visco-plástico característico de las masas rocosas; es decir, la roca que circunda la ranura presenta una deformación prácticamente instantánea al perforarla, y una deformación diferida o "fluencia" durante el lapso de tiempo arriba mencionado, que incluye los tiempos de ejecución de la ranura en donde ha de alojarse el Gato, la instalación del Gato Plano, el relleno con mortero del espacio libre entre el Gato Plano y la roca así como también el tiempo de fraguado de dicho mortero, que es del orden de 36 hrs. para que alcance una resistencia adecuada que soporte las presiones a las que estará sometido durante la prueba. En cambio, la primera fase de la prueba se efectuó según se mencionó, midiendo deformacio-

nes prácticamente instantáneas. Por lo tanto, para poder --
 comparar las deformaciones producidas durante la descarga --
 (ranurado), que incluyan la fluencia antes mencionada, con --
 las deformaciones producidas al cargar el Gato durante la --
 prueba, es necesario medir además de las deformaciones ins--
 tantáneas producidas durante la primera fase, las deforma--
 ciones diferidas producidas en la roca durante un lapso de tie--
 po al menos del mismo orden del indicado en el párrafo ante--
 rior (3 a 4 días), para estar en condiciones de calcular con
 mayor precisión la carga actuante en el sitio respectivo.

Normalmente, después de realizar las mediciones antes descri--
 tas, se da por concluida la medición con el Gato Plano, obte--
 niéndose la presión actuante en la dirección normal al dis--
 positivo. Sin embargo, como en este caso se requirió medir--
 la variación de presiones conforme progresa la extracción, --
 se continuaron las observaciones de la presión indicada en --
 los manómetros y el progreso de las deformaciones entre los --
 puntos de referencia de la medición: de estas mediciones se --
 observó un importante efecto de fluencia visco-plástica de --
 la masa rocosa, acusada por una reducción de la presión re--
 gistrada, acompañada de un progreso en las deformaciones pro--
 vocadas en la recarga del Gato. La falta de antecedentes so--
 bre este comportamiento en brechas granodioríticas, obligó--
 a investigarlo detalladamente en los Gatos instalados, para--
 lo cual se realizó un ciclo de descarga y recarga en los ---

dispositivos, registrando las variaciones de la distancia--
 entre los puntos de referencia. Con base en estos recicla--
 jes de la presión, se determinó la influencia del comporta--
 miento visco-plástico en los valores de la presión determi--
 nados inmediatamente después de instalar los Gatos, que se--
 vieron afectados por la fluencia visco-plástica que ocurre--
 por descarga al realizar la ranura y por recarga al efectuar
 la primera medición; como los lapsos para la fluencia por --
 estos motivos no son iguales, es necesario determinar su ---
 efecto.

Después de observar los Gatos Cargados con la presión de la --
 primera etapa, que produjo la estabilización de las deforma--
 ciones por efectos visco-plásticos, se efectuó la recarga --
 programada para poder valorizar el efecto de la fluencia. --
 Al terminar el reciclaje y con objeto de observar las varia--
 ciones de la presión, se dejó en cada Gato una presión del --
 mismo orden que la correspondiente a la primera estimación--
 de la presión actuante, mientras se estudió el efecto de la --
 fluencia visco-plástica.

Los resultados de las mediciones de la presión actuante en --
 los pilares del Nivel 800, indicaron que los valores calcula--
 dos como resultado del Análisis de estabilidad a base de Ar--
 cos de carga, tienen aproximaciones comprendidas entre - 14%
 y + 16%, que fueron totalmente satisfactorias desde el punto

de vista práctico, para un análisis de excavaciones subterráneas mediante un procedimiento simplificado de comportamiento mecánico, como fue el aplicado.

"REFERENCIAS"

- 1.- ANALISIS DE ESTABILIDAD PARA LA RECUPERACION DE PILARES EXISTENTES EN LOS CUERPOS "CAROLA Y EL 32", DE LA UNIDAD-FLOROSAS DE IMM. S.A., EN EL ESTADO DE CHIHUAHUA.

INFORME ELABORADO PARA INDUSTRIAL MINERA MEXICO, S.A. POR GEOSISTEMAS, S.A., EN FEBRERO DE 1976.

- 2.- ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS PILARES DE SOSTENIMIENTO DEL REBAJE ENTRE LOS NIVELES 8 Y 6 DE LA MINA SAN MARTIN DE INDUSTRIAL MINERA MEXICO, S.A., EN SOMBRERETE, ZACATECAS.

INFORME ELABORADO PARA IMM. S.A., POR GEOSISTEMAS, S.A. EN MARZO DE 1976.

- 3.- ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL REBAJE 4-950 DE LA MINA SAN MARTIN, DE INDUSTRIAL MINERA MEXICO, S.A. EN SOMBRERETE, ZACATECAS.

INFORME ELABORADO PARA IMM. S.A. POR GEOSISTEMAS, S.A. EN ENERO DE 1976.

- 4.- ANALISIS DE LA BOVEDA EXCAVADA EN EL CUERPO "LA PRIETA", PARA ESTABLECER EL GRADO DE ESTABILIDAD DEL TECHO Y DEFINIR LAS MAGNITUDES DE LAS DEFORMACIONES QUE SEAN INDICATIVAS DE INESTABILIDAD GENERAL.

INFORME ELABORADO PARA S.I.P., S.C. MINA LA ENCANTADA, --
POR GEOSISTEMAS, S.A., EN ENERO DE 1976.

5.- MEDICIONES, PRUEBAS DE CAMPO Y ANALISIS EFECTUADOS PARA -
VERIFICAR EL ANALISIS PRELIMINAR DE ESTABILIDAD DE LA BO-
VEDA DEL CUERPO "LA PRIETA" EN LA MINA LA ENCANTADA, EN -
OCAMPO, COAHUILA.

INFORME ELABORADO PARA S.I.P., S.C. MINA LA ENCANTADA, --
POR GEOSISTEMAS, S.A., EN JUNIO DE 1976.

6.- OBSERVACIONES DE LOS DESPRENDIMIENTOS OCURRIDOS EN EL PE-
RIODO DEL 26 DE AGOSTO AL 2 DE SEPTIEMBRE EN EL TECHO DE-
LA BOVEDA DEL CUERPO "LA PRIETA" EN LA MINA LA ENCANTADA.

INFORME ELABORADO PARA S.I.P., S.C. MINA LA ENCANTADA, --
POR GEOSISTEMAS, S.A., EN SEPTIEMBRE DE 1976.

7.- ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES A REALIZARSE-
EN EL "CUERPO NUEVO 660", PARA ESTABLECER LA GEOMETRIA DE
LAS EXCAVACIONES, LOS SOPORTES NECESARIOS Y LAS SECCION-
ES CONVENIENTES, PARA EMPLEAR EL METODO DE "CORTE Y RE-
LLENO" EN LA EXPLOTACION.

INFORME ELABORADO PARA S.I.P., S.C. MINA LA ENCANTADA, --
POR GEOSISTEMAS, S.A., EN ENERO DE 1977.

8.- ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES QUE SE REALI-

ZARAN EN LA ZONA EN QUE SON ADYACENTES LOS CUERPOS "660"-
Y "LA PRIETA", DE LA MINA LA ENCANTADA DE INDUSTRIAS PEÑO-
LES.

INFORME ELABORADO PARA S.I.P., S.C., MINA LA ENCANTADA, -
POR GEOSISTEMAS, S.A., EN MARZO DE 1977.

9.- DISEÑO APROXIMADO DEL SISTEMA DE ANCLAJE PARA REFUERZO DE
LOS TUNELES DE EXTRACCION EN EL NIVEL 800 DE LA MINA IN-
GUARAN, EN MICHOACAN.

INFORME ELABORADO PARA IMM, S.A., MINA INGUARAN, POR GEO-
SISTEMAS, S.A., EN SEPTIEMBRE DE 1974.

10.- MEDICIONES, PRUEBAS DE CAMPO Y ANALISIS EFECTUADOS PARA -
VERIFICAR EL DISEÑO APROXIMADO DEL ANCLAJE DE REFUERZO -
PARA LOS TUNELES DE EXTRACCION DEL NIVEL 800 DE LA MINA-
INGUARAN, EN MICHOACAN.

INFORME ELABORADO PARA IMM, S.A., MINA INGUARAN, POR GEO-
SISTEMAS, S.A., EN FEBRERO DE 1975.

11.- MEDICION DE LA PRESION ACTUANTE EN LOS PILARES DE APOYO -
EN LOS NIVELES 800 Y 765 DE LA MINA, EN MICHOACAN.

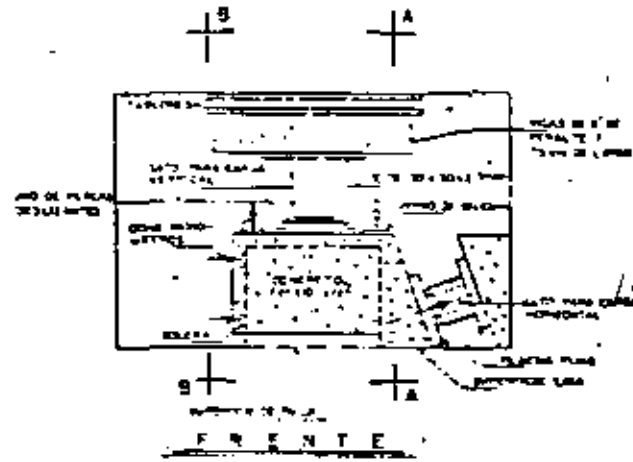
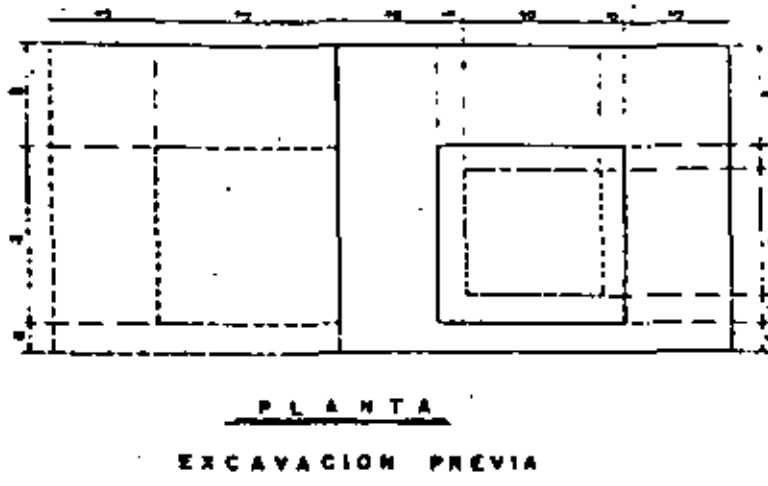
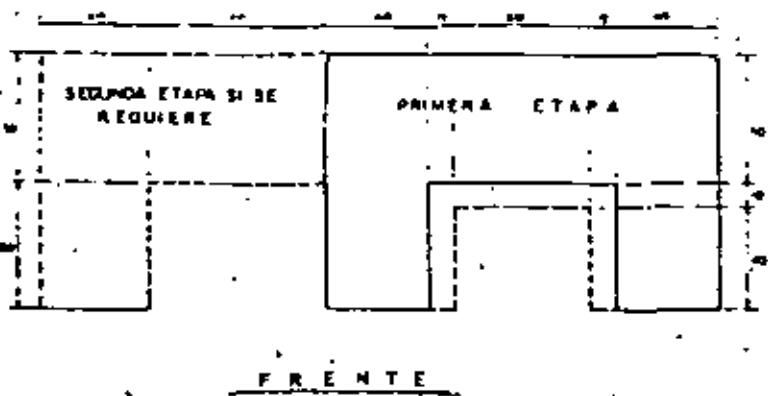
INFORME ELABORADO PARA IMM, S.A., MINA INGUARAN, POR GEO-
SISTEMAS, S.A., EN ENERO DE 1976.

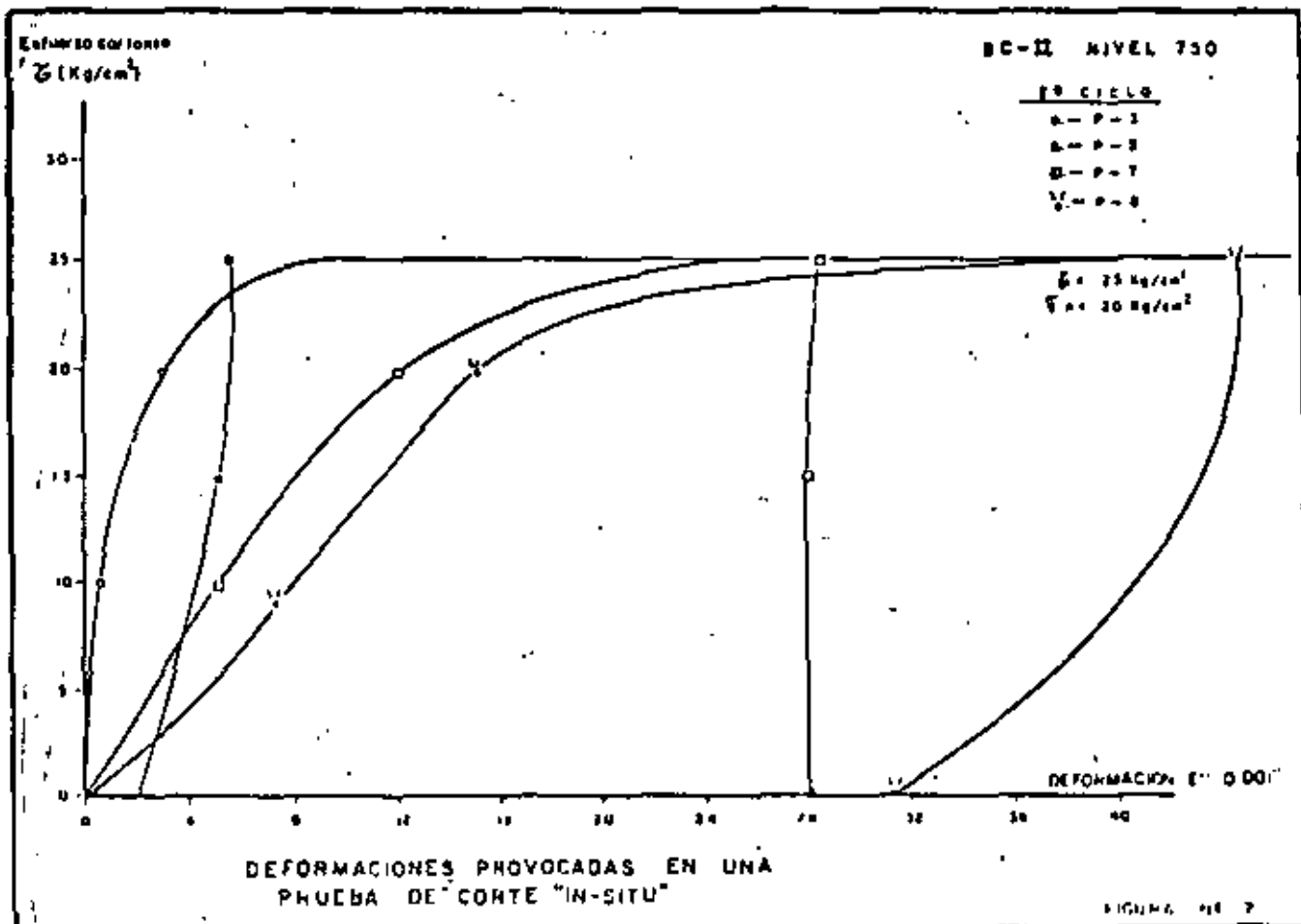
LISTA DE FIGURAS

- 1.- Prueba de corte directo "in-situ".
- 2.- Gráfica prueba de corte directo "in-situ".
- 3.- Gráfica de Mohr, prueba de corte directo.
- 4.- Prueba de Gato Plano.
- 5.- Gráfica prueba de Gato Plano.
- 6.- Mina Plomosas.- Plantas cuerpos "Carola y El 32".
- 7.- Mina Plomosas.- Pilares de concreto ciclopeo.
- 8.- Mina Plomosas.- Dispositivo para medir deformaciones de piso a techo.
- 9.- Mina San Martín.- Planta Nivel 8.
- 10.- Mina San Martín.- Ubicación de Gatos Planos para medir esfuerzos en los pilares.
- 11.- Mina San Martín.- Corte Nivel 8.
- 12.- Mina San Martín.- Corte Nivel 6.
- 13.- Mina San Martín.- Inclínómetro para medir deformaciones horizontales.
- 14.- Mina San Martín.- Extensómetros para medir deformaciones verticales.
- 15.- Mina San Martín.- Planta rebaje 4-950.
- 16.- Mina San Martín.- Prueba de Gato Plano Pilar Sur.
- 17.- Mina San Martín.- Prueba de Gato Plano Pilar Norte.
- 18.- Mina San Martín.- Planta Pilar Sur.
- 19.- Mina San Martín.- Planta Pilar Norte.
- 20.- Mina San Martín.- Tabla comparativa de resultados.
- 21.- Mina San Martín.- Sección transversal A-A.- Pilar Sur.
- 22.- Mina San Martín.- Sección transversal B-B.- Pilar Norte.
- 23.- Mina La Encantada.- Planta de ubicación de extensómetros.

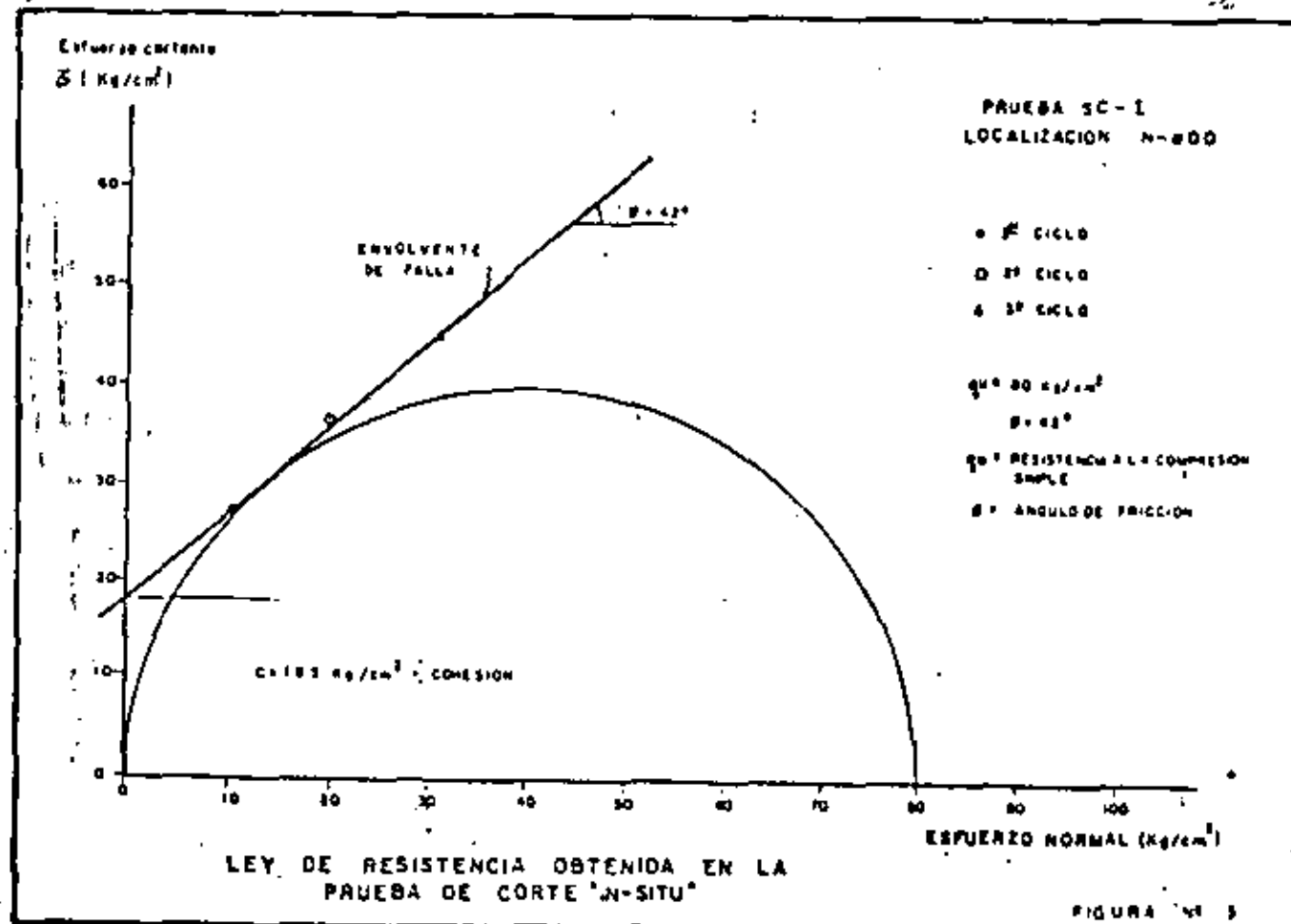
- 24.- Mina La Encantada.- Desplazamientos progresivos con la profundidad.- Extensómetro 80-1
- 25.- Mina La Encantada.- Desplazamientos progresivos con la profundidad.- Extensómetro 80-2
- 26.- Mina La Encantada.- Localización de extensómetros Nivel 750.
- 27.- Mina La Encantada.- Localización de extensómetros Nivel 720.
- 28.- Mina La Encantada.- Detalles de extensómetros longitudinales.
- 29.- Mina La Encantada.- Corte Longitudinal.
- 30.- Mina La Encantada.- Nivelaciones superficiales.
- 31.- Mina La Encantada.- Comparación de las presiones medidas en los Gatos Planos con los esfuerzos calculados.
- 32.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- planta de ubicación.
- 33.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Planta del nivel 635 rebaje piloto.
- 34.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Ubicación de los puntos de medición de convergencia.
- 35.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Longímetro de cinta invar.
- 36.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Propiedades de resistencia de la masa rocosa usadas en el análisis de estabilidad.
- 37.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Desplazamientos en el rebaje 635.
- 38.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Desplazamientos en el rebaje 660.
- 39.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Planta de localización de los dispositivos de medición.
- 40.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Prueba de esfuerzo cortante en campo SC-1.
- 41.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Prueba de esfuerzo cortante en campo SC-2.

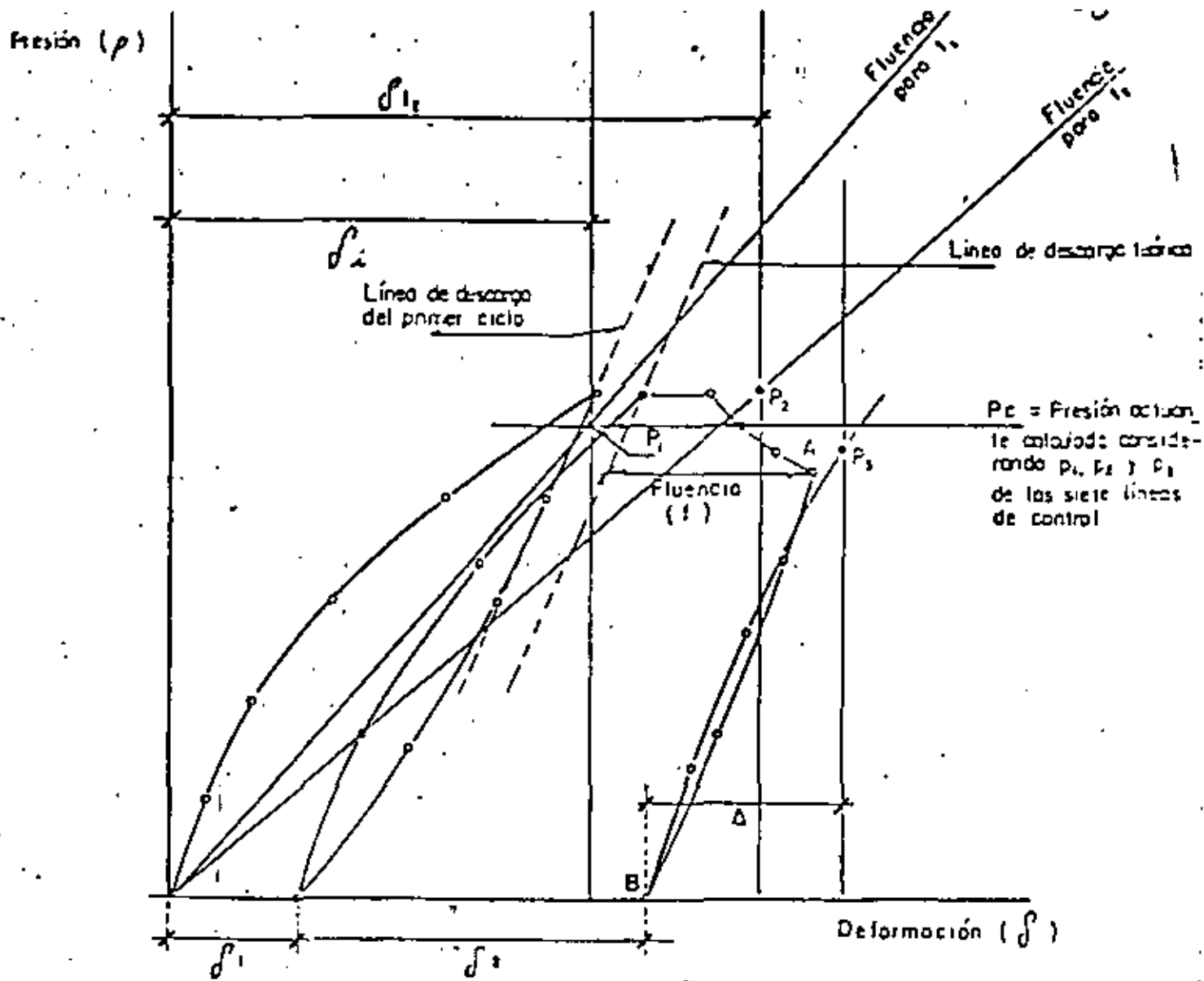
- 42.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Prueba de esfuerzo cortante en campo SC-3.
- 43.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Ley de resistencia obtenida de las pruebas de corte "in-situ".
- 44.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Ubicación de los puntos de resistencia.
- 45.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Interpretación de diámetros.- Sección 2-A.
- 46.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Interpretación de diámetros.- Sección 5.
- 47.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Interpretación de diámetros.- Sección 6.
- 48.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Presiones actuantes en los pilares de apoyo del Nivel 800.





54





SIMBOLOGIA

- δ_{12} deformación producida inmediatamente después de terminar la ranura para un tiempo t_1 .
- δ_{12} deformación para el tiempo t_2 , antes de iniciar la carga en el Gato.
- δ_1, δ_2 deformaciones permanentes producidas por el primero y el segundo ciclos de carga y descarga, respectivamente.
- P_1, P_2 presiones de cancelación considerando --- fluencias a tiempos t_1 y t_2 , respectivamente.
- Δ deformación a cancelar en la segunda prueba.
- P_3 presión de cancelación de Δ

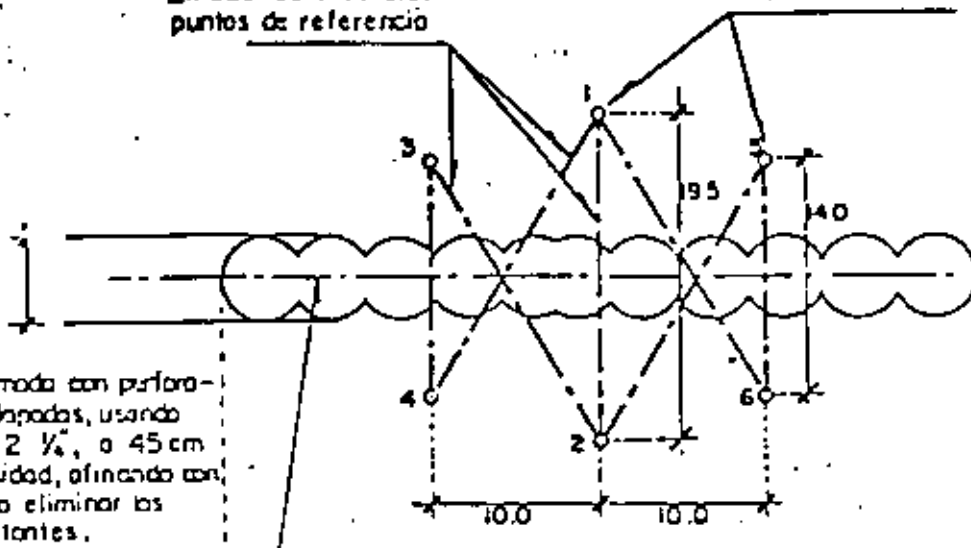
ESQUEMA DE SECUENCIA DE LA PRUEBA DE GATO PLANO

Puntos de referencia marcados de 1/8 a 1/5' de longitud fijos en la roca.
Deben instalarse y tomar lecturas iniciales en ellos antes de ranurar.

Líneas de medición entre puntos de referencia

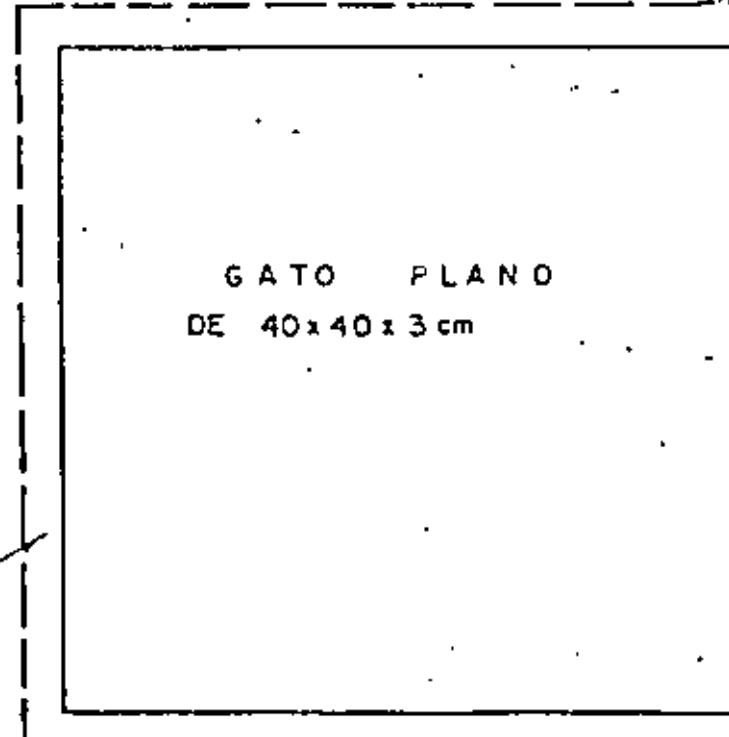
Aprox. 6.0

Ranuro formado con perforaciones traslapadas, usando broca de 2 1/4" a 45 cm de profundidad, afinando con cincel para eliminar los picos resultantes.



FRENTE

45.0



CORTE HORIZONTAL

Conexión a la bomba con válvula de presión.

Espacio entre el gato y la roca, relleno con mortero expansivo.

ESCALA 1:5

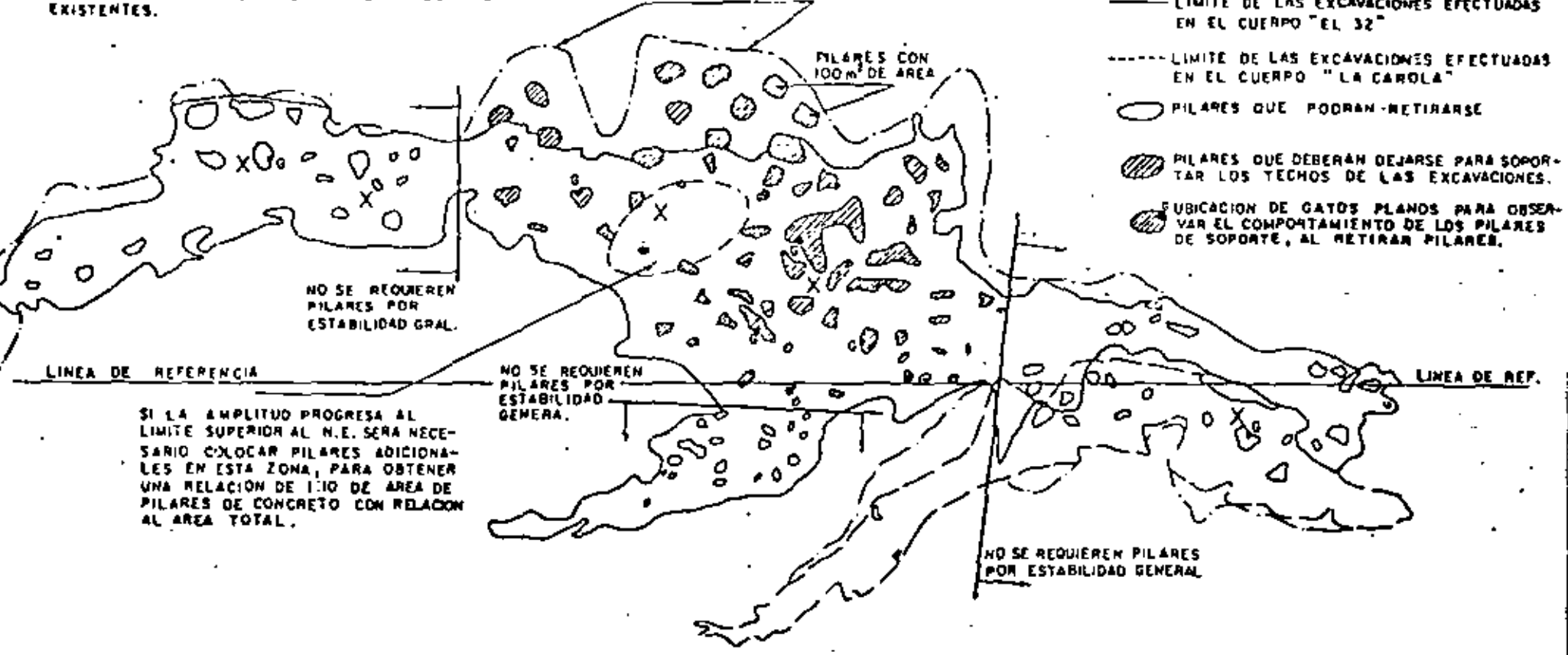
Adaptaciones en cm.

DETALLE DE INSTALACION DE GATOS PLANOS

X - DISPOSITIVOS PARA MEDIR LAS DEFORMACIONES DE LOS TECHOS DE LAS EXCAVACIONES QUE SE PROVOCARON AL HACER EL RETIRO DE LOS PILARES EXISTENTES.

PARA ESTA ZONA SE CONSIDERO QUE LA EXCAVACION PROGRESARA HASTA EL LIMITE Y SE REQUERIAN LOS PILARES MOSTRADOS.

- LIMITE DEL CUERPO MINERALIZADO
- LIMITE DE LAS EXCAVACIONES EFECTUADAS EN EL CUERPO "EL 32"
- LIMITE DE LAS EXCAVACIONES EFECTUADAS EN EL CUERPO "LA CAROLA"
- PILARES QUE PODRAN RETIRARSE
- ▨ PILARES QUE DEBERAN DEJARSE PARA SOPORTAR LOS TECHOS DE LAS EXCAVACIONES.
- UBICACION DE GATOS PLANOS PARA OBSERVAR EL COMPORTAMIENTO DE LOS PILARES DE SOPORTE, AL RETIRAR PILARES.



NO SE REQUEREN PILARES POR ESTABILIDAD GRAL.

LINEA DE REFERENCIA

SI LA AMPLITUD PROGRESA AL LIMITE SUPERIOR AL N.E. SERA NECESARIO COLOCAR PILARES ADICIONALES EN ESTA ZONA, PARA OBTENER UNA RELACION DE 1:10 DE AREA DE PILARES DE CONCRETO CON RELACION AL AREA TOTAL.

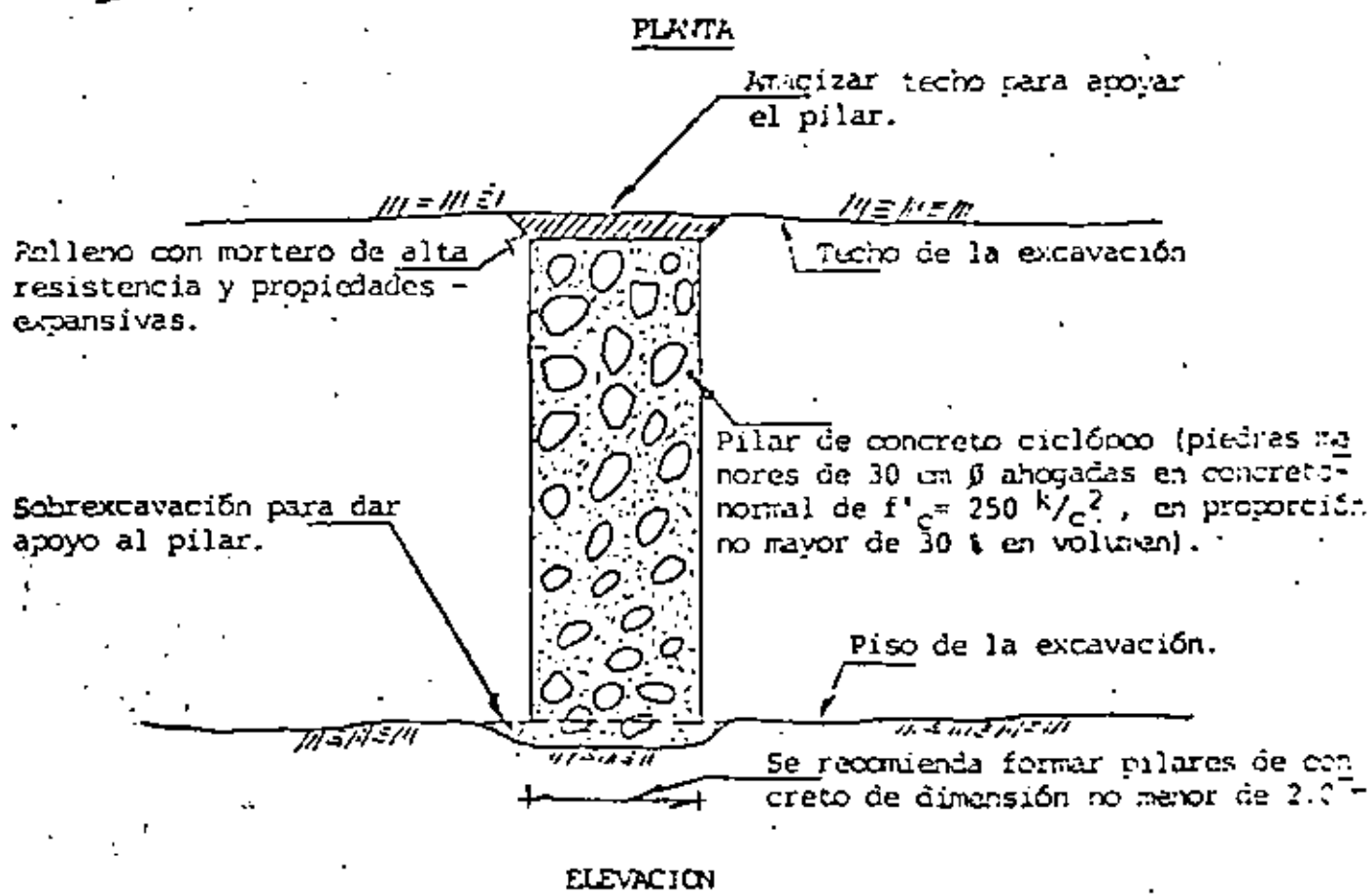
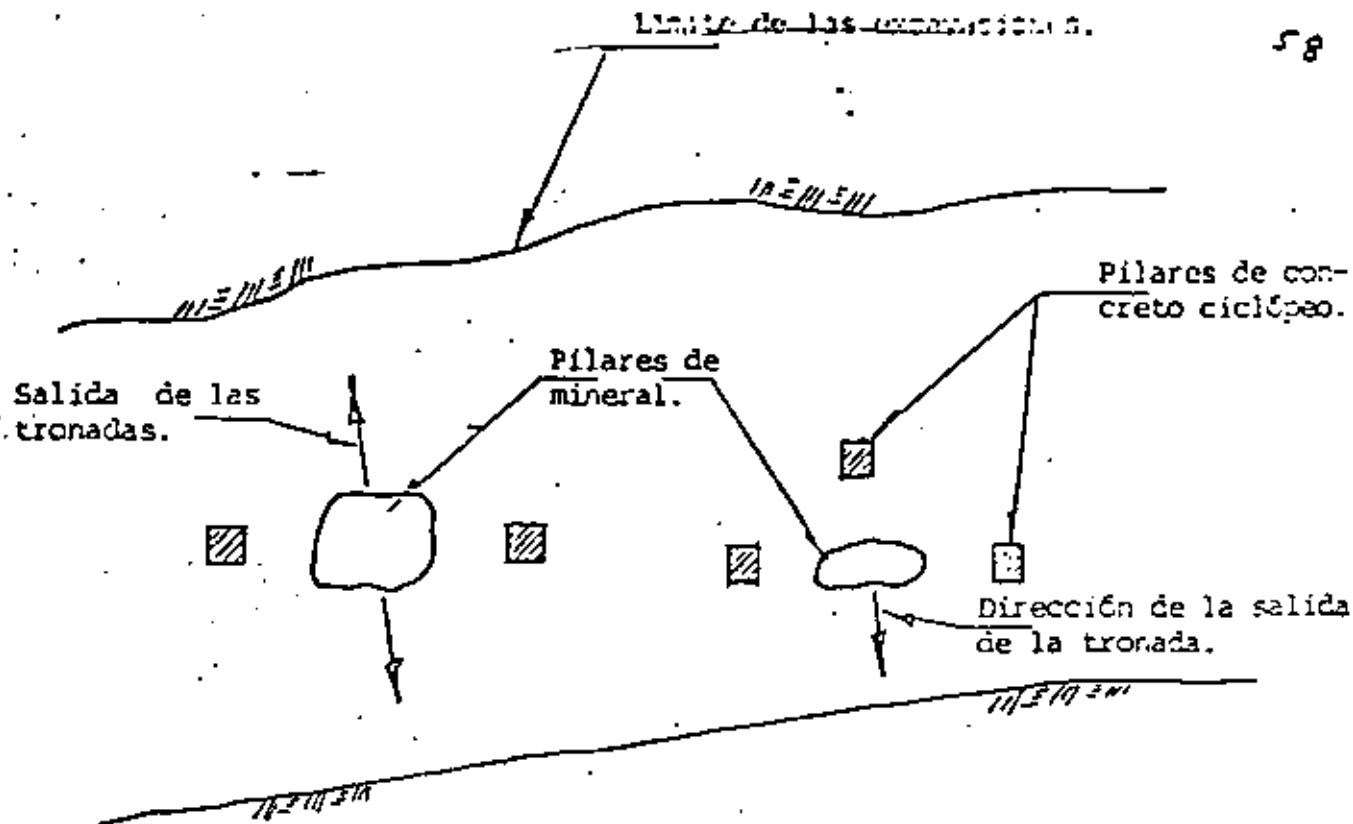
NO SE REQUEREN PILARES POR ESTABILIDAD GENERAL.

NO SE REQUEREN PILARES POR ESTABILIDAD GENERAL

MINA PLOMOSA
PLANTA DE LOCALIZACION, "CAROLA" Y "EL 32"

FIGURA Nº 6

5
N

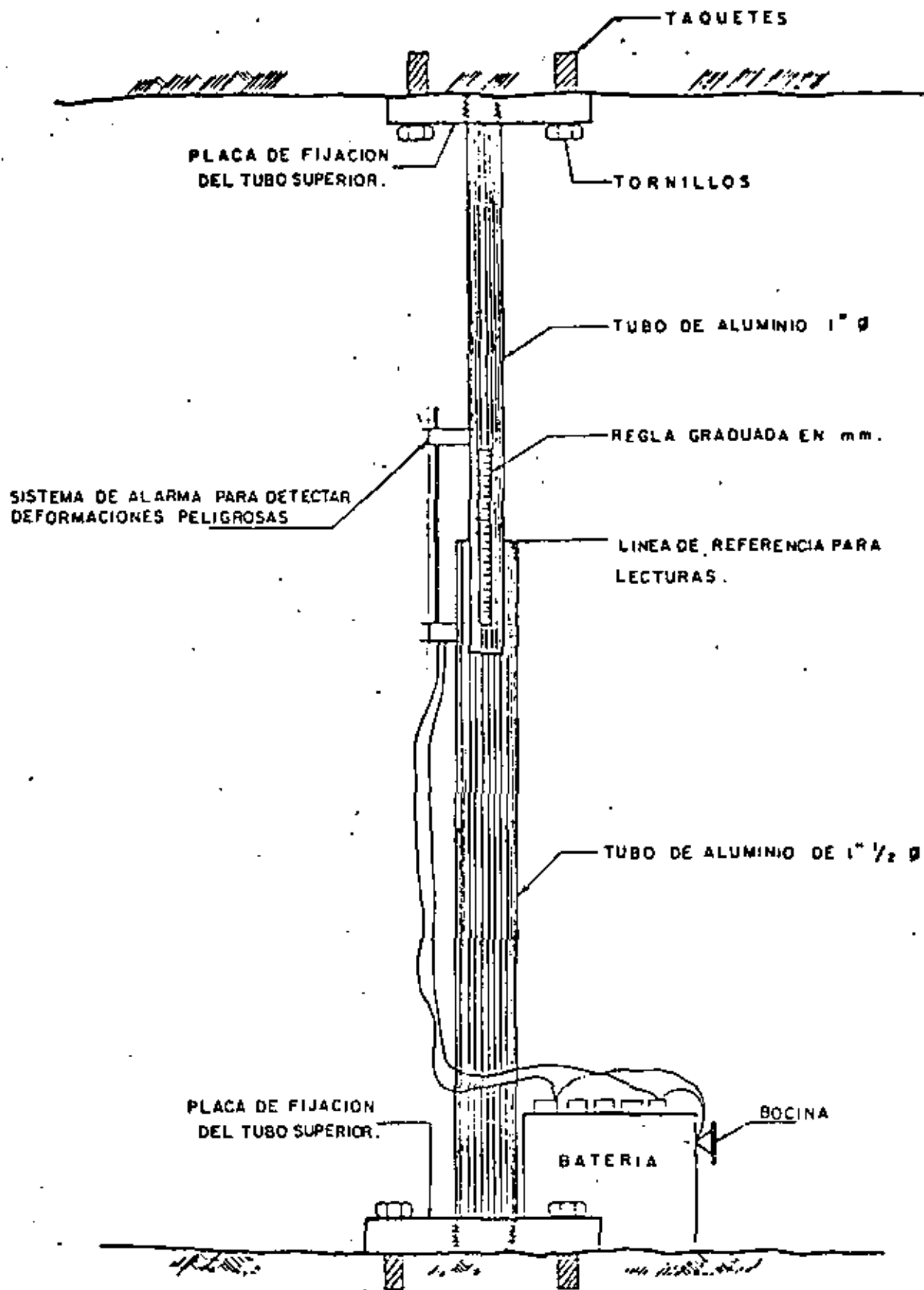


Criterio General:

Por cada 1 m² de pilar mineral reemplazado deberá disponerse 0.5 m² de pilar de concreto ciclópeo.

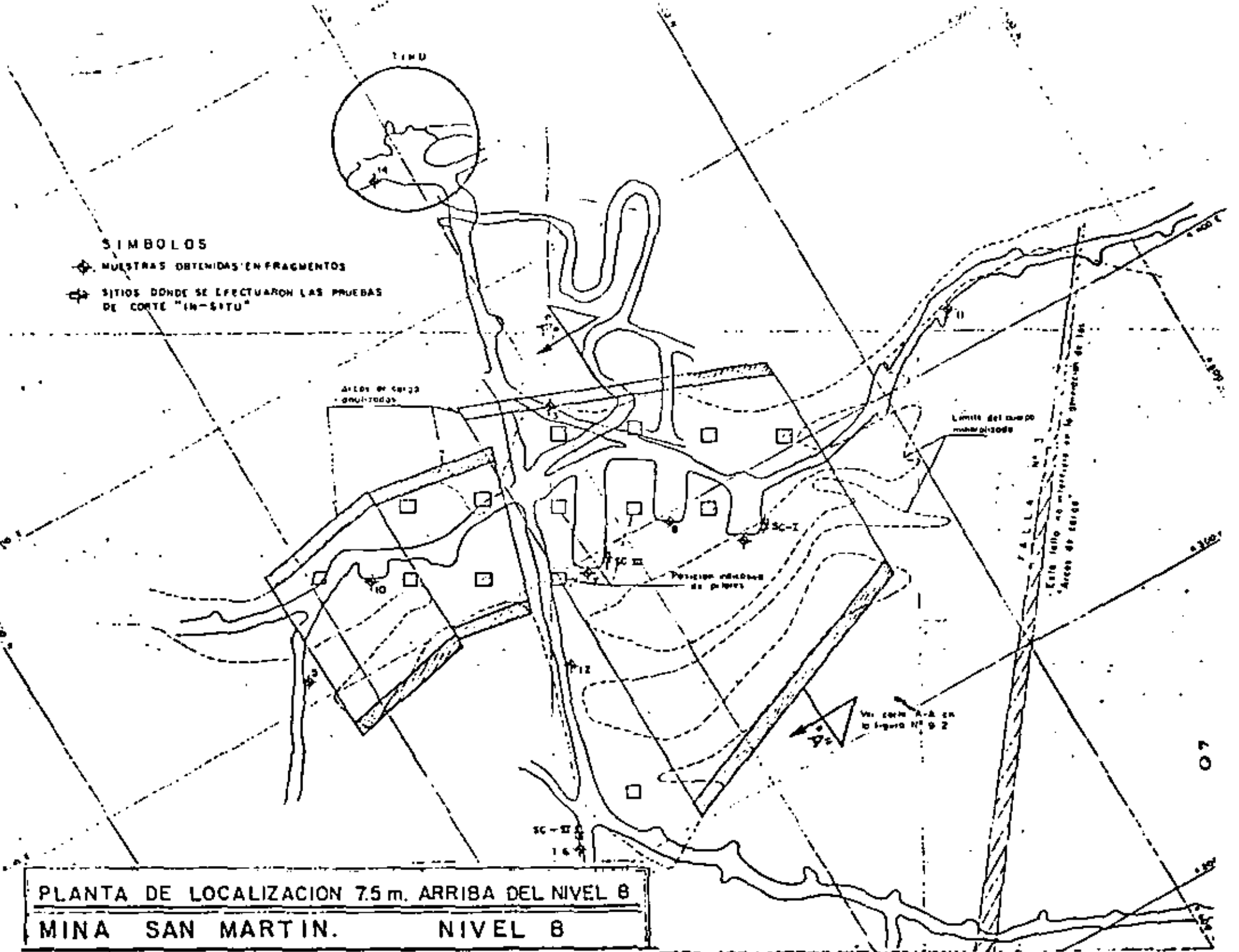
MINA PLOMASAS

PILARES DE CONCRETO CICLOPEO

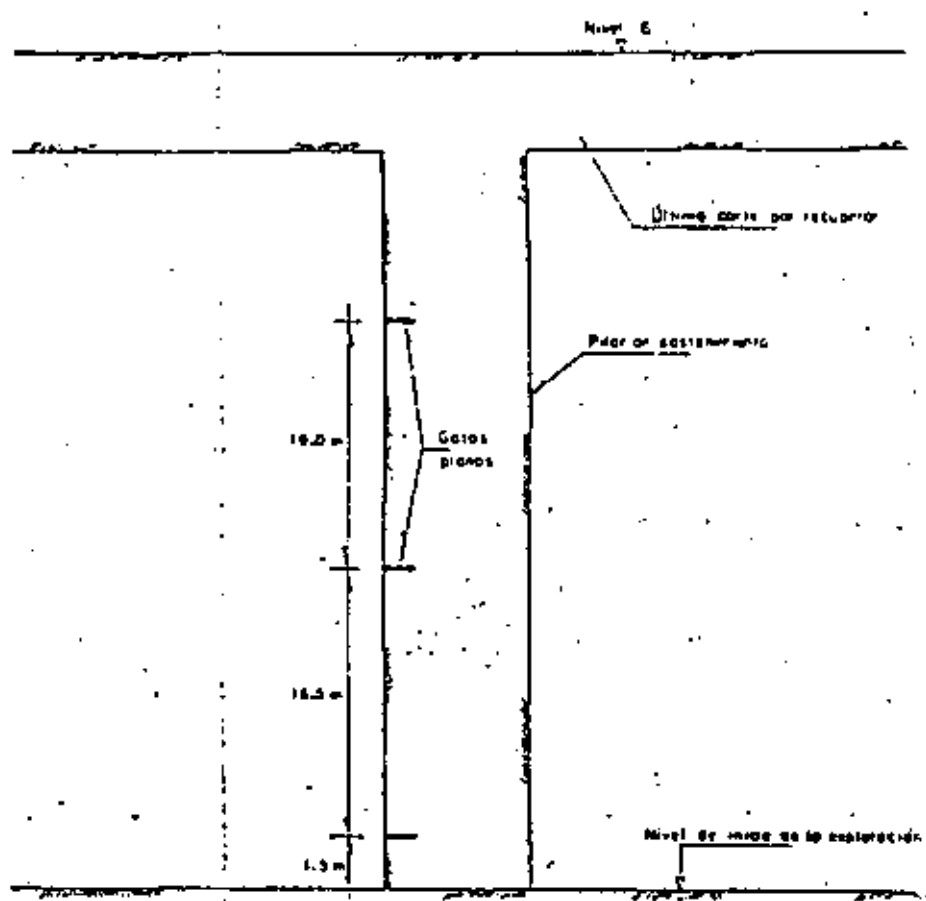


DISPOSITIVO DE MEDICION DE DEFORMACIONES
DE PISO A TECHO

MINA PLOMOSAS

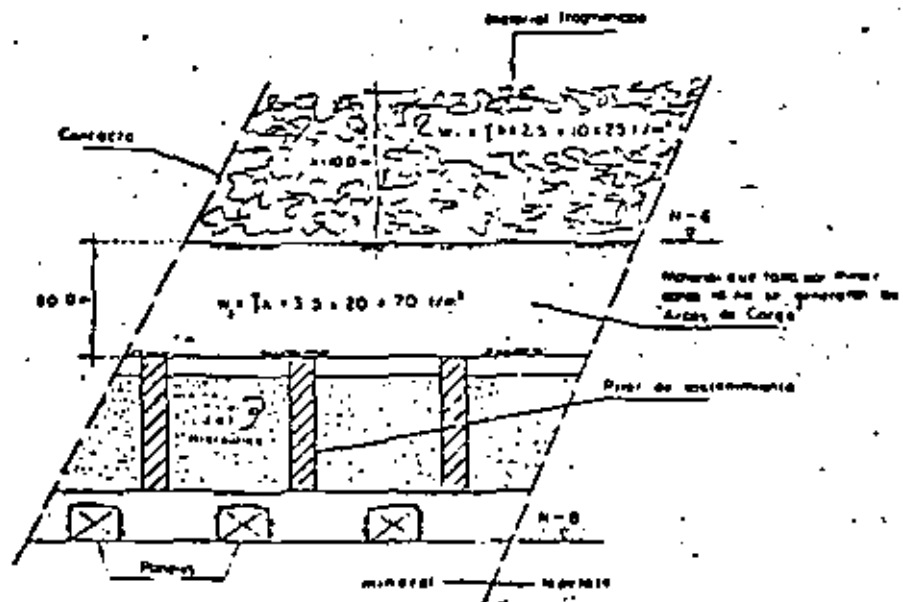


PLANTA DE LOCALIZACION 7.5 m. ARRIBA DEL NIVEL B
 MINA SAN MARTIN. NIVEL B



UBICACION DE GATOS PLANOS PARA
MEDIR ESFUERZOS EN LOS PILARES

MINA SAN MARTIN



ELEVACION

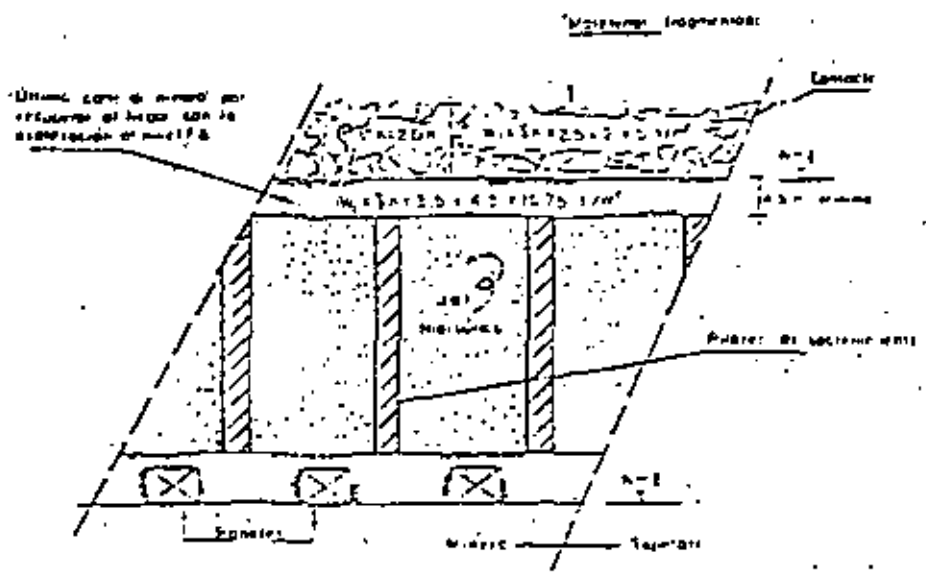
A- CUANDO DEJAN DE FUNCIONAR LOS ARCOS DE CARGA

RESULTADOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD

Peso actual en losa y pilares en un área de 25 x 25 m.	$(w_1 + w_2) A_c$	59,375 Ton.
Peso actual en la losa.	w_1	46,158 Ton.
Resistencia a la compresión de la roca.		2,410 Ton/m ² .
Resistencia a la flexión de la roca.	F_c	160 Ton/m ² .
Cálculo de flexión actual.	F_a	14 Ton/m ² .
Factor de seguridad a la flexión.	F_c/F_a	4.2

Se considera que sólo se tendrá una altura de 10.0 m de mineral fragmentado sobre el nivel 6.

MINA SAN MARTIN



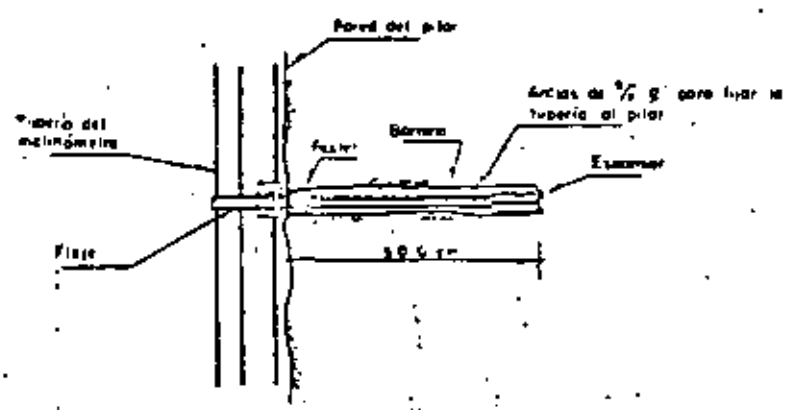
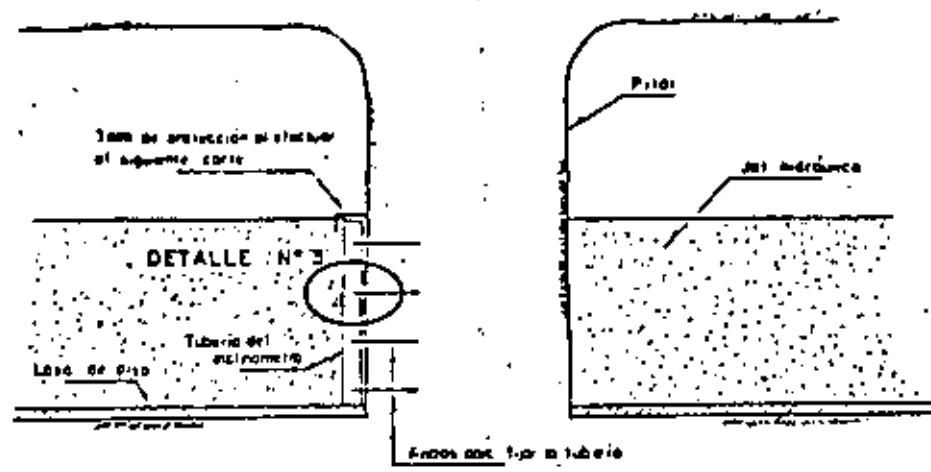
ELEVACION

B- ESPESOR DEL ULTIMO CORTE POR RECUPERAR
RESULTADOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD

Peso actual en losa y pilares en un área de 25 x 25 p.	$W_1 + W_2$ λ_1	32,967 Tons.
Momento actual en la losa.	M	30,957 Ton-p.
Resistencia a la compresión de la roca.	R_c	2,430 Ton/m ² .
Resistencia a la flexión de la roca.	F_f	360 Ton-p.
Espeor mínimo de la losa.	$e_{mín.}$	6.5 m

NOTA: Se considera que sólo se tendrá una altura de 3.6 m de material fragmentado arriba del Nivel 1.

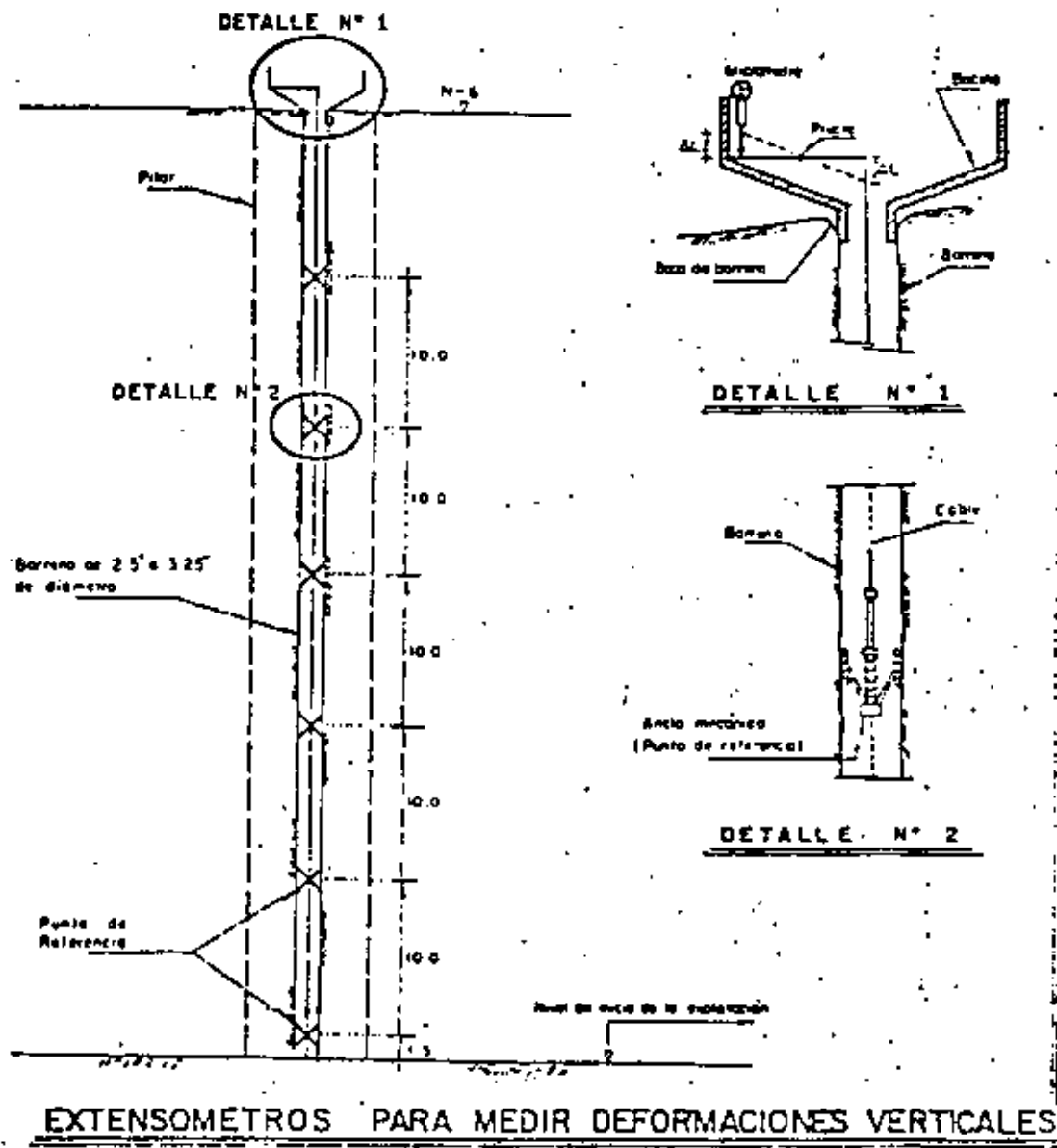
M I N A S A N M A R T I N



DETALLE N° 3.— Fijación de tubería.

INCLINÓMETRO PARA MEDIR DEFORMACIONES HORIZONTALES

MINA SAN MARTIN



MINA SAN MARTIN

FIGURA N° 14

SECCION 3.ª

● — GATOS PLANOS

SECCION 6.100 E

4450

Area de carga

Area tributario sobre el pilar norte

Area tributario sobre el pilar sur

Arco de carga

Arco de carga

G-II
Pilar norte

G-I
Pilar sur

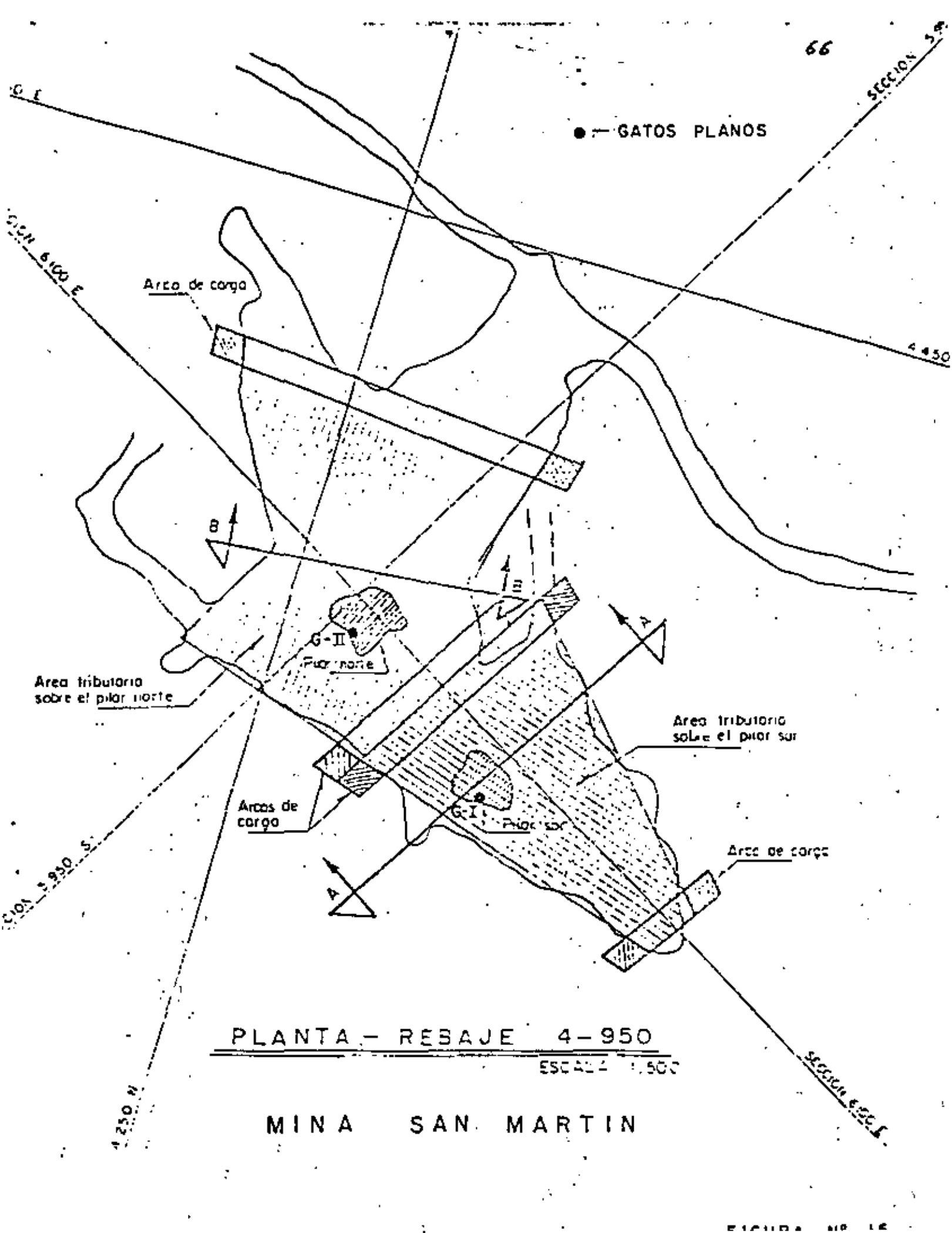
PLANTA — REBAJE 4-950
ESCALA 1:500

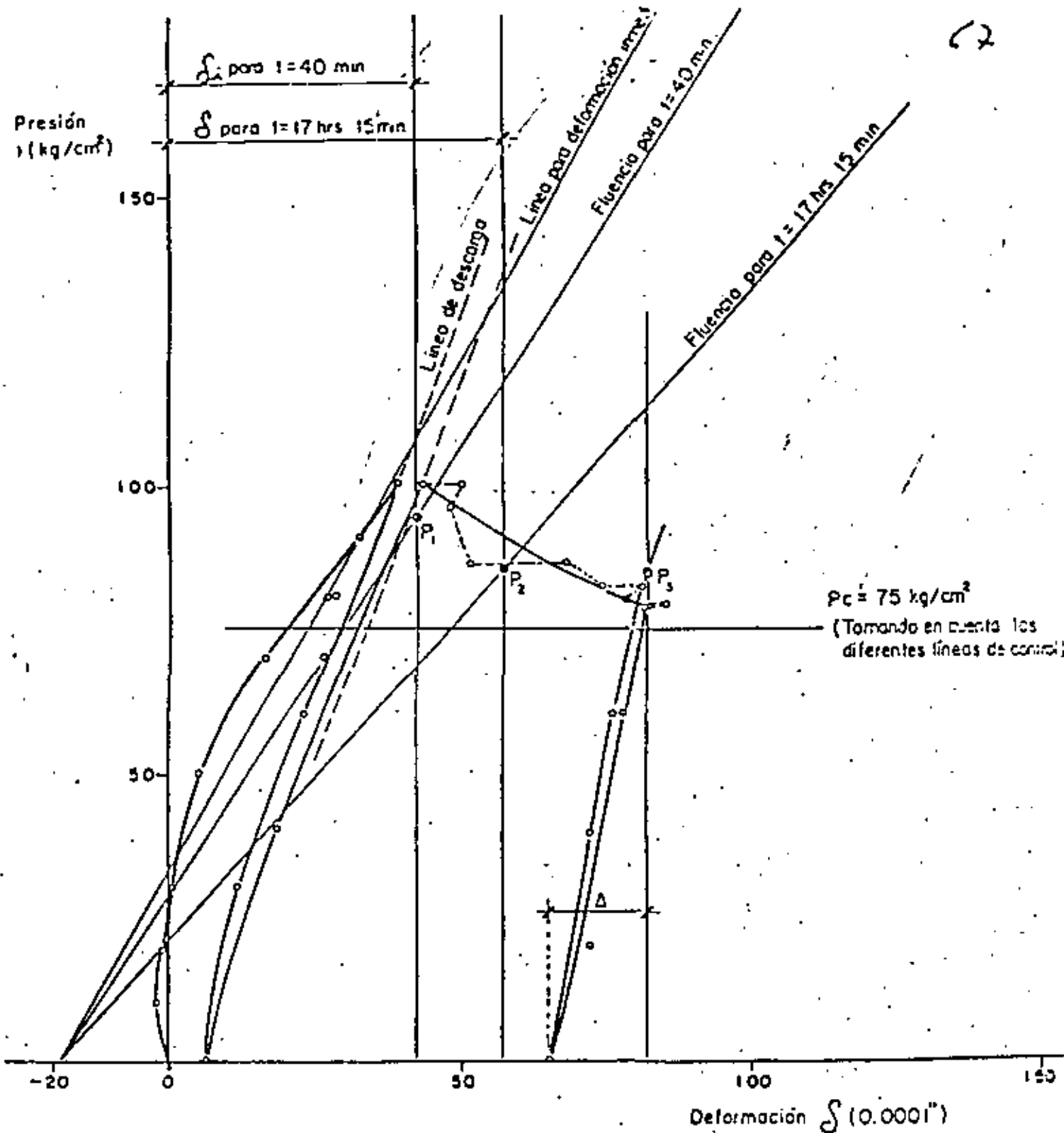
MINA SAN MARTIN

SECCION 5.950 S

SECCION 6.550 S

4250 N

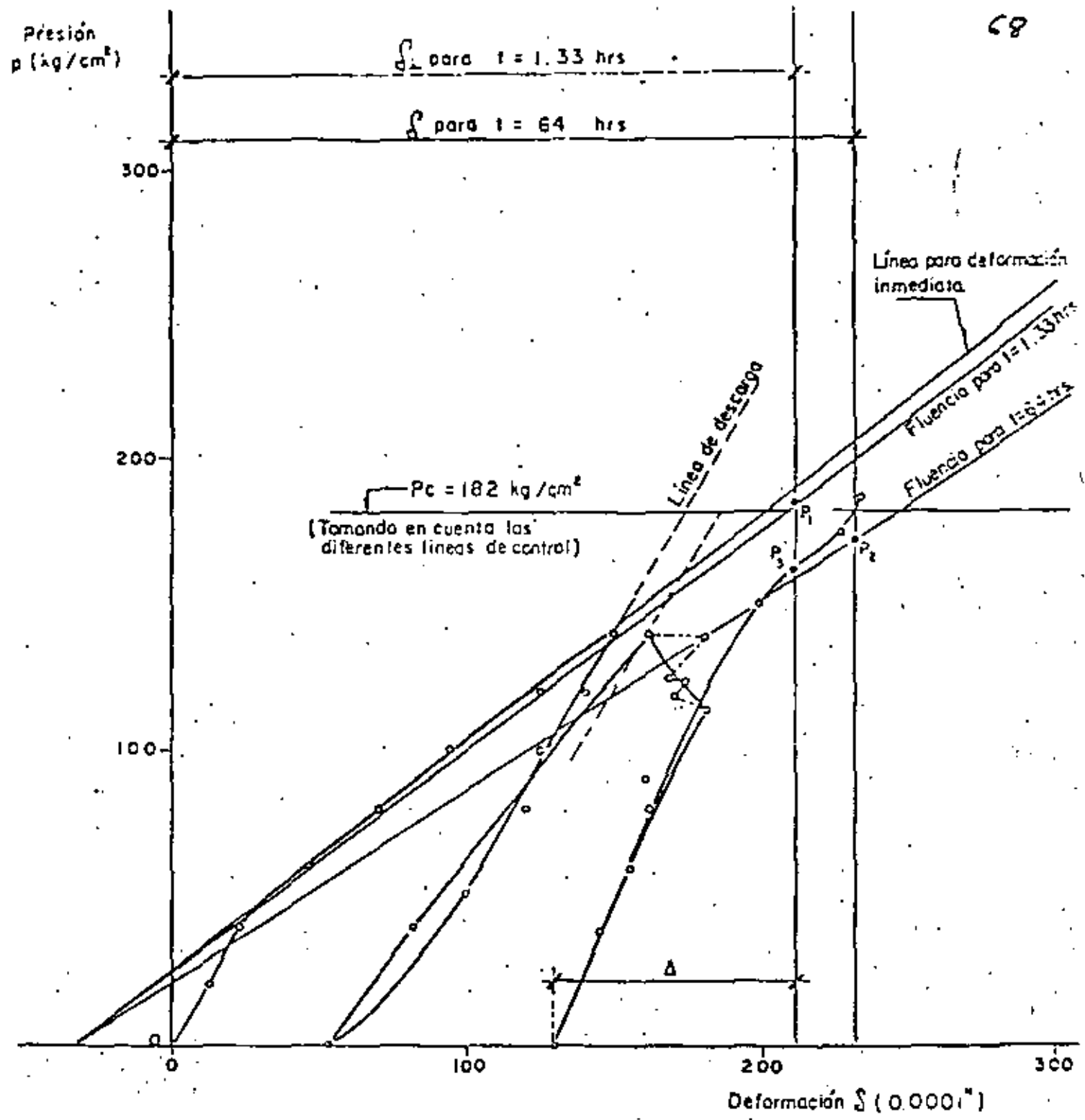




GATO G-I
 LINEA 3-4

MINA SAN MARTIN
 PILAR SUR
 REBAJE 4-950

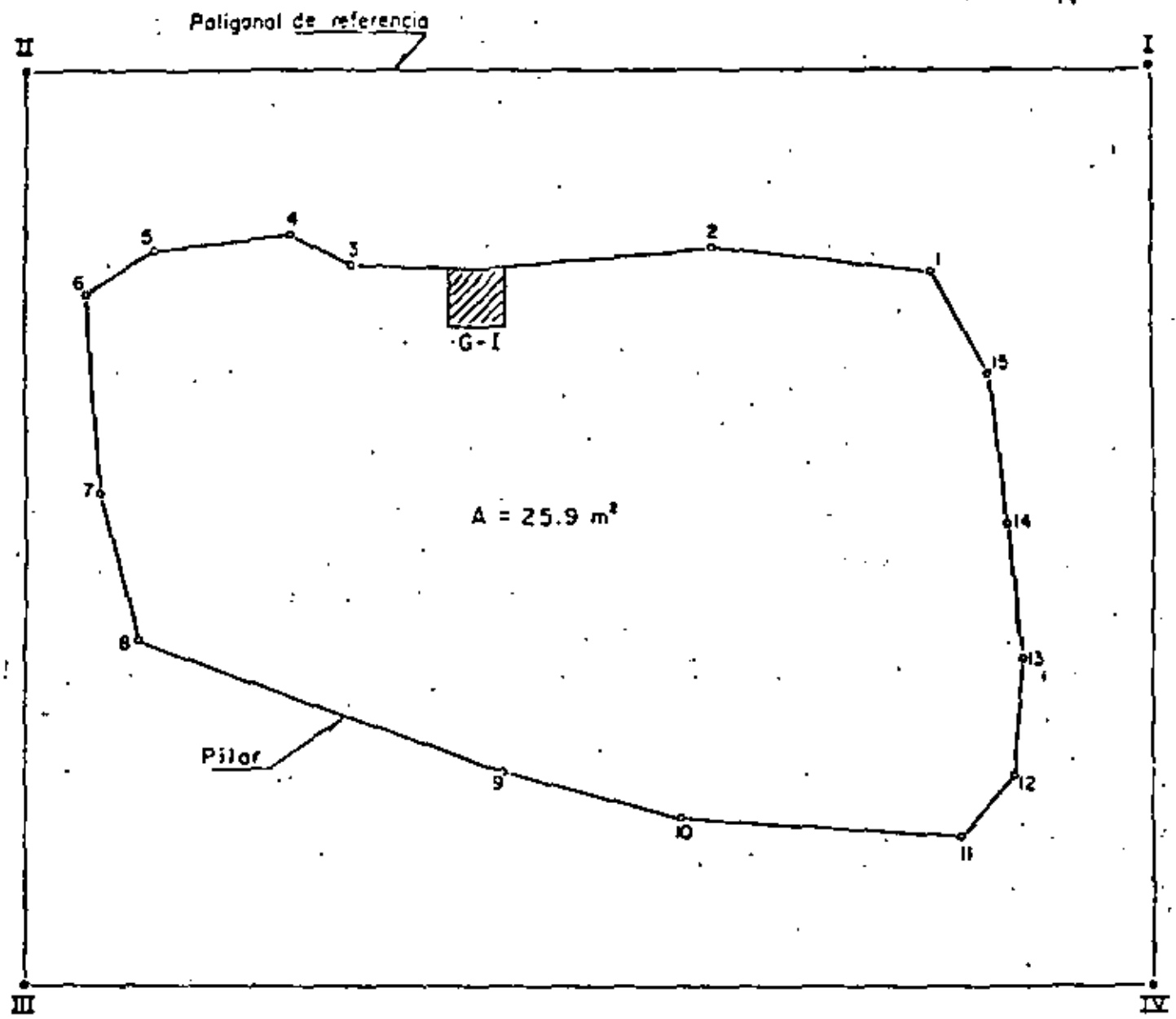
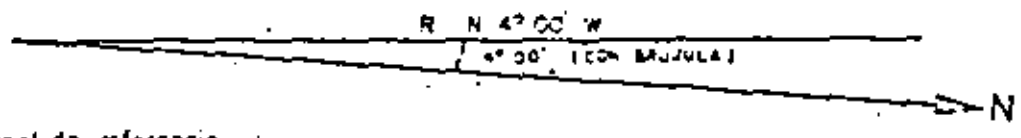
NOTA: - Ver simbología en figura N° 5



GATO: G-II
 LINEA: 1-2

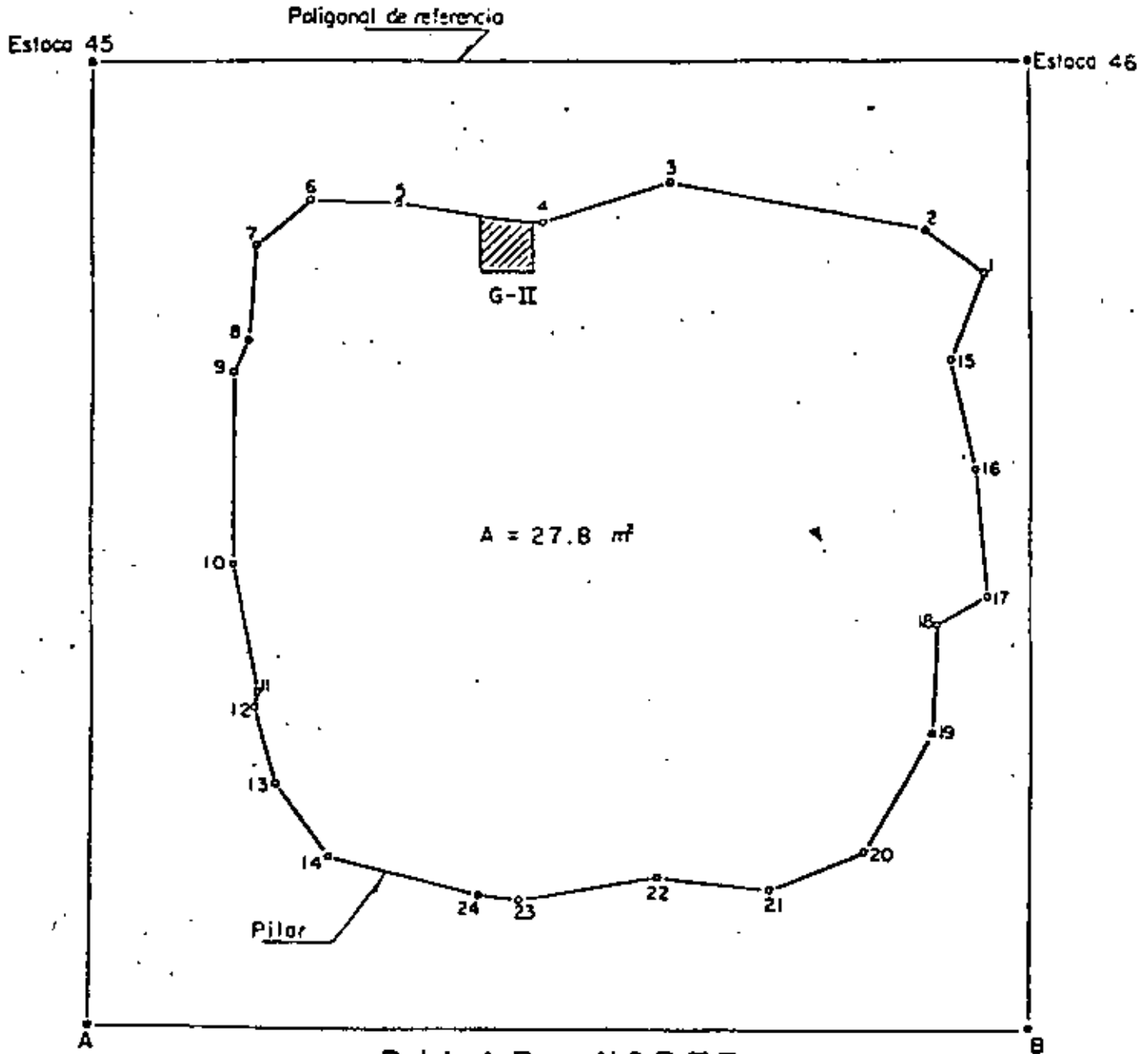
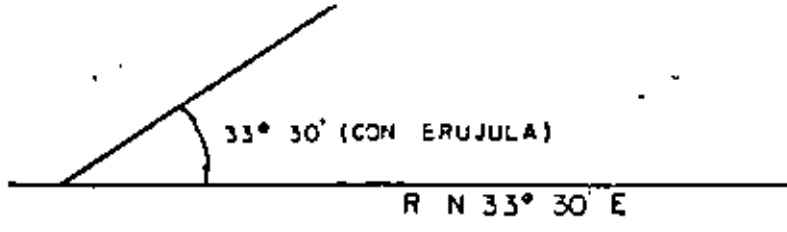
MINA SAN MARTIN
 PILAR NORTE
 REBAJE 4-950

NOTA: - Ver simbología en fig. 5



PILAR SUR
 LEVANTAMIENTO A LA ALTURA DEL GATO PLANO G-I (1.30 m)

MINA SAN MARTIN
 REBAJE 4-950,



PILAR NORTE
LEVANTAMIENTO A LA ALTURA DEL GATO PLANO 6-II (1.30 m)

MINA SAN MARTIN
REBAJE 4-950

TABLA I

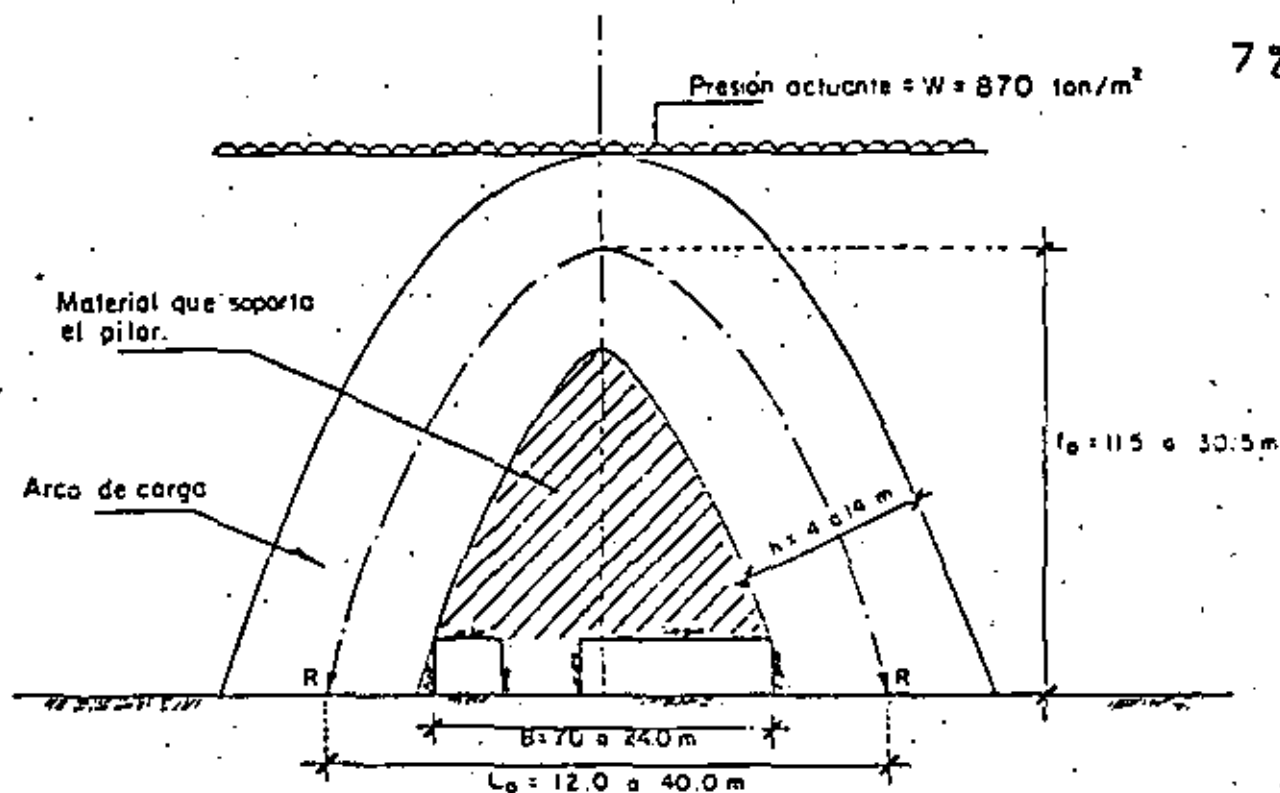
RESULTADOS OBTENIDOS EN LAS MEDICIONES DE PRESION CON GATOS PLANOS
EN LOS PILARES DEL REBAJE 4-950

GATO PLANO N°.	PILAR	PRESION FINAL EN LA PRUEBA* KG/CM ²	PRESION REAL ACTUANTE KG/CM ²	AREA M ²	CARGA TOTAL TON.
G-I	SUR	83	75	25.9	19 400
G-II	NORTE	172	182	27.8	50 600

TABLA

COMPARACION DE FUERZAS MEDIDAS Y CALCULADAS SOBRE LOS
PILARES DEL REBAJE 4-950

PILAR	FUERZA MEDIDA (TABLA N°1) (TON.)	FUERZA ACTUANTE CALCULADA (TON.)	DIFERENCIA (TON.)	(%)
NORTE	50 600	55 927	5 327	10
SUR	19 400	18 629	771	4



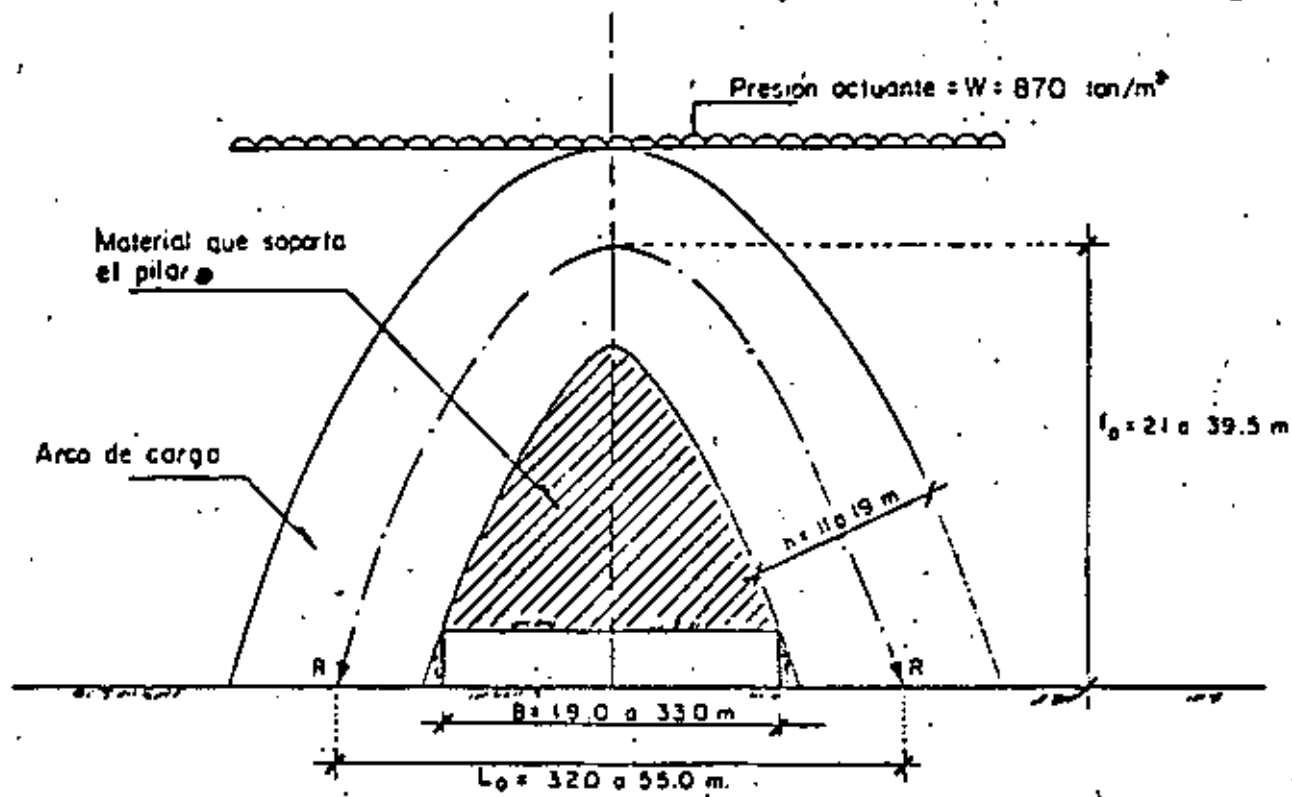
SECCION TRANSVERSAL A-A.- PILAR SUR

ESCALA 1:500

RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD

Resultante de fuerzas:	$R \text{ (Ton/m)}$	5218 — 16975 Ton
Espesor máximo:	$h \text{ (m)}$	4 — 14.0 m
Esfuerzo medio:	$\sigma_c \text{ (Ton/m}^2\text{)}$	1305 — 1213 Ton/m ²
Resistencia de la roca:	$q_u \text{ (Ton/m}^2\text{)}$	2410 Ton/m ²
F.S. en el arco de carga:	$\frac{q_u}{\sigma_c}$	1.85 — 2.0

M I N A S A N M A R T I N
REBAJE 4-950



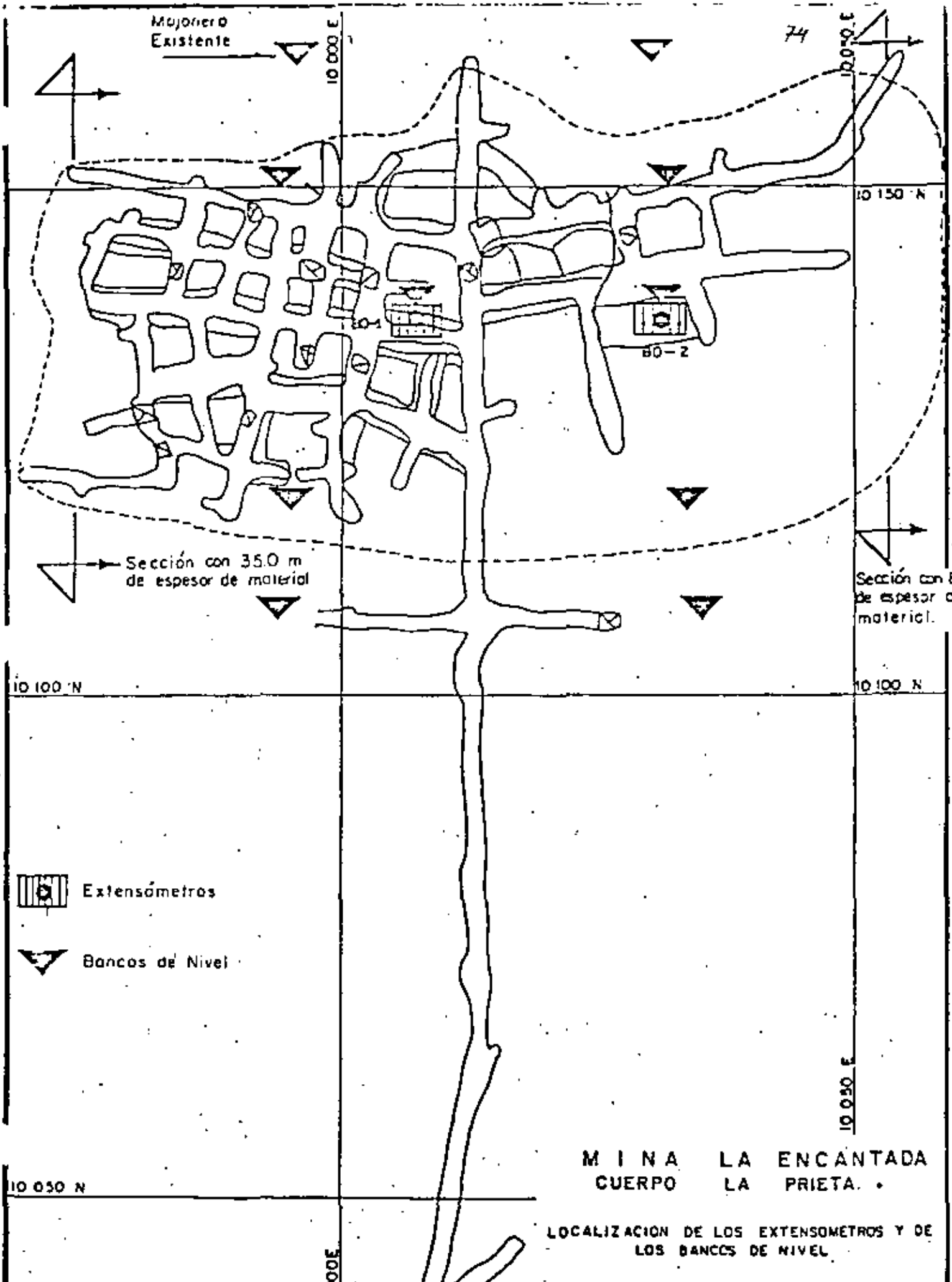
SECCION TRANSVERSAL B-B. — PILAR NORTE

ESCALA 1.500

RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD

Resultante de fuerzas:	R (Ton/m)	14936 — 25333	Ton/m
Espesor máximo:	h (m)	11 — 19.0	m.
Esfuerzo medio:	σ_c (Ton/m ²)	1354 — 1333	Ton/m ² .
Resistencia de la roca:	q_u (Ton/m ²)	2410	Ton/m ² .
F.S. en el arco de carga:	$\frac{q_u}{\sigma_c}$	1.80	

MINA SAN MARTIN
REBAJE 4-950



Majadero Existente

74

10 000 E

10 050 E

10 150 N

10 100 N

10 100 N

Sección con 35.0 m de espesor de material

Sección con 80 de espesor de material.



Extensómetros



Bancos de Nivel

10 050 E

10 050 N

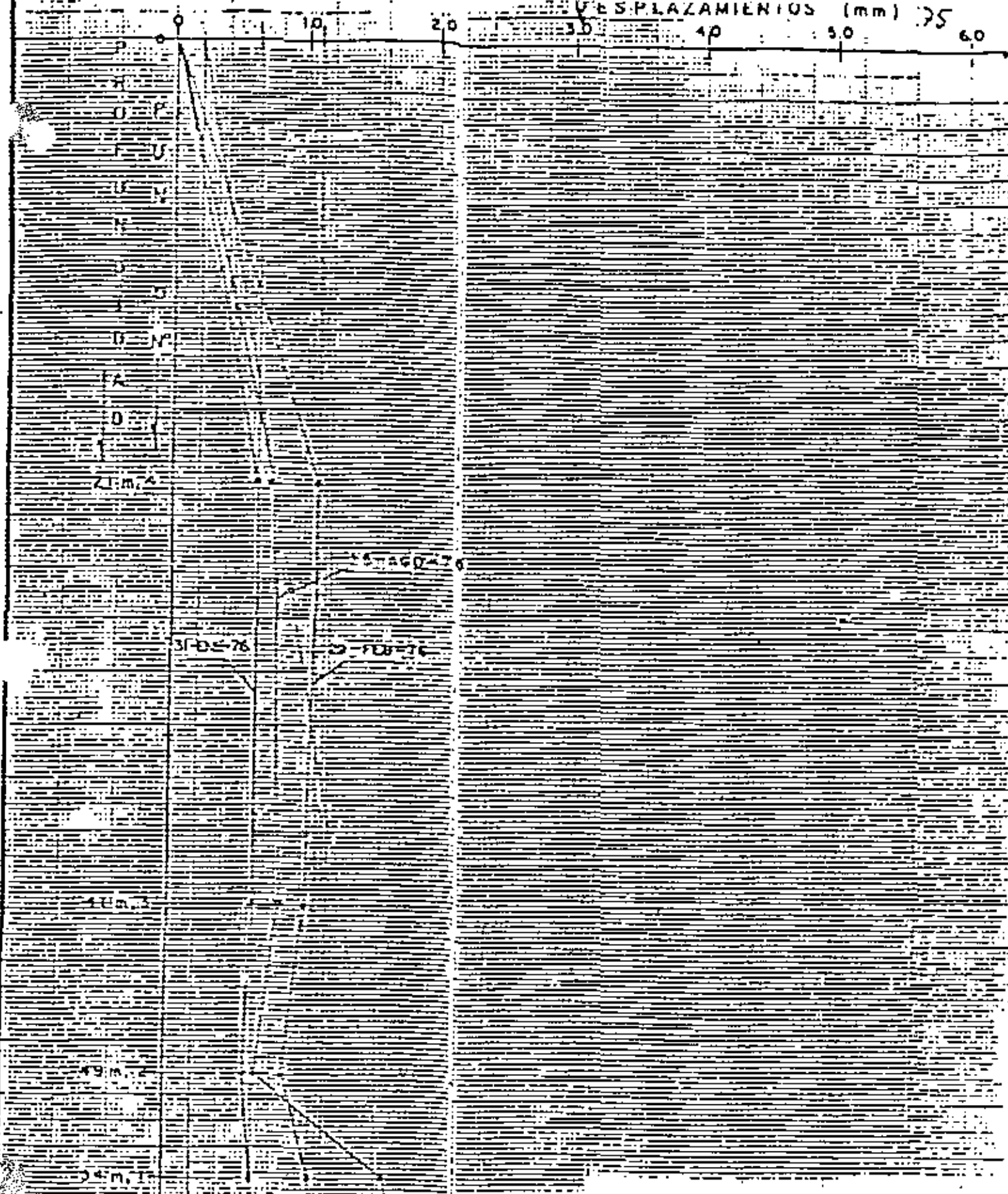
200E

M I N A LA ENCANTADA
CUERPO LA PRIETA.

LOCALIZACION DE LOS EXTENSOMETROS Y DE
LOS BANCOS DE NIVEL

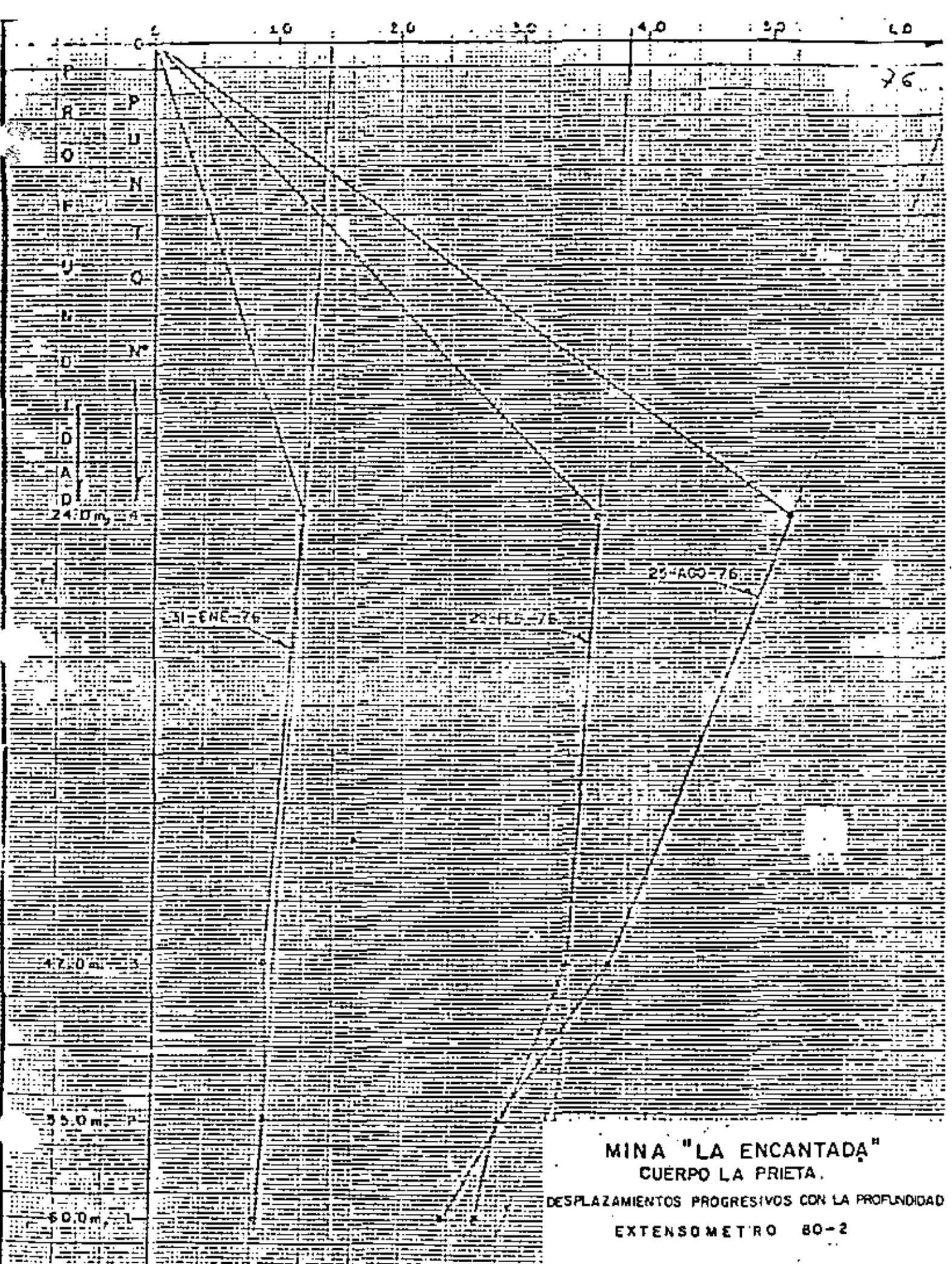
80-2

DESPLAZAMIENTOS (mm) 25 60



MINA "LA ENCANTADA"
CUERPO LA PRIETA

DESPLAZAMIENTOS PROGRESIVOS CON LA PROFUNDIDAD
EXTENSOMETRO 80-1



76

24.0m

47.0m

55.0m

60.0m

31-ENE-76

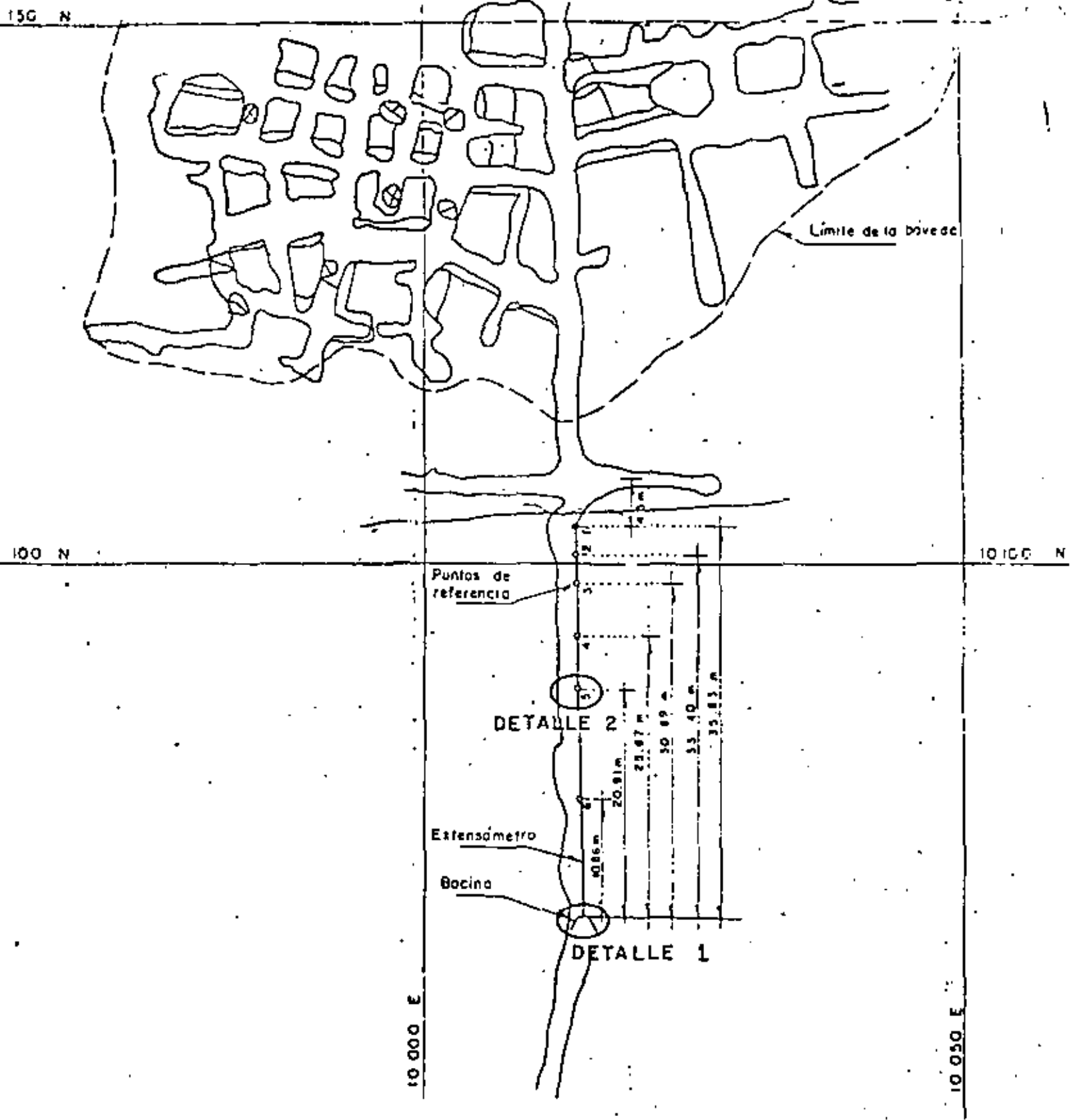
28-F5-76

25-AGO-76

MINA "LA ENCANTADA"
CUERPO LA PRIETA.

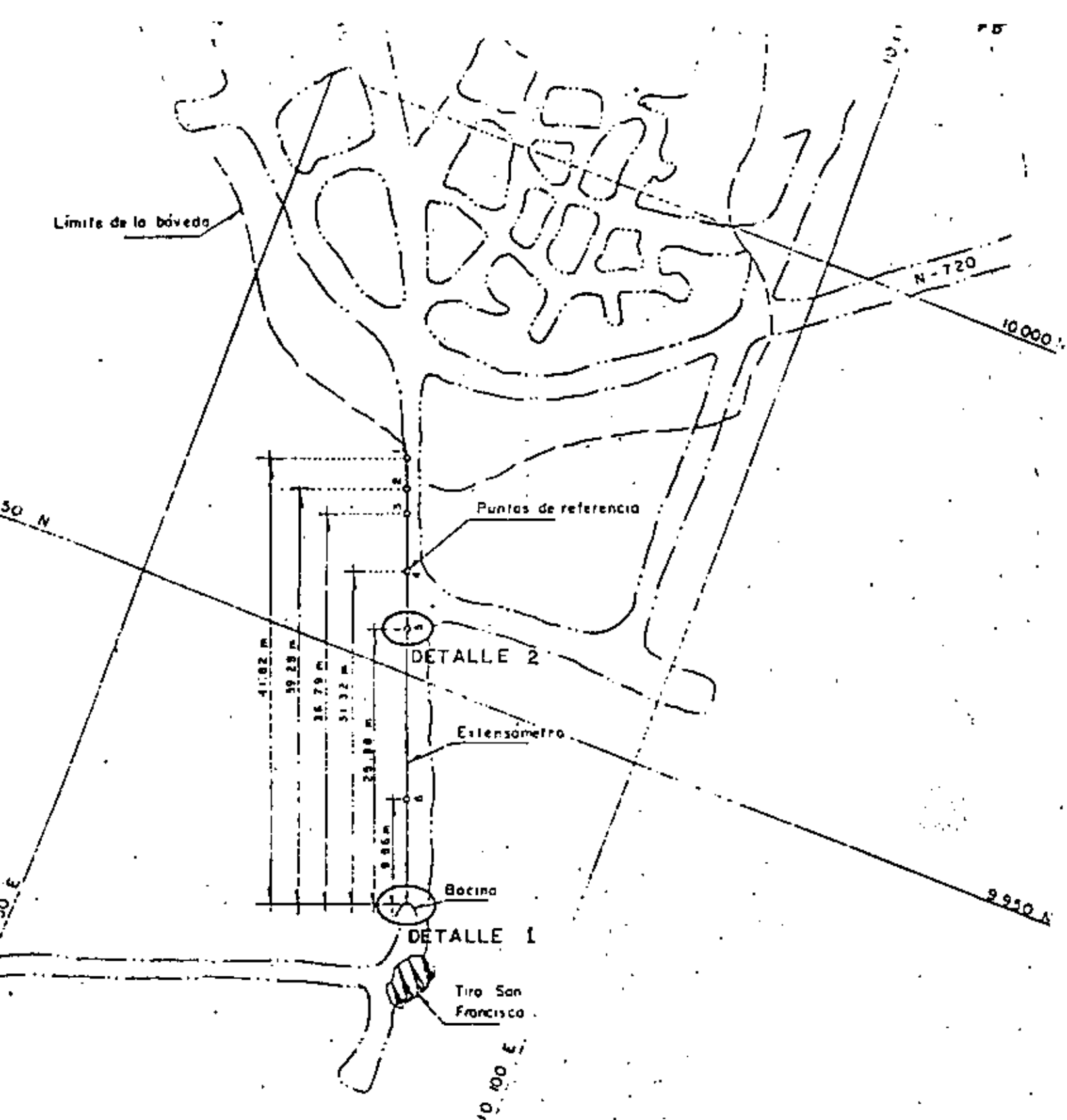
DESPLAZAMIENTOS PROGRESIVOS CON LA PROFUNDIDAD

EXTENSOMETRO 80-2



LOCALIZACION DEL EXTENSOMETRO N-750

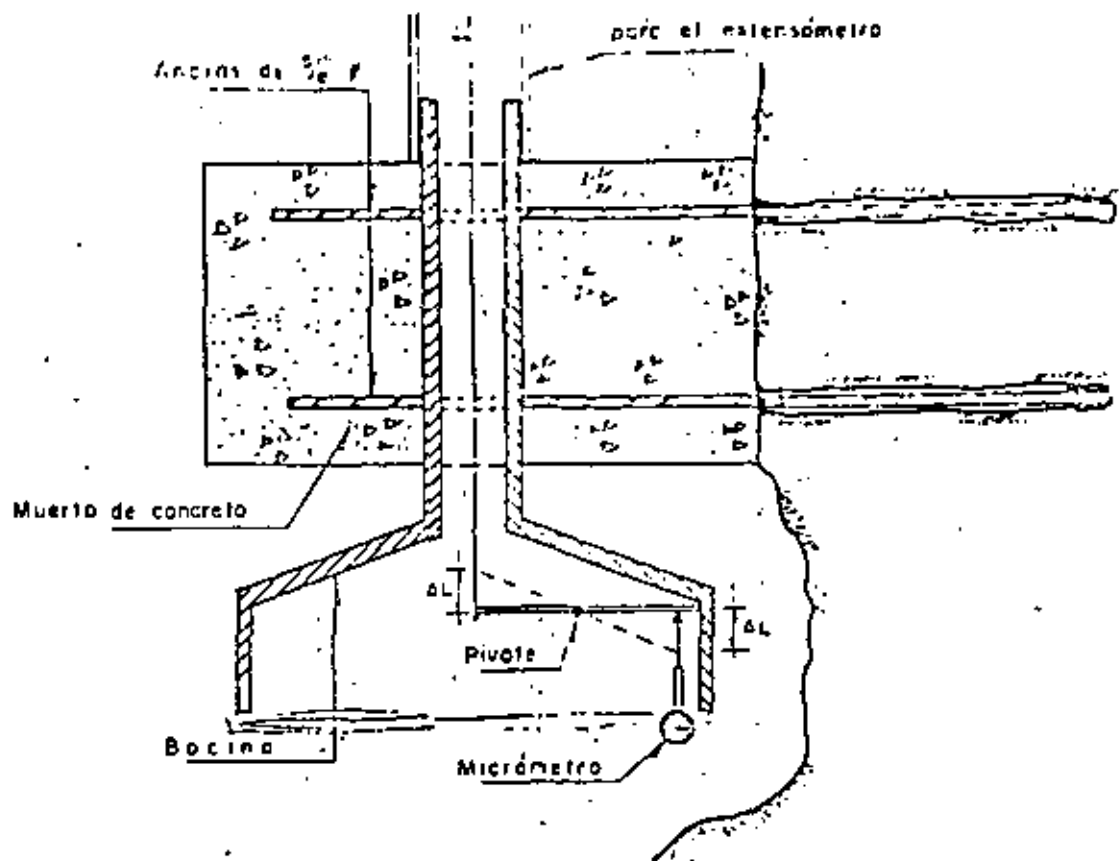
PLANTA



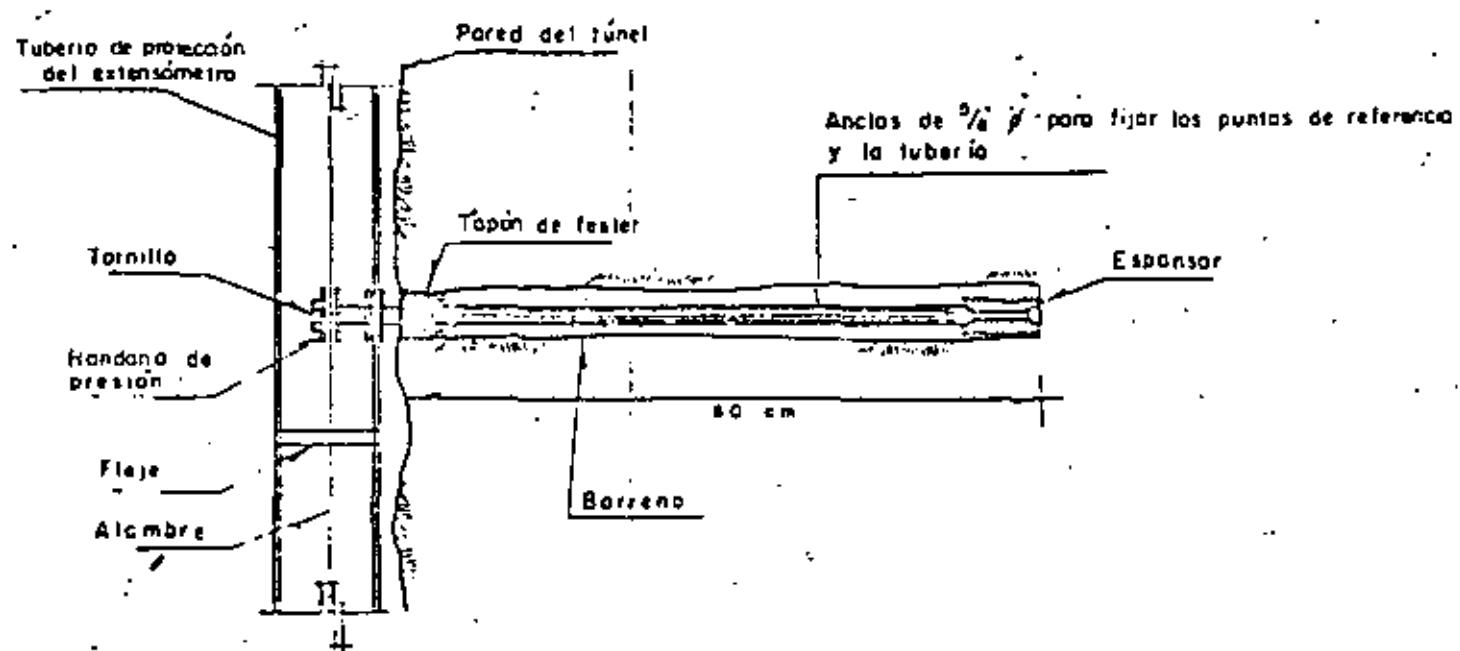
LOCALIZACION DEL EXTENSOMETRO N-720

P L A N T A

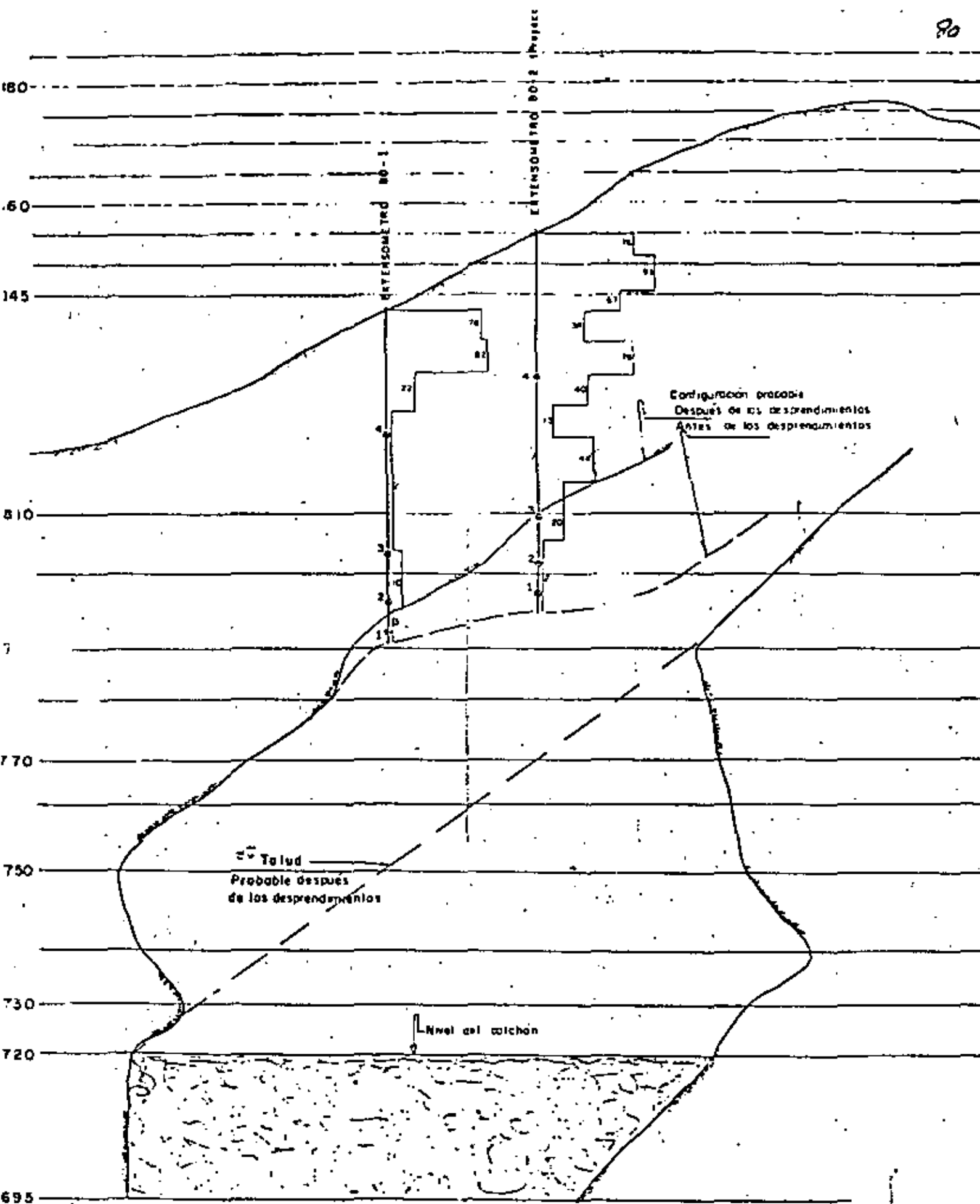
MINA "LA ENCANTADA"



BOCINA DE LOS MICROMETROS
DETALLE Nº 1



PUNTOS DE REFERENCIA
DETALLE Nº 2

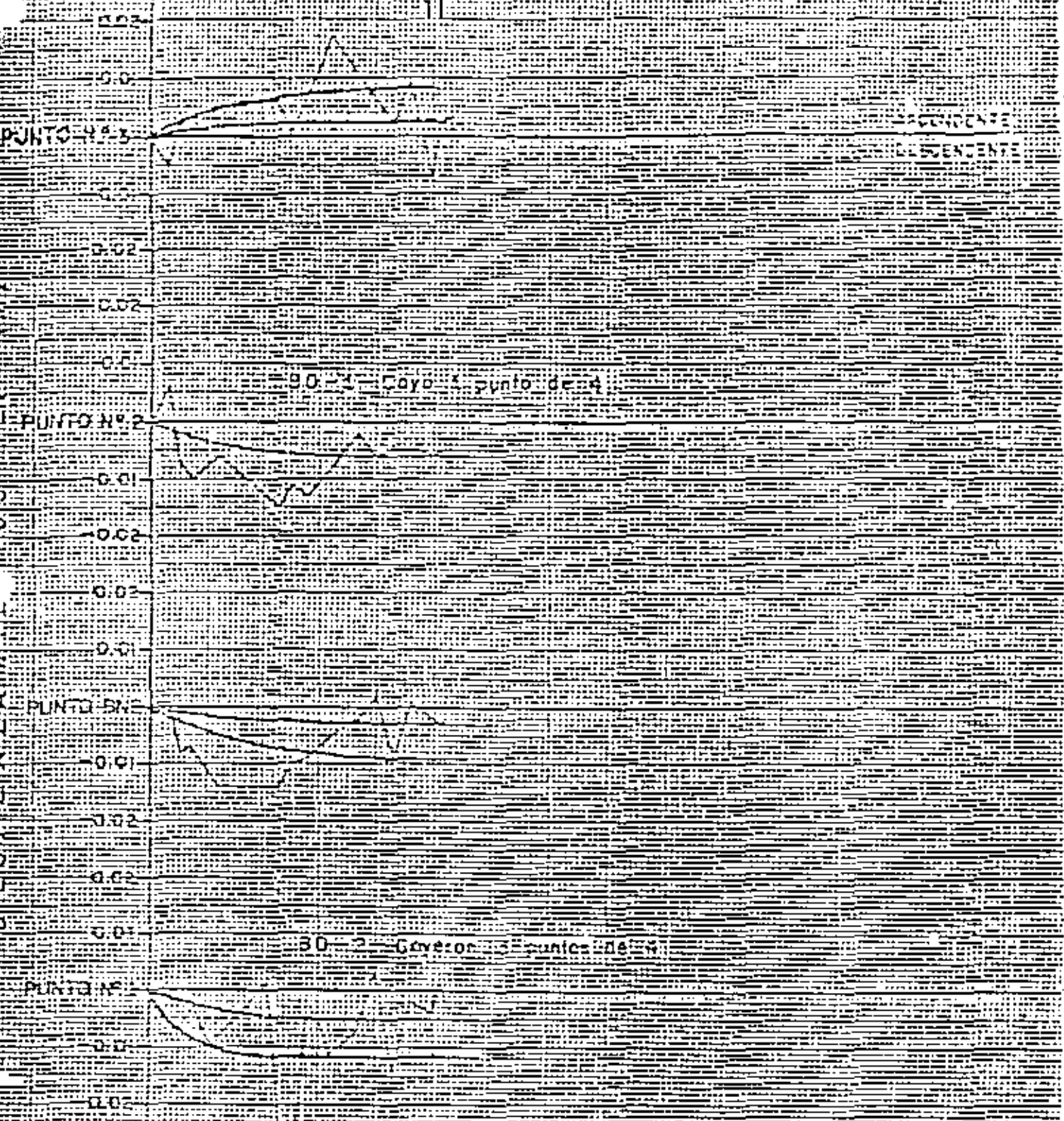


MINA "LA ENCANTADA"
CORTE LONGITUDINAL

1976

1977

DESPRENDIMIENTOS



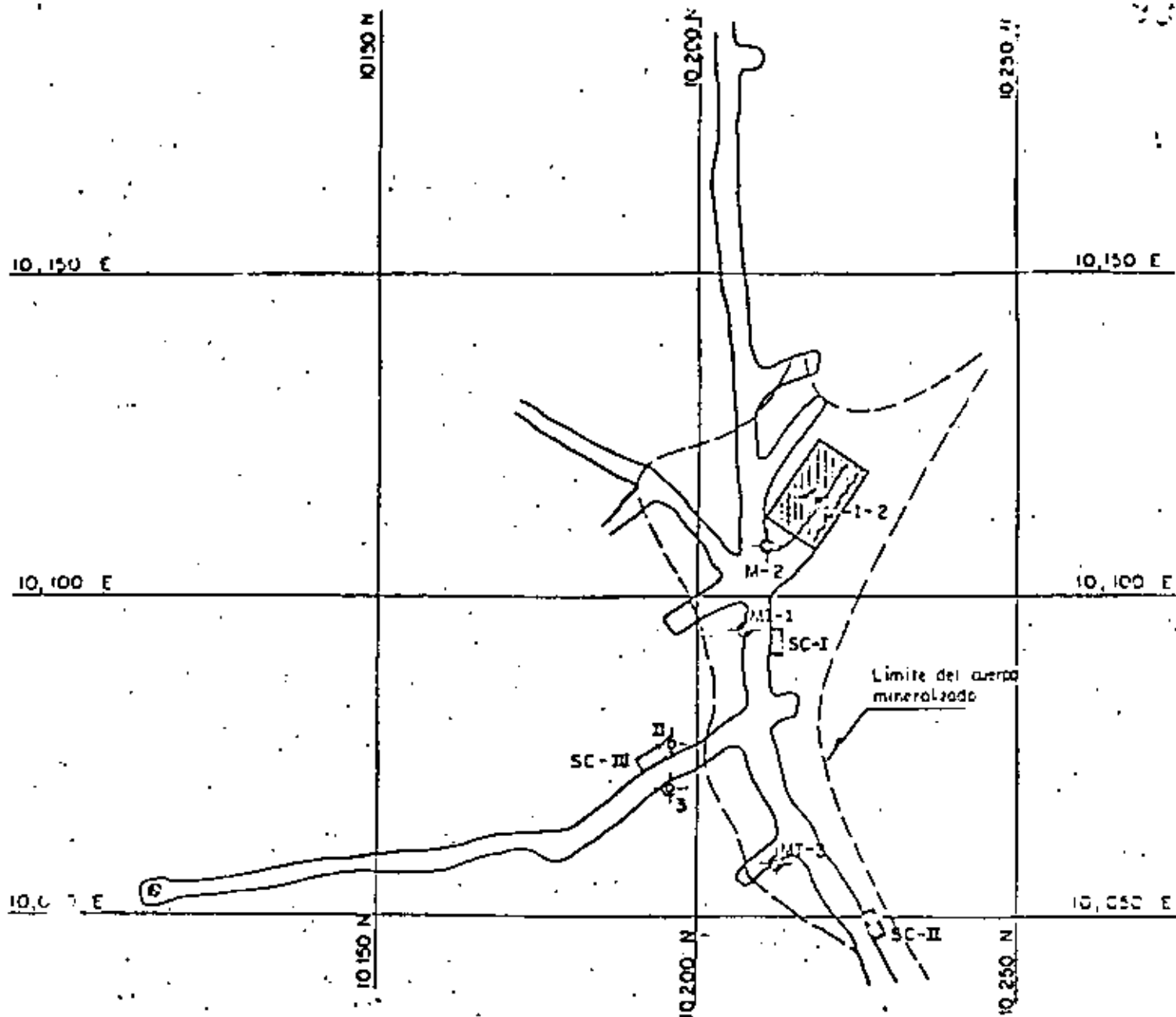
MINA "LA ENCANTADA"
CUERPO "LA PRIETA"

NIVELACIONES SUPERFICIALES

COMPARACION DE LAS PRESIONES MEDIDAS CON GATOS PLANOS CON LOS ESFUERZOS CALCULADOS, CONSIDERANDO LA GENERACION DE LOS ARCOS DE TRABAJO MINIMO

GATO	LOCALIZACION	POSICION	PRESION MEDIDA (K/C ²)	ANGULO DE INCLINACION DEL ARCO DE CARGA CON RESPECTO A LA POSICION DEL GATO PLANO	PRESION MEDIDA CONSIDERANDO EL ANGULO DE INCLINACION DEL ARCO DE CARGA CON RESPECTO A LA POSICION DEL GATO PLANO (K/C ²)	PRESION CALCULADA CONSIDERANDO LA GENERACION DEL ARCO DE CARGA DE TRABAJO MINIMO. (K/C ²)	DIFERENCIA (%)
I	Nivel 800	Horizontal	9.3	54.5°	11.4	11.1	2.6
II	Nivel 750	Horizontal	18.3	71°	19.9	20.3	2.0

M I N A L A E N C A N T A D A
C U E R P O L A P R I E T A








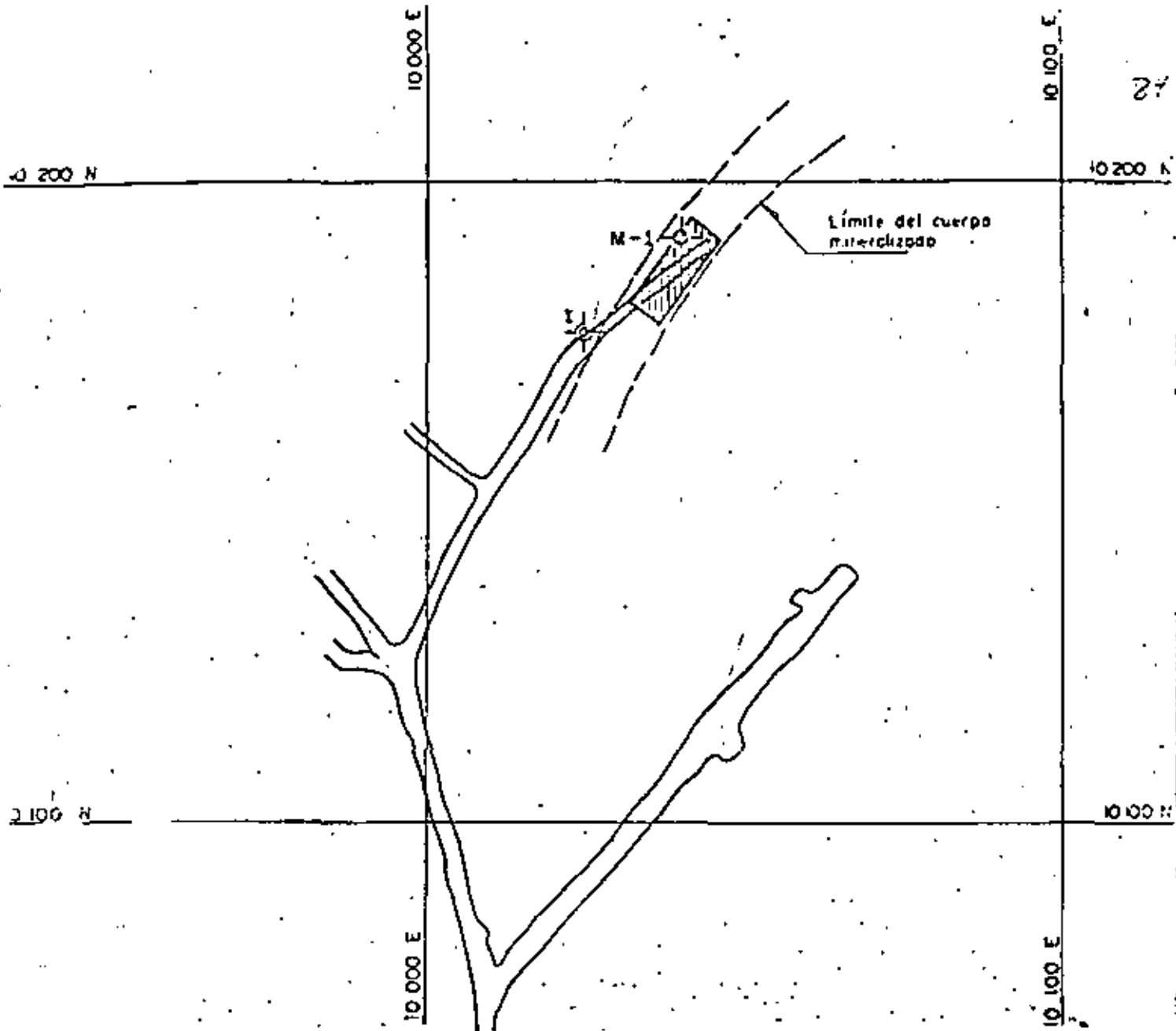
PLANTA: NIVEL 660

ESCALA 1:1000

MINA "LA ENCANTADA"
CUERPO 660

SIMBOLOGIA




-  Fragmentos de roca colectados
-  Muestra inalterada
-  Sitio de la prueba de corte "in situ"
-  Reboje piloto de 68m x 13.7 m
-  Muestra alterada



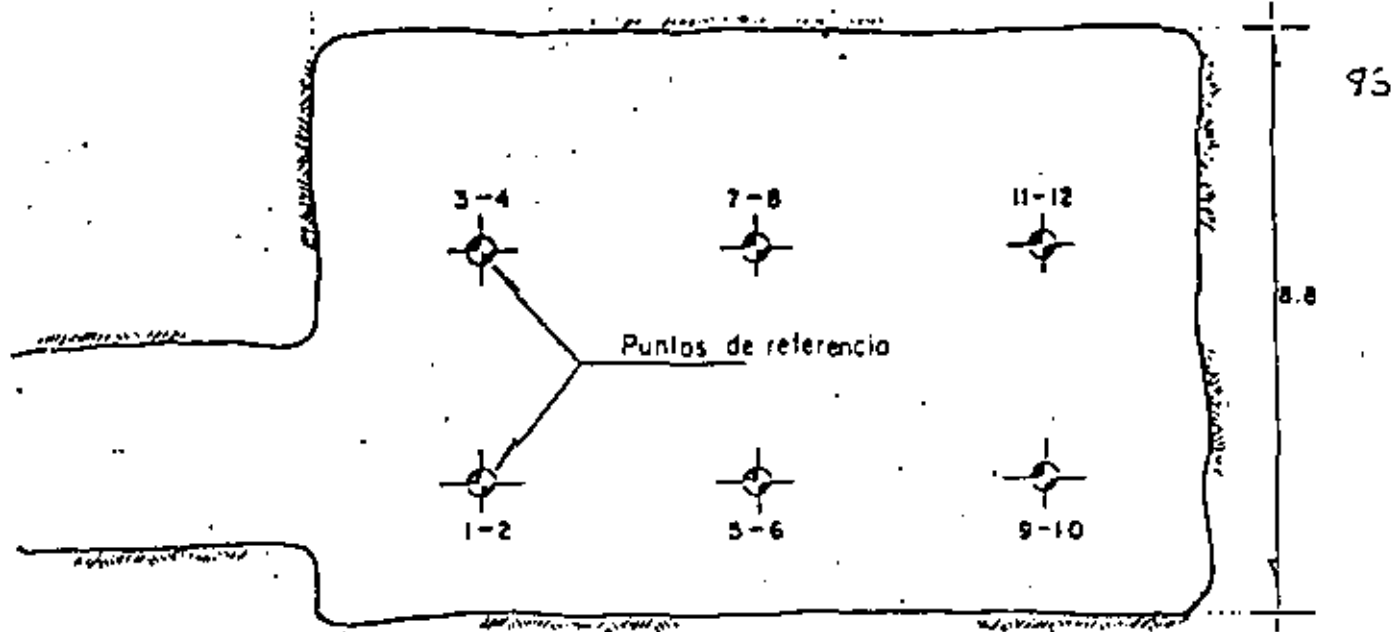
PLANTA - NIVEL 635

ESCALA 1:1000

SIMBOLOGIA.

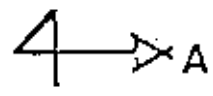
-  Muestra alterada
-  Reboje piloto de 6.0m x 15.0 m
-  Fragmentos de roca colectados

M I N A " L A E N C A N T A D A "
C U E R P O 6 6 0

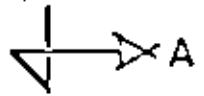
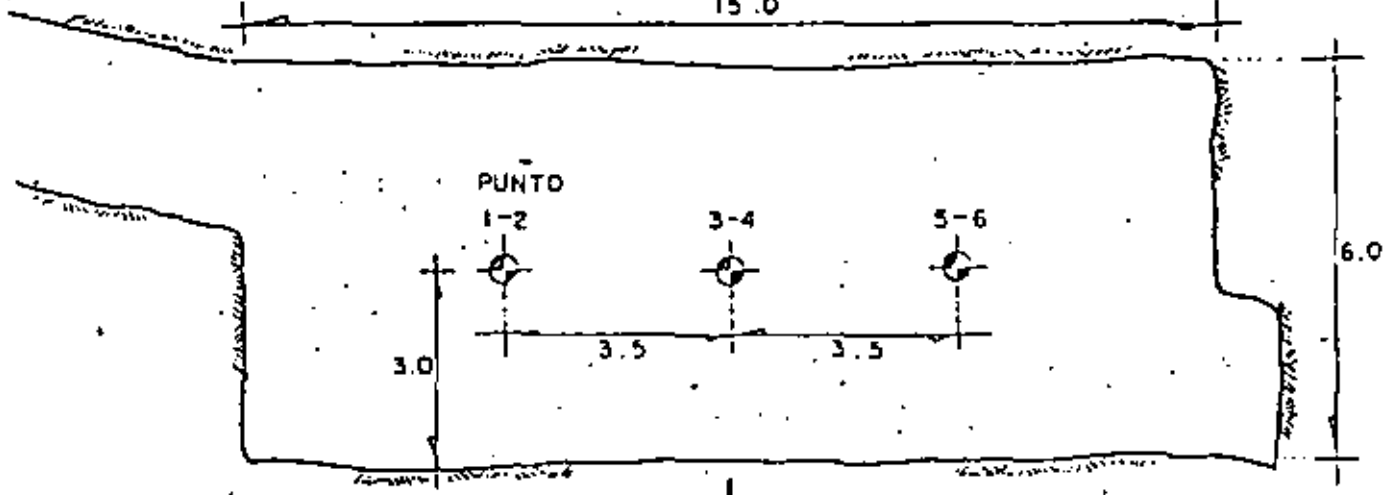


REBAJE PILOTO - NIVEL 660

ESCALA 1:125

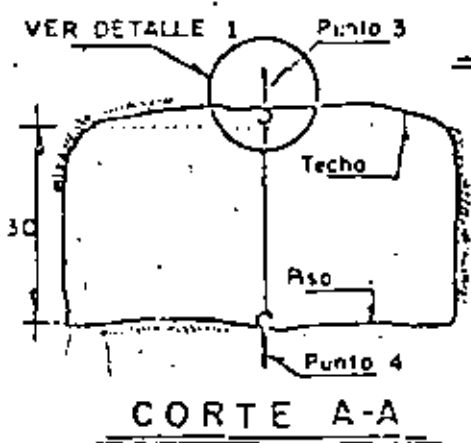


15.0



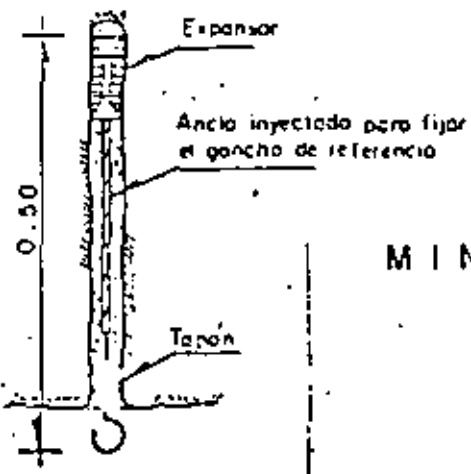
REBAJE PILOTO - NIVEL 635

ESCALA 1:125



CORTE A-A

Escala 1:125

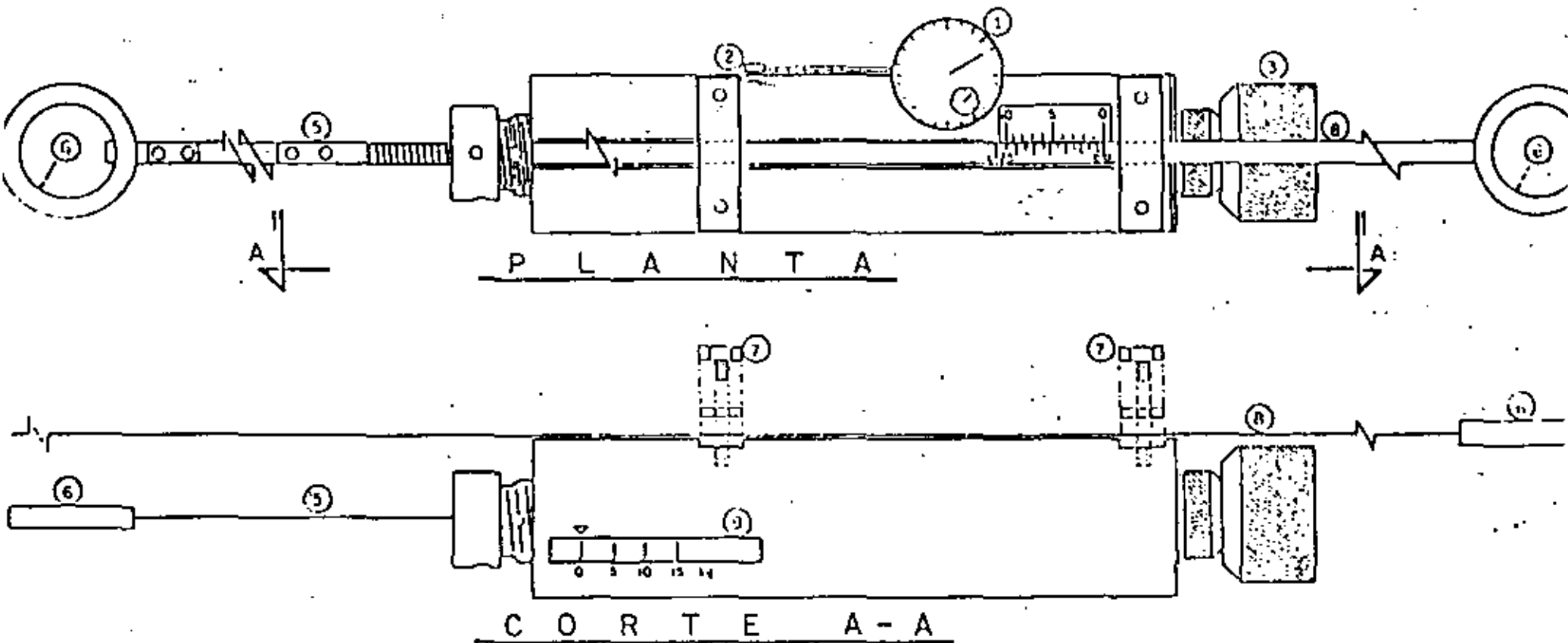


DETALLE Nº 1

MINA "LA ENCANTADA"
CUERPO 660

NOTA: Aproximaciones en metros

INVAR-TAPE DISTANCE --METER GS - EC



- ① DIAL GAUGE
- ② DIAL GAUGE ACTIVATING SUPPORT
- ③ SCREW TO APPLY TENSION
- ④ VERNIER SCALE TO PIX TAPE
- ⑤ INVAR TAPE OF CONSTANT LENGTH
- ⑥ RING TO BE FIXED TO MEASURING POINT
- ⑦ SCREWS AND PLATES TO TIE TAPE
- ⑧ INVAR TAPE WITH LENGTH UP TO 50 M
- ⑨ SCALE FOR TENSIONING TAPE

TABLA N° V

PROPIEDADES DE RESISTENCIA DE LA MASA ROCOSA QUE SE USARON EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES

Material	Uso	Resistencia a compresión no confinada, deducida de la prueba in-situ	Observaciones
		kg/cm ²	
Roca con mineral.	Para analizar el mecanismo de soporte de las excavaciones (Arcos de Carga), - en el cuerpo mineralizado.	15.3	Valor promedio de las pruebas SC-I y SC-II, "in-situ".
Caliza estéril	Para analizar el "Arco de Carga" general, generado en la caliza estéril al explotarse el cuerpo mineralizado.	38.0	Valor obtenido en la prueba SC-III, "in-situ".

M I N A " L A E N C A N T A D A "
C U E R P O 6 6 0

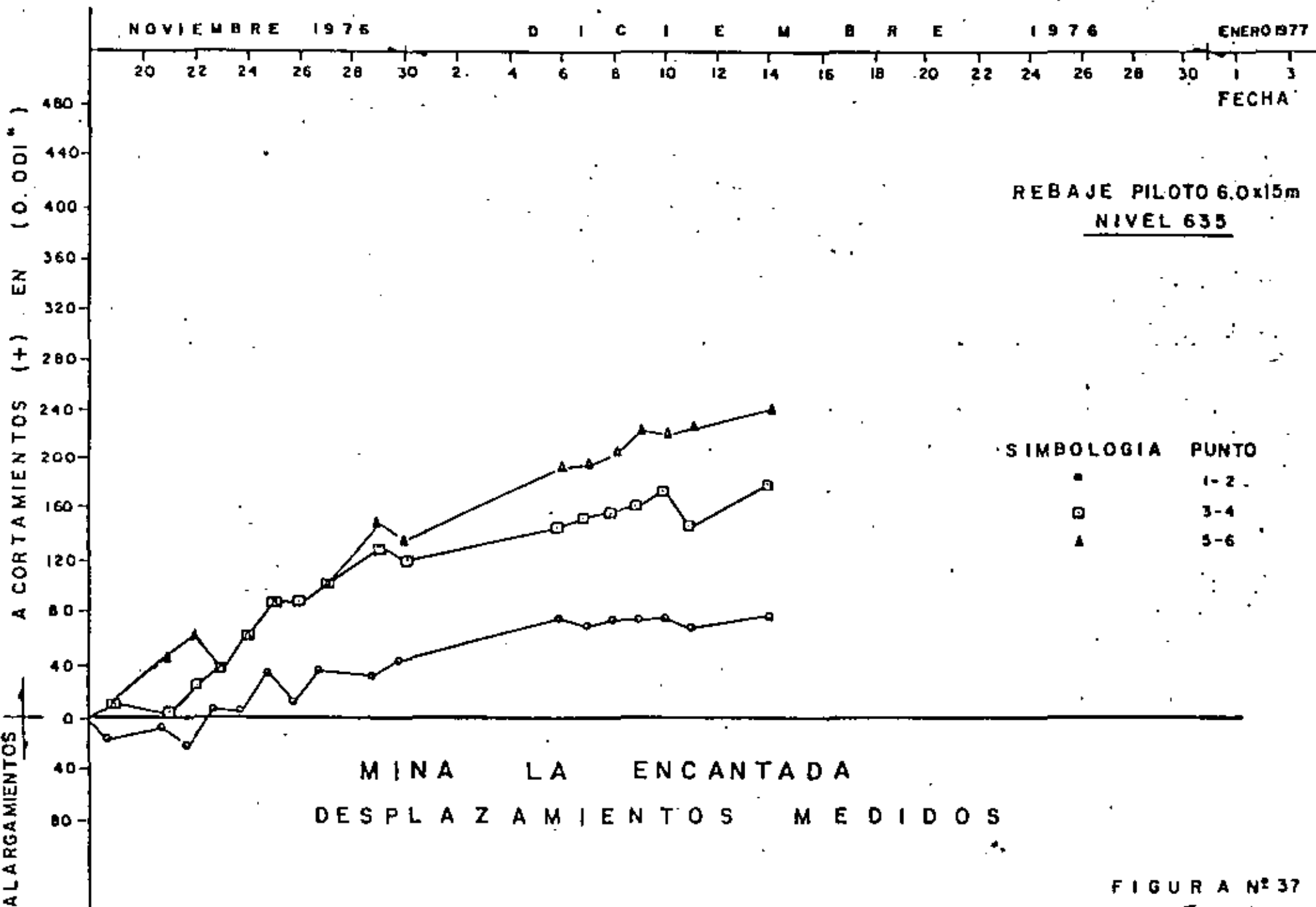
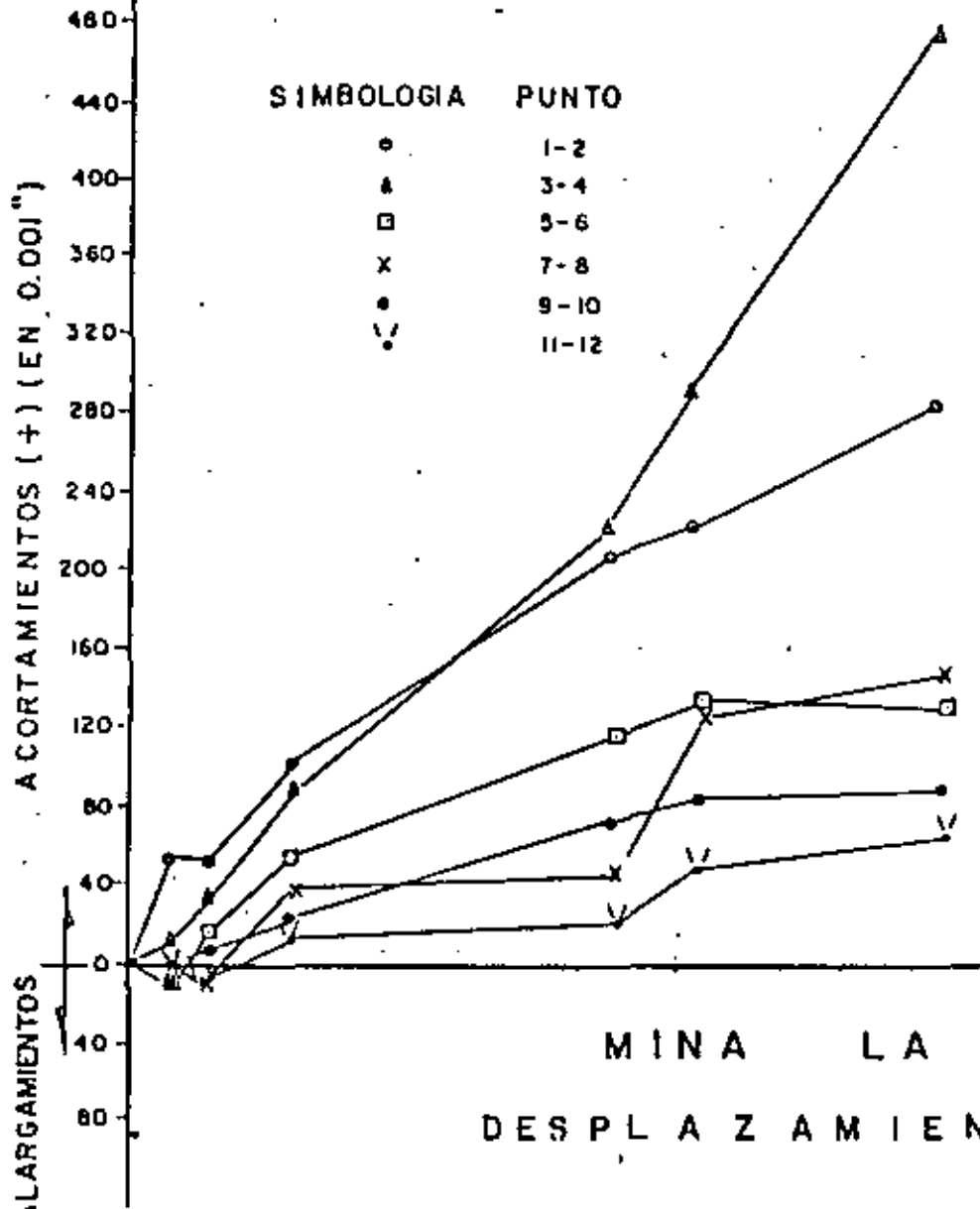


FIGURA N° 37

D I C I E M B R E 1976

E . N E R O 1977

FECHA



REBAJE PILOTO DE 8.8x13.7m.
NIVEL 660

DESPRENDIMIENTOS

EL DIA 17 HUBO UN DESPRENDIMIENTO ENTRE LOS PUNTOS 1-2 Y 5-6 DE ARRIBA DE 30 x 1.5 x 0.7 m, APROXIMADAMENTE.
EL DIA 18 SE DESPRENDIO OTRO TRAMO DE ARRIBA ENTRE LOS PUNTOS 1-2 Y 3-4 DE 1.8 x 10 x 0.4 m, APROXIMADAMENTE
EL DIA 28, CERCA DEL PUNTO 1-2 DE 0.8 x 0.6 x 0.4 Y CERCA DEL PUNTO 3-4 OTRO DE 0.9 x 0.8 x 0.3 APROXIMADAMENTE.
EL DIA 30, CERCA DEL PUNTO 3-4 DE 1.5 x 1.0 x 0.3 m, APROXIMADAMENTE.

MINA LA ENCANTADA
DESPLAZAMIENTOS MEDIDOS

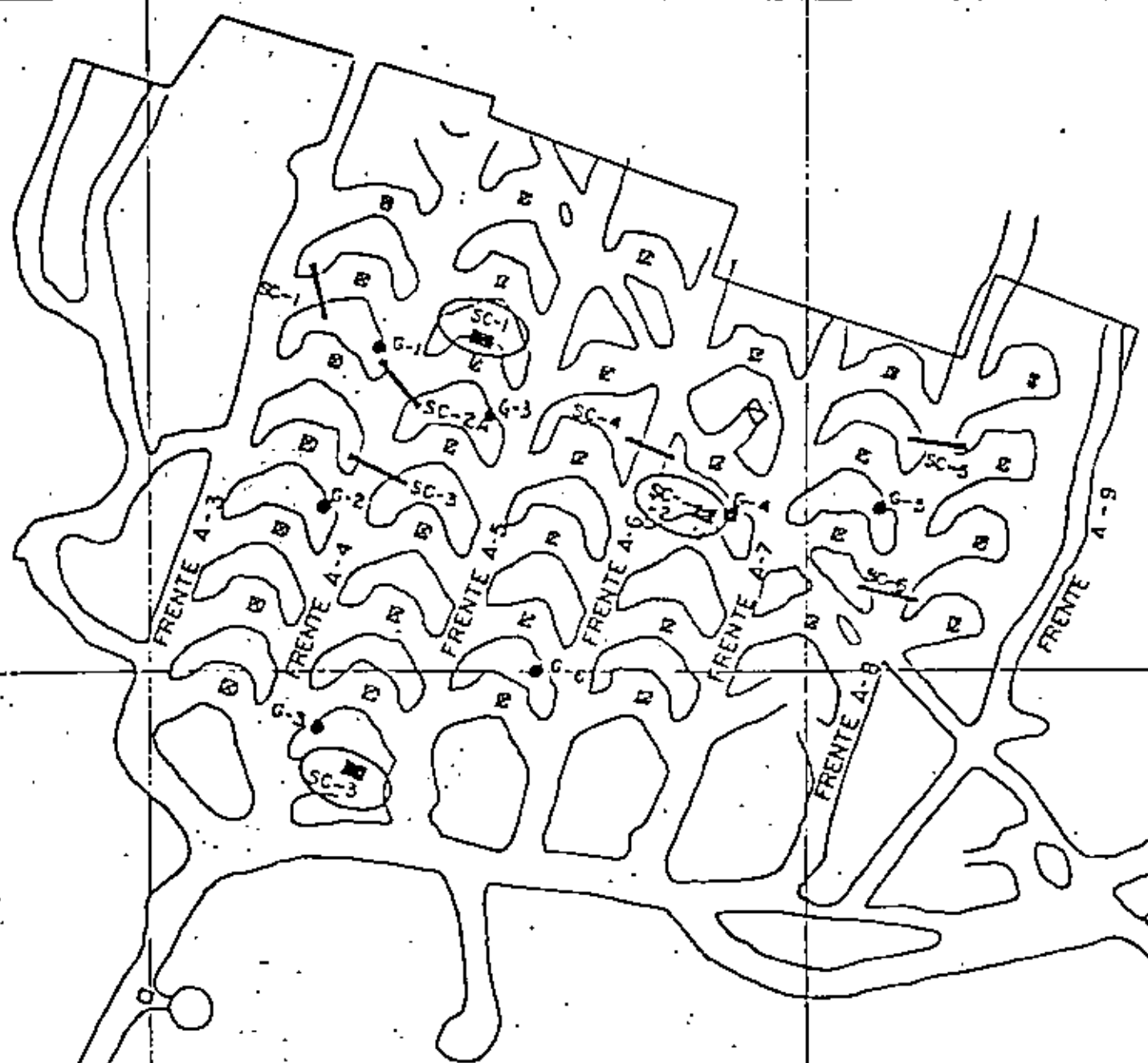
68

FIGURA N° 38

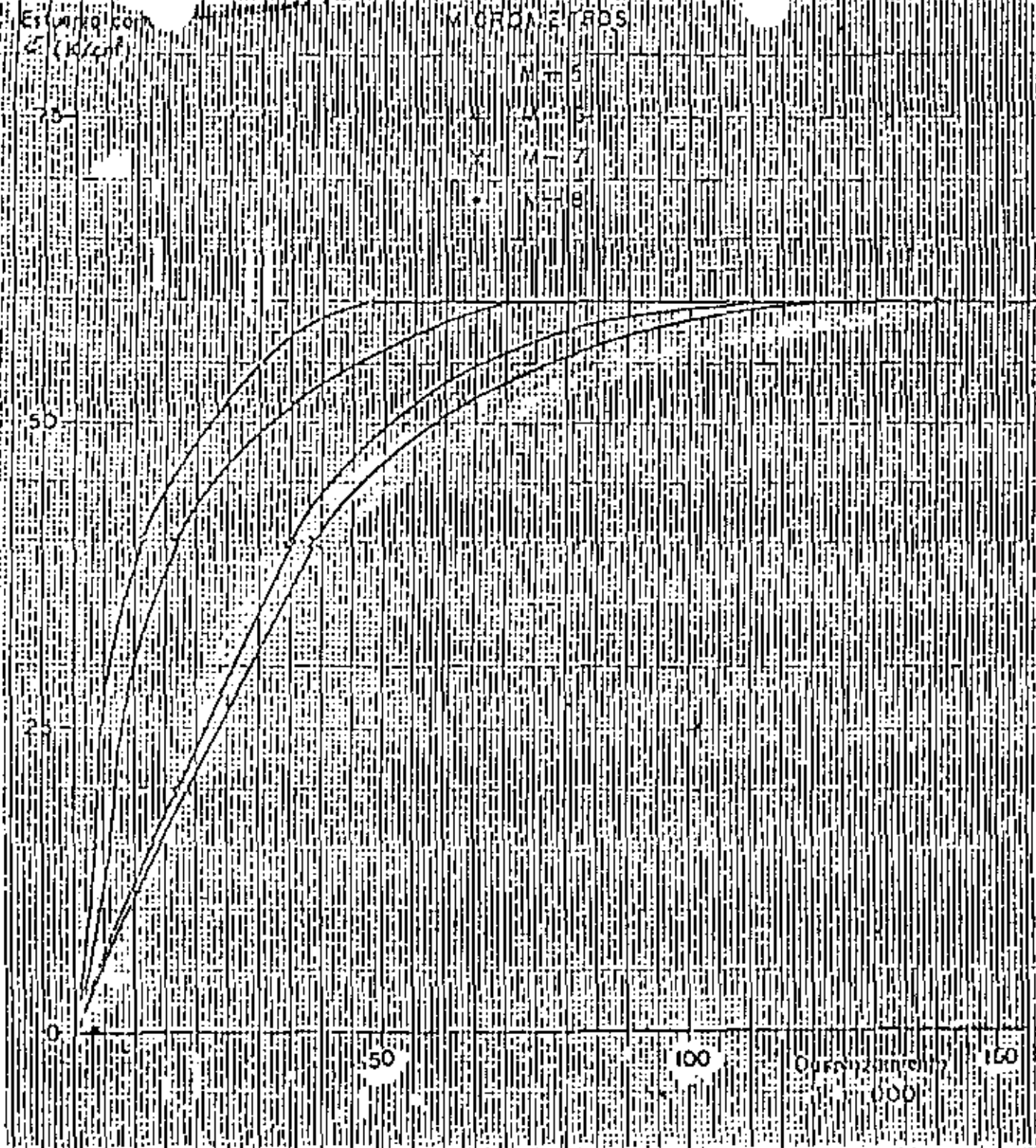
55L N

54 N

53 N



MINA IGUARAN
 PLANTA DE LOCALIZACION DE DISPOSITIVOS DE MEDICION

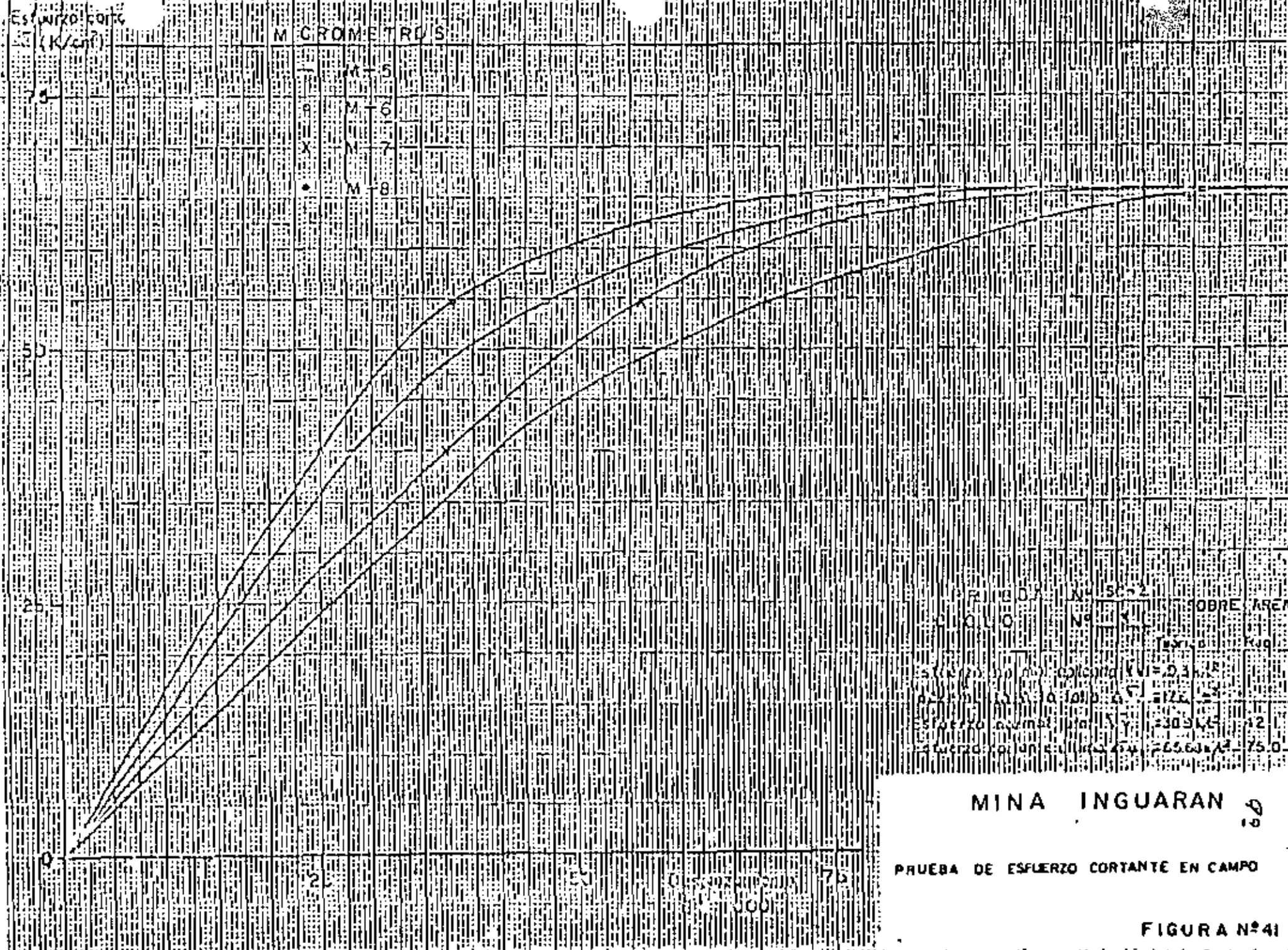


Resistencia	Nº	50	60
Esfuerzo nominal aplicado	f_v	20 kg/cm ²	30 kg/cm ²
Esfuerzo real	f_v'	30 kg/cm ²	40 kg/cm ²
Esfuerzo teórico	f_v''	20 kg/cm ²	30 kg/cm ²
Esfuerzo real	f_v'''	30 kg/cm ²	40 kg/cm ²

MINA INGUARAN

PRUEBA DE ESFUERZO CORTANTE EN CAMPO

FIGURA Nº 40



Esfuerzo Cortante (kg/cm²)

75

50

25

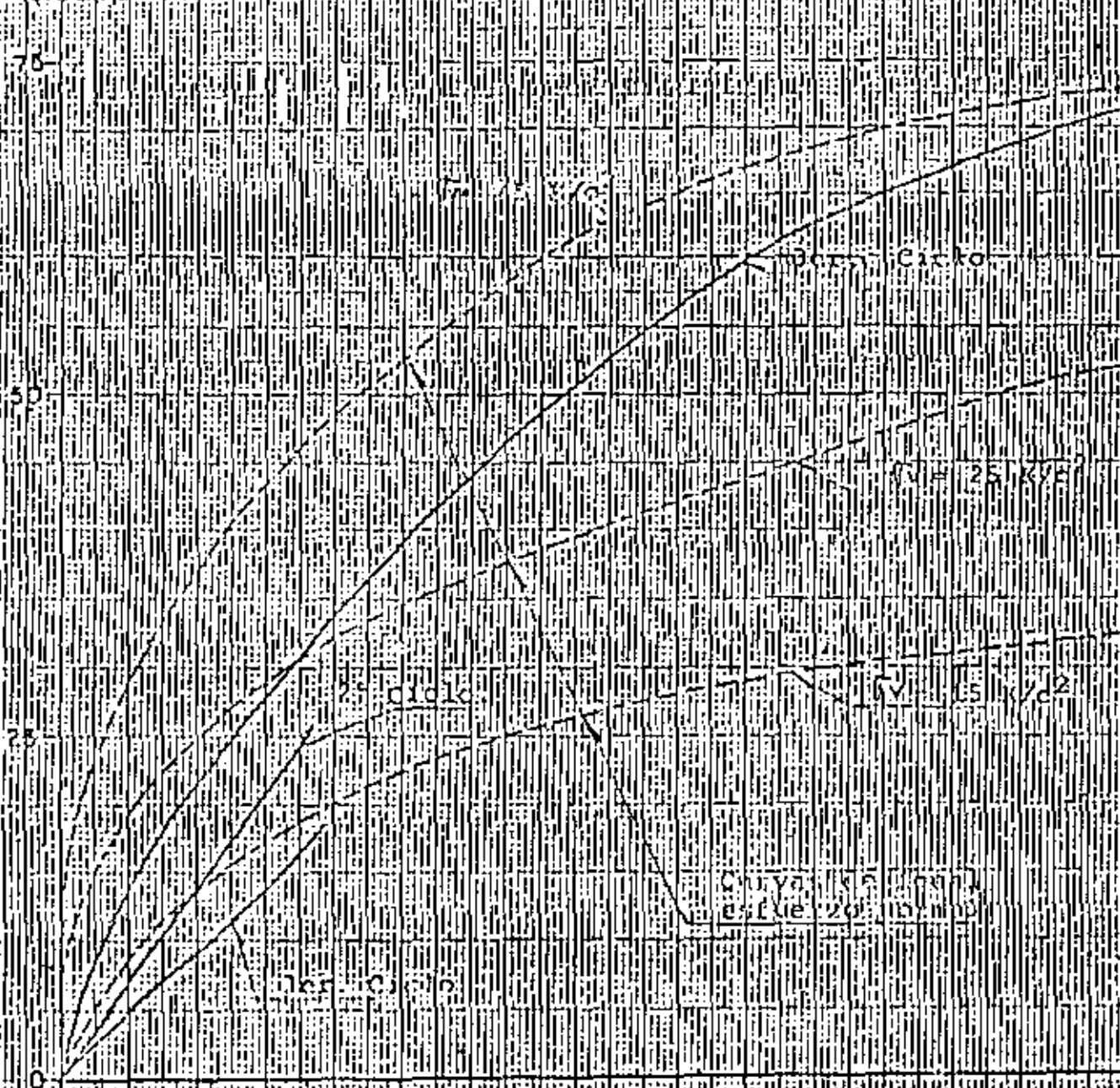
0

50

100

Desplazamiento
en mm

150



W = 1.17 / 100
W = 1.2 / 100

PRUEBA Nº 50-1
CICLO Nº 1, 2, 3
Solución de campo

CICLO Nº	Teórica			Real		
	1	2	3	1	2	3
Esfuerzo normal total (kg/cm ²)	15	25	46.2	17.0	28.2	52.5
Esfuerzo cortante de la falla (kg/cm ²)	35	55	76.8	39.6	62.2	60.0

MINA INGUARAN

PRUEBA DE ESFUERZO CORTANTE EN CAMPO

FIGURA Nº 42

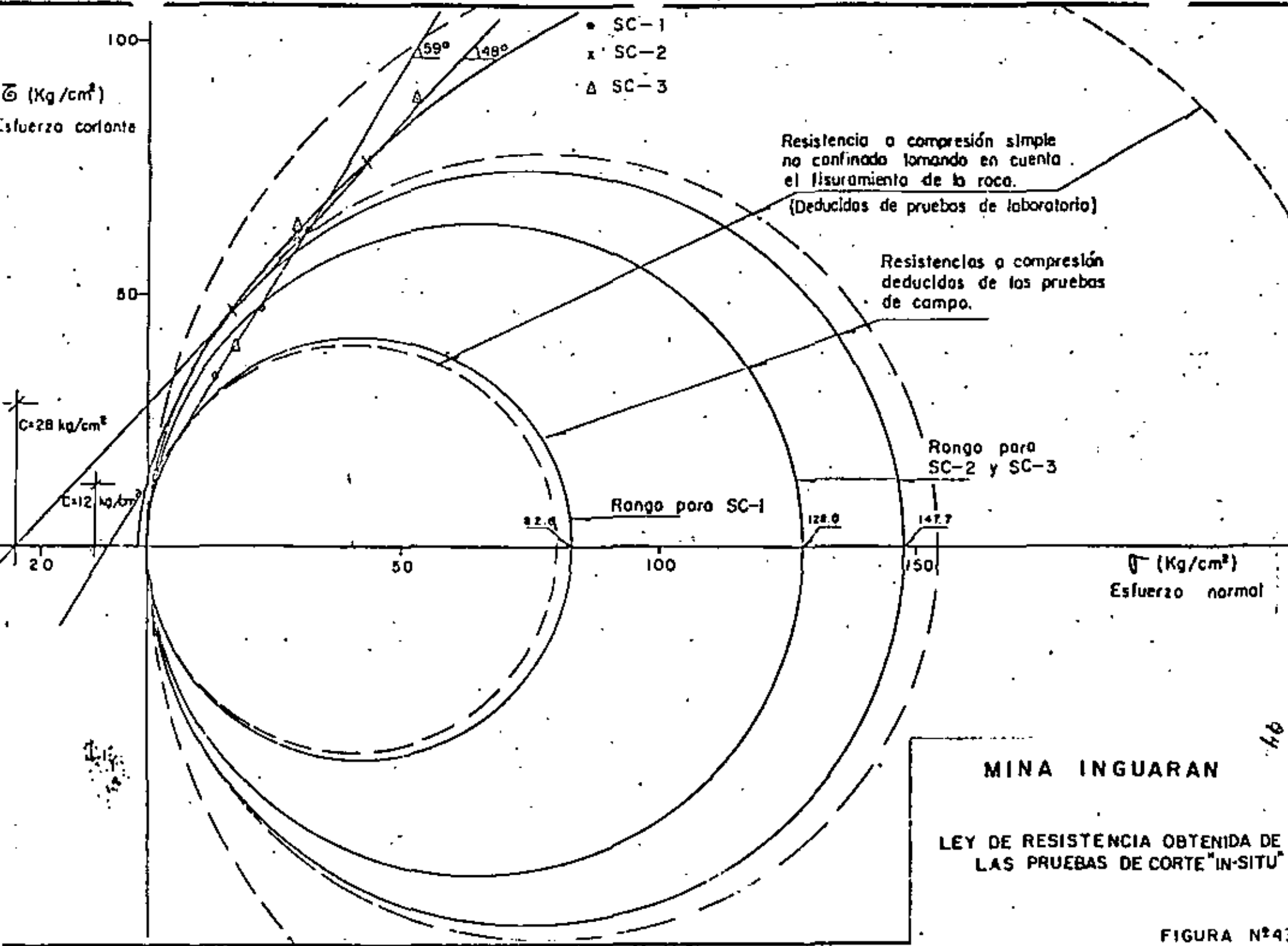
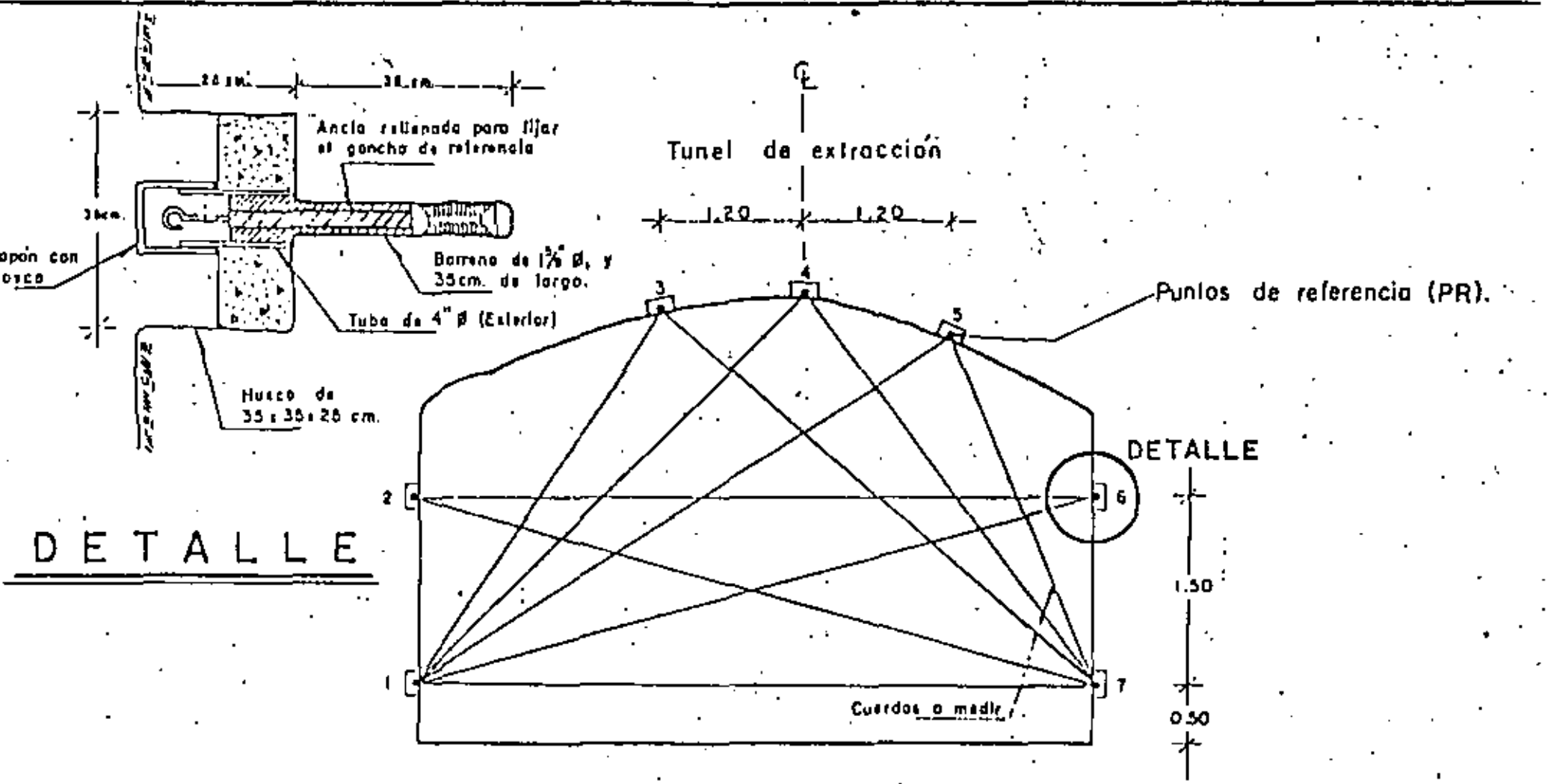


FIGURA N° 42



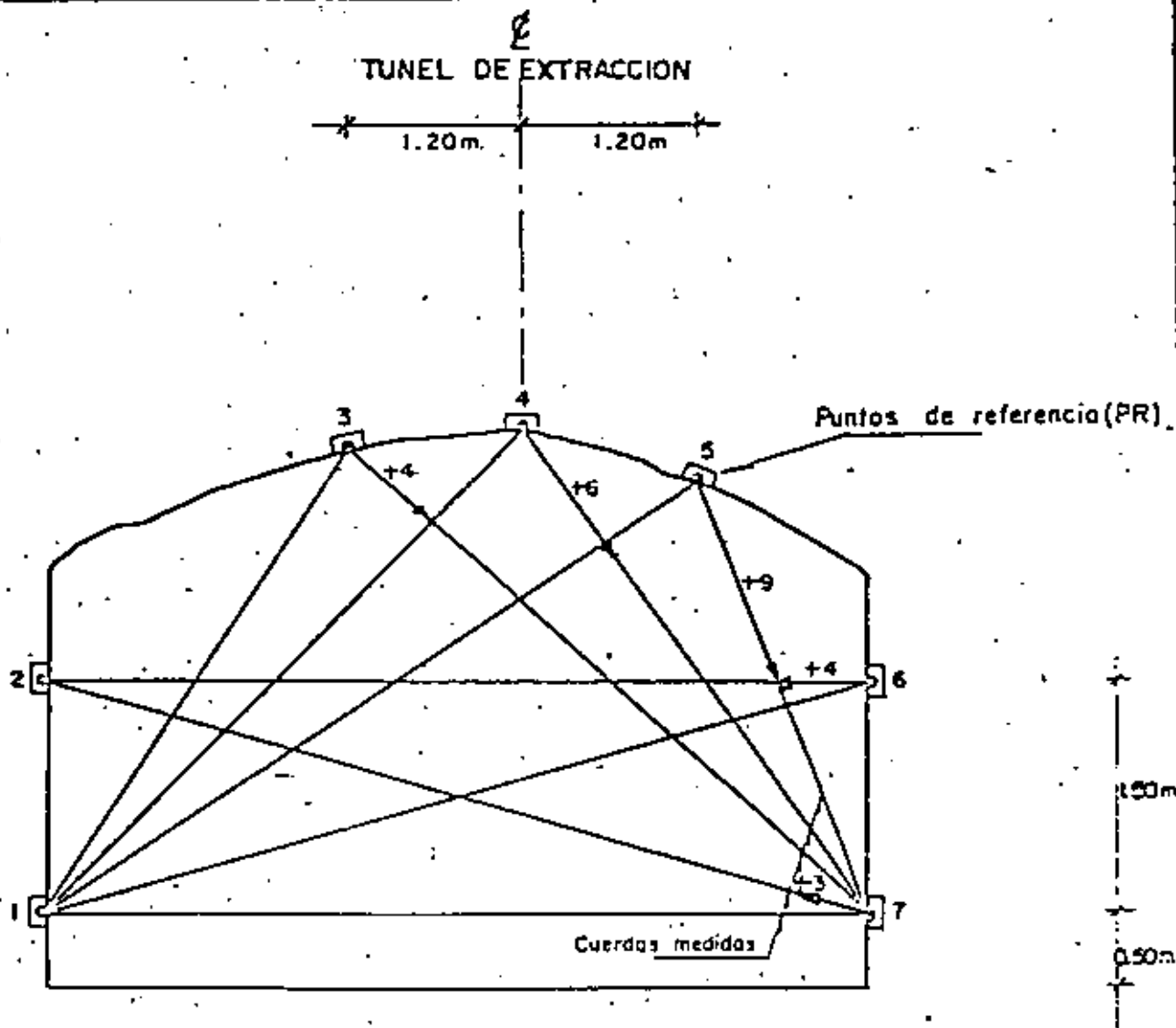
Los distancias entre PR se mediran con un longimetro de precision que permite lecturas a 0.001 de pulgada.

ESC. 1:50

MINA INGUARAN
UBICACION DE PUNTOS DE REFERENCIA

45

Fecha: AGO. 24 - NOV. 29, 1974.



Las distancias entre PR se miden con un longímetro de precisión que permite lecturas a 0.001 de pulgada.

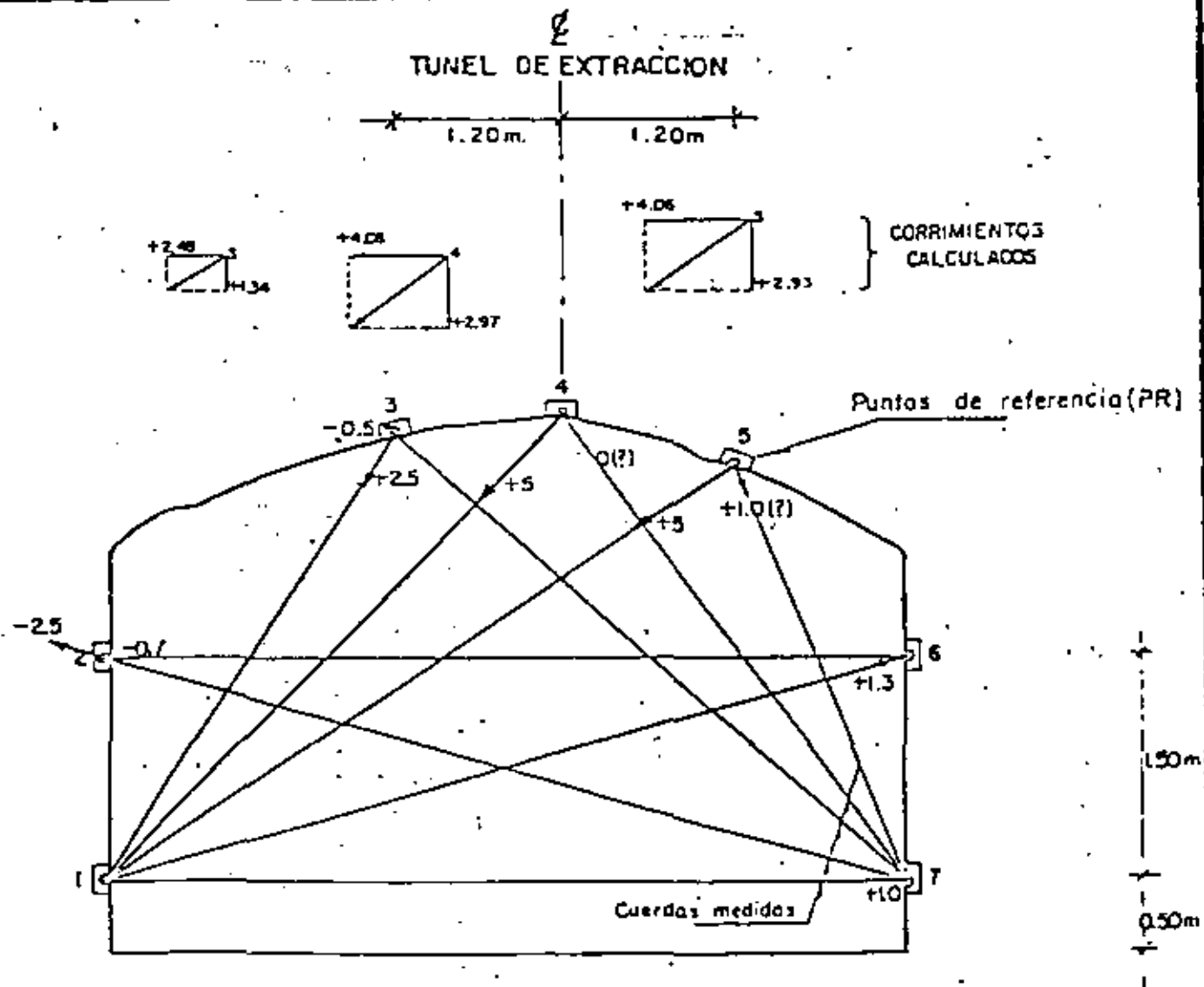
Observaciones: Desplazamientos en mm. (+) = Acortamientos
(-) = Alargamientos.

Conclusiones: El techo bajó 6 mm y el pilar izquierdo se corrió 4 mm.
horizontalmente, ensanchándose.

Interpretó: A.B.M.

Revisó: _____

MINA INGUARAN
 INTERPRETACION DE LA MEDICION DE DIAMETROS



Las distancias entre PR se miden con un longímetro de precisión que permite lecturas a 0.001 de pulgada.

Observaciones: Desplazamientos en mm. (+) = Acortamientos
(-) = Alargamientos. 7-4 v 7-5 corresponden a Oct. 15. - Última -
lectura en ellos.

Conclusiones: Se tiene un corrimiento por cortante de 4 mm. hacia el-
pilón 1-2 v una bajada del techo del orden de 3.0 mm.

Interpretó: A. B. M.

Revisó: _____

PRESIONES ACTUANTES EN PILARES DE APOYO DEL NIVEL 800

GATO PLANO	LOCALIZACION (VER FIG. 1)		PRESION MEDIDA CON LOS GATOS PLANOS		PRESION QUE SE DEJO EN LOS GATOS EN OCTUBRE- DE 1975.	PRESION REGISTRADA EN DICIEMBRE DE 1975.		PRESION MEDIA CALCULADA EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD.		
			(kg/cm ²)			(kg/cm ²)		DIFERENCIA CON LA MEDIDA		
			FRENTE	ENTRE PILARES		PRIMERA ESTIMA CION AL FINALI ZAR LA INSTALA CION, (VI-75)	CALCULO DE FINITIVO CONSIDE- RANDO LA FLOEN CIA VIS- CO-PLAS- TICA.	MAXIMA	MINIMA	(kg/cm ²)
G-2	A-4	11-12	108.5	77	109	119	113	68-97 83	+6	+7.8
G-3	A-5	29-30	98	87	99	**---	---	75	-12	-13.8
G-4	A-7	56-57	98	96	97.5	79	73	105	+9	+9.4
G-5	A-8	66-67	139	104	---	---	---	121	+17	+16.3
G-6	A-6	41-42	67.5	108	68.5	55	50	103	-5	-4.6

* Al intentar efectuar la recarga en octubre de 1975, se comprobó que el Gato había sido definitivamente dañado, probablemente por las tronadas en las inmediaciones del sitio de prueba, por lo que no fue posible efectuar dicha recarga. (Ver figura 3.4).

** Posteriormente a la descarga se presentaron caídos en el techo de la mina en la zona de instalación, debido al avance en la explotación, por lo que no se continuó el registro de presiones después del 10-XI-75, fecha en que se registró una presión de 65 kg/cm². (Ver figura 3.2).



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

GEOHIDRODINAMICA EN LA MINERIA

ING. ARTURO BELLO MANLONADO

MAYO 1984

GEOHIDRODINAMICA EN LA MINERIA

ING. ARTURO A. BELLO MALDOADO (*)

INTRODUCCION

La minería tiene su razón de ser en la extracción de partes -- de la corteza terrestre que contienen un mineral que es aprovechable. Para cumplir su propósito, requiere la realización de excavaciones, que en términos generales, se agrupan en -- abiertas y subterráneas. Cuando estas aberturas se realizan en masas del subsuelo en las que existe agua gravitacionalmente libre, tales aberturas se constituyen en zonas de captación del agua del subsuelo, hacia las que fluye ésta al modificarse las condiciones hidrostáticas o hidrodinámicas naturales. El flujo de agua hacia excavaciones abiertas o subterráneas, tiene dos implicaciones principales:

- 1.- El flujo de agua hacia excavaciones abiertas o subterráneas induce presiones hidrodinámicas, que en general son desfavorables para efectos de estabilidad, de los taludes en las excavaciones abiertas y del perímetro de las aberturas en las excavaciones subterráneas.
- 2.- El flujo de agua hacia las excavaciones requerirá siempre de su remoción, para mantener condiciones apropiadas de trabajo para el personal y equipo y para imposibilitar

(*) GEOSISTEMAS, S.A. PRESIDENTE DE LA SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE ROCAS, A.C. 1981 - 1983.

que el agua pueda acumularse en las aberturas formadas. Esto implica contar con equipos de bombeo, generalmente a base de motores eléctricos, que a su vez requieren alimentación de energía y que en general significan una erogación importante.

Lo anterior da lugar a reconocer la importancia del conocimiento de los métodos para valorizar los flujos de agua en las masas del subsuelo, así como las presiones hidrodinámicas generadas en todo tipo de excavaciones mineras, ya sea que éstas se ejecuten en masas de suelos o en masas rocosas.

FUNDAMENTOS DE LA GEOHIDRODINAMICA.

Toda excavación realizada en una masa del subsuelo en que está presente un nivel freático, genera un cambio en las condiciones hidrostáticas o hidrodinámicas naturales; este cambio provoca un gradiente hidráulico que a su vez origina el movimiento del agua en la masa del subsuelo.

La determinación del gradiente hidráulico que produce el flujo es la relación entre el cambio de presiones hidráulicas o currido entre dos puntos separados una distancia; la expresión de este gradiente es:

$$i = \frac{dh}{dl}$$

El gradiente i es una medida de la potencialidad que tiene el agua para fluir entre esos dos puntos separados la distancia dl , a causa de la diferencia de presiones $\gamma_w \cdot dh = dh$.

La velocidad con que el agua fluye a causa del gradiente hidráulico provocado, se determina mediante la llamada LEY DE DARCY, cuya expresión es:

$$v = k \cdot i$$

donde k es el coeficiente de permeabilidad de la masa del sub-suelo e i es el gradiente hidráulico generado. Esta relación fue derivada de experimentos hechos por DARCY utilizando arenas finas y provocando gradientes de magnitud tal que generaron un flujo calificado como laminar, en la masa de suelo misma.

Esta velocidad es una representación del avance con el tiempo, que en promedio se puede considerar tiene el agua al atravesar una sección con un área dada, dentro de una masa de suelo y en la dirección del gradiente. Cabe hacer notar que no es la velocidad con que el agua corre a través de los conductos formados en la masa del subsuelo, sino una representación de la velocidad promedio que tendría el agua si el flujo tuviera lugar en toda el área transversal a su recorrido.

El gasto o volumen de agua por unidad de tiempo que fluye a través de una sección de área A en la masa del subsuelo donde

se ha provocado un gradiente hidráulico, se expresa entonces por la ecuación:

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

VALIDEZ DE LA LEY DE DARCY.

En la Mecánica de Suelos, como disciplina de mayor edad que la Mecánica de Rocas, las situaciones de flujo de agua en las masas del subsuelo han sido analizadas en muy diversas situaciones y condiciones. La ley de DARCY ha sido la base para establecer las condiciones en que se presenta el flujo de agua hacia pozos de bombeo, hacia drenes o ranjas, hacia excavaciones abiertas y a través de masas de suelos formadas artificialmente, como las presas. De estas aplicaciones, la práctica ha demostrado que la aplicación de la ley de DARCY a suelos que van desde arcillas hasta gravas, es suficientemente aproximada para los fines prácticos de la ingeniería. Si se analizan las variaciones de tamaños de los granos de suelos en que la práctica revela una aceptable aplicación de esta ley, se podrá observar que los tamaños de granos varían desde unas cuantas micras, para el caso de limos y arcillas, hasta varios centímetros para el caso de las arenas y gravas; entre estos tamaños están comprendidos varios órdenes de magnitud; en efecto, suponiendo en promedio diez micras para limos y arcillas y diez centímetros para gravas, hay cuatro órdenes de magnitud entre estas cifras, es decir, hay variacio

nes de tamaño de granos de diez mil veces; es inmediato que la aplicación de la ley de DARCY a masas rocosas requiere solamente la extensión de un orden de magnitud más en la cota superior de los tamaños en que ha sido demostrada la validez de su aplicación, Fig. 1; por lo tanto, puede aceptarse que la ley de DARCY es válida en las masas rocosas, donde el flujo se produce a través de los sistemas de discontinuidades y tiene una trayectoria irregular, tal como la tiene en los suelos, si bien, a diferentes escalas geométricas.

FORMULACION DE LAS ECUACIONES GENERALES DE FLUJO DE AGUA EN LAS MASAS DEL SUBSUELO.

Considerando la generación de gradientes hidráulicos en una masa del subsuelo que tiene un coeficiente de permeabilidad uniforme, puede establecerse de inmediato la ecuación matemática que rige el flujo de agua en las masas del subsuelo y que es conocida como la Ecuación General de Flujo; su expresión es:

$$\nabla^2 \phi = 0$$

y se establece en el Apéndice No. 1.

Esta es una ecuación diferencial parcial de segundo orden y primer grado, cuya solución general no puede expresarse de manera cerrada, sino que debe proponerse una forma de la fun-

ción ϕ que satisfaga a la ecuación diferencial y que además cumpla con las restricciones que imponen las condiciones físicas en los límites de la zona afectada por el flujo, las cuales se denominan Condiciones de Frontera.

HIPOTESIS COMPLEMENTARIAS EN LA GEOHIDRODINAMICA.

Aún para la solución de casos simples, en lo que respecta al aspecto geométrico, las soluciones de tipo cerrado de la ecuación general de flujo requieren de hipótesis complementarias. Una de las más utilizadas y fundamentada en los buenos resultados que en la práctica ha demostrado tener, es la llamada hipótesis de DUPUIT - FORCHHEIMER. Esta hipótesis considera que el gradiente hidráulico que se presenta en una masa en la que se ha inducido el flujo de agua, puede calcularse en una sección vertical, como la pendiente de la tangente a la línea de abatimiento del nivel de aguas freáticas y que la magnitud de este gradiente permanece constante en toda la sección vertical a que corresponde la pendiente del nivel freático calculada. Haciendo uso de esta hipótesis pueden obtenerse soluciones cerradas para casos simples.

También, aún en los casos de geometría simple, se requiere conocer la frontera de la zona en que tiene lugar el flujo de agua; para el caso de pozos, SICHARDT estableció de manera expli-

rica un límite para la zona de influencia del abatimiento, designando ésta como la distancia R medida desde el centro del pozo y que puede calcularse con la siguiente expresión:

$$R = C \cdot S \cdot \sqrt{k}$$

donde C es una constante empíricamente determinada y que SICHARDT estableció con un valor de 300 para el caso de un pozo y la empresa MORETRENCH estableció con un valor de 150 a 200 para el caso de líneas de pozos poco profundos; estos últimos valores pueden aplicarse también a zanjas para drenaje.

SOLUCIONES DE LA ECUACION DE FLUJO PARA CASOS SIMPLES.

Para algunos casos de geometría simple y condiciones de frontera predeterminadas, la Ecuación General de Flujo puede simplificarse y se puede hallar una solución cerrada, como se ilustra en el Apéndice 2 para el caso de flujo de agua hacia un pozo excavado en un acuífero libre, es decir, una formación en la que el flujo se produce exclusivamente por efectos de gravedad, a causa del abatimiento del nivel del agua en el pozo mismo; el acuífero se considera limitado, es decir, sobreyace a un estrato impermeable y se conoce la ubicación de la fuente de aprovisionamiento del agua que fluirá hacia el pozo y se extraerá de él; se considera también como acuífero recargado, es decir, existe una fuente que reemplazará, con

7
y cuando sea periódicamente, al agua que se ha extraído de la masa del subsuelo. Cabe señalar que en la naturaleza la mayor parte de los acuíferos son recargados por efecto de las lluvias.

Para el caso que se presenta en el Apéndice No. 2, la ecuación de flujo se expresa en coordenadas cilíndricas y haciendo uso de las hipótesis complementarias antes mencionadas, adquiere la forma simplificada siguiente:

$$Q = k \cdot i \cdot A; \quad i = \frac{dh}{dr}; \quad A = 2\pi r h$$

$$\text{por tanto: } Q = 2\pi k \cdot \frac{dh}{dr} \cdot r \cdot h$$

La solución se halla por integración de la ecuación diferencial resultante, que es de primer orden y primer grado; la obtención de la misma está descrita en el Apéndice No. 2 y resulta:

$$Q = \frac{\pi k (H_0^2 - r_w^2)}{L \left(\frac{R}{r_w} \right)}$$

A efectos de comparar el tratamiento que se da al problema -- cuando se presentan acuíferos confinados, es decir, las partes de la masa del subsuelo donde ocurre el flujo se encuentran limitadas por otras capas cuyo coeficiente de permeabilidad es relativamente tan pequeño, que la mayor parte del flujo de agua ocurre a través de una sola capa, que entonces recibe el nombre de confinada; en el Apéndice No. 3 se presenta el desarrollo para el flujo de agua hacia un pozo perforado en un

acuifero confinado, limitado y recargado. Puede observarse que en esta deducción se utilizan también las hipótesis de DUPUIT y SICHARDT.

Otras soluciones de tipo cerrado para casos simples se presentan en las figuras 2 a 10 para casos que es frecuente encontrar en la práctica y que en general corresponden a pozos, zanjas y líneas de pozos. (Ref. N° 1).

SOLUCIONES GEOMETRICAS APROXIMADAS PARA LA ECUACION GENERAL DE FLUJO.

Cuando la geometría del problema de flujo de agua en una masa de subsuelo no es simple, o su expresión matemática no es única sino múltiple, o bien, cuando las condiciones frontera no son del todo conocidas de antemano, se puede recurrir a una solución gráfica y aproximada de la Ecuación General del Flujo de Agua; esta solución es conocida con el nombre de Red de Flujo y se apoya en el concepto matemático de las soluciones de la ecuación diferencial general de flujo. Puede demostrarse que si la función $\varphi = \varphi(x, y, z)$ es la ecuación de las superficies que representan las trayectorias del flujo de agua en la masa del subsuelo, esta función es una solución de la ecuación diferencial general. Puede demostrarse también que si $\psi = \psi(x, y, z)$ es la ecuación de las superficies con igual potencial hidráulico en la masa del subsuelo,

esta función satisface también la Ecuación Diferencial General de flujo.

Se identifica además la propiedad que tienen estas dos funciones de tener sus vectores normales perpendiculares, lo que geoméricamente significa que las superficies que las representan se intersectan en ángulos rectos.

Lo anterior significa que las trayectorias de recorrido del agua que se pueden trazar en un problema de flujo en un plano son líneas que se cortan en ángulos rectos con aquellas curvas que unen los puntos en los que el potencial hidráulico es constante en la masa del subsuelo. Este hecho permite la solución de problemas de geometría irregular, por ejemplo el que se presenta en la figura No. 13 y que corresponde al flujo que se presenta en una masa del subsuelo en la que se realiza una excavación abierta, limitada por una ataguía que penetra por abajo de la parte inferior de la excavación, pero que deja una parte abierta a través de la cual se puede presentar el flujo de agua. La red de flujo se presenta en su forma final, pero cabe señalar que se define por aproximaciones sucesivas, hasta que se cumplan los siguientes requisitos de trazo:

- 1.- Se pueden identificar dos líneas equipotenciales frontera, en las que se conoce de antemano el potencial hidráu

lico.

- 2.- Se pueden establecer dos líneas de flujo entre las cuales tienen lugar todo el paso de agua en la masa, es decir, son las condiciones frontera de la ocurrencia del flujo.
- 3.- Entre las líneas del flujo frontera se pueden trazar líneas adicionales que forman los llamados tubos de flujo.
- 4.- Perpendiculares a las líneas de flujo intermedias se pueden identificar líneas de igual potencial, que de manera sucesiva tienen geometrías homólogas con las líneas equipotenciales frontera y pueden trazarse definiendo, al -- cortar a las de flujo, cuadrados curvilíneos que en cada ubicación tienen igual dimensión en el sentido de las líneas de flujo y en el sentido de las líneas equipotenciales.
- 5.- Entre cada par de líneas equipotenciales la caída de potencial es de la misma magnitud. Esta condición y la anterior implican que en cada tubo de flujo, el gasto que ocurre es de la misma magnitud.
- 6.- El refinamiento de la red de flujo, es decir, la introducción de una línea equipotencial adicional entre cada dos líneas de la red original y la introducción de una línea de flujo adicional entre cada dos líneas de flujo de la red original, conduce a obtener cuadrados curvilí-

neos que mantienen una relación unitaria entre sus dimensiones y, además, la característica de la red, definida como el cociente del número de tubos de flujo entre el número de caídas equipotenciales, se mantiene constante en la red original y en su refinamiento.

Cumpliendo los puntos anteriores, el gasto total que ocurre -- en la masa del subsuelo puede calcularse con la siguiente expresión: para cada tubo de flujo, el gasto es:

$$q = k \cdot \frac{H}{N_p}$$

donde k es el coeficiente de permeabilidad, H es la caída de potencial total definida en el problema y N_p es el número de caídas de potencial definidas en la red.

Cabe hacer notar que esta ecuación es simplemente la aplicación de la ley de DARCY a uno de los cuadrados curvilíneos definidos en la red; en efecto $\frac{H}{N_p}$ es la caída de potencial entre cada dos líneas; $\frac{H}{N_p \cdot d}$ es el gradiente hidráulico presente en el cuadrado curvilíneo; $k \cdot \frac{H}{N_p} \cdot \frac{1}{d}$ es la velocidad del flujo y $k \cdot \frac{H}{N_p} \cdot \frac{d}{d}$ es el gasto que tiene lugar en el cuadrado considerando. Como en cada tubo de flujo el gasto es igual, el gasto total será dado por la expresión siguiente:

$$Q = k \cdot H \cdot \frac{N_f}{N_p}$$

donde N_f es el número de tubos de flujo.

ESTADOS TRANSITORIO Y PERMANENTE DEL FLUJO DE AGUA EN LAS MASAS DEL SUBSUELO.

Teórica y prácticamente se puede demostrar que al iniciarse el flujo de agua en las masas del subsuelo, se presenta un estado transitorio, en el que los gradientes, las velocidades y los gastos son mayores que conforme transcurre el tiempo; es decir, se presenta una reducción de estos parámetros con el tiempo, hasta que se alcanza el llamado estado estacionario del flujo. Por ejemplo, para el caso que se trata en el Apéndice No. 3, se considera que la zona de afectación del abatimiento tiene el radio R, que generalmente se define de acuerdo con la hipótesis de SICHARDT, aceptando que el abatimiento tiene la configuración geométrica que se admite en el cuerpo del apéndice; es de esperarse que en el estado próximo a la iniciación del bombeo, el alcance del abatimiento afecte una menor área de la que predice SICHARDT para el estado estacionario; por lo tanto, la dimensión R será menor en el estado transitorio y el abatimiento tendrá una configuración geométrica similar; puede verse fácilmente en las expresiones deducidas para el gradiente, la velocidad y el gasto total, que un menor valor de R conduce a una mayor magnitud de estos parámetros.

Cabe hacer notar también que en la mayor parte de las soluciones que se encuentran en la literatura técnica, éstas co-

rresponden a estados de flujo estacionario, cuando ya se produjo el equilibrio hidrodinámico en la masa del subsuelo y se alcanza la condición de flujo regido por las condiciones naturales de recarga de los acuíferos en que tiene lugar el flujo sin embargo, los gastos obtenidos en el estado transitorio -- previo son mayores. El estado estacionario se alcanza en un lapso que depende de la magnitud del coeficiente de permeabilidad, del volumen que efectivamente pueda almacenarse en el área afectada por el abatimiento, de la magnitud de éste y del tiempo mismo. En los casos de pozos y zanjas de drenaje, este lapso es relativamente pequeño y no tiene influencia para los efectos prácticos a que se destinan estas obras, es decir en un pozo para captación de agua potable, por ejemplo, lo que interesa es conocer la cantidad de agua que se podrá extraer de él permanentemente, esto es, en el estado estacionario y tiene poco significado que en el estado transitorio, -- que dura unas cuantas semanas, pueda obtenerse un mayor volumen de agua por unidad de tiempo.

Para el caso de excavaciones en las que se colocan pozos para inducir abatimiento a un nivel dado, puede tener alguna influencia el estado transitorio, cuando se extrae un mayor gasto, pero en estos casos, lo usual es situar un número de pozos tal que permita asegurar el abatimiento en el área en que se requiere y en cada pozo colocar un equipo de bombeo que mantendrá el nivel de agua dentro de rangos de varia---

ción inferiores al nivel a que se quiere lograr el abatimiento dentro de la excavación; en el estado transitorio estas bombas operarán durante más tiempo al día que durante el estado estacionario, pero en todo caso, las bombas estarán colocadas y tiene poca significación el hecho de que durante el estado transitorio operen durante más tiempo al día.

Cuando se forman drenes para provocar el abatimiento en una parte superficial del subsuelo, el estado transitorio simplemente revela la necesidad de esperar un tiempo para que se produzca el desalojo de las aguas del subsuelo al nivel que se requiere y una vez excavados los drenes, no tiene mayor significación el hecho de que al principio se produzca una mayor aportación de agua, que posteriormente, durante el estado estacionario.

En las grandes excavaciones abiertas y subterráneas, que son las que competen a la minería, el estado estacionario puede tener una significación importante, dado que los volúmenes de agua que se empezarán a manejar por unidad de tiempo serán mayores que en el estado estacionario y éste puede alcanzarse hasta uno o más años después de iniciado el abatimiento.

La única solución que se conoce a la fecha para valorizar los gastos en el estado estacionario en túneles, es la expuesta y desarrollada por A. Bello M. en el Apéndice No. 4; co-

responde al caso de la excavación de un túnel que se forma a velocidad constante en un acuífero libre, ilimitado y recargado; esta solución se ha extendido al caso de acuíferos con nivel de agua original creciente o decreciente en la dirección de avance del túnel. Cabe hacer notar que en la solución propuesta por A. Bello M., existe una hipótesis complementaria y ésta corresponde a la identificación de las extensiones que en sentido horizontal y vertical tendrá finalmente la zona en que se produce la afectación del abatimiento, causada por la excavación subterránea. La hipótesis expresa que a largo plazo, en el estado estacionario, la extensión del alcance horizontal tendrá una magnitud similar a la extensión del alcance vertical. Cabe señalar que se anticipa que la recarga del acuífero ocurrirá por efecto de las lluvias en la zona misma afectada por el abatimiento y más allá de ésta.

APLICACIONES ESPECIFICAS A LA MINERIA.

Al ejecutar una excavación para fines de minería, ésta se puede asimilar siempre, en cuanto a su geometría y para efectos de flujo de agua, a una de dos condiciones: la de una excavación o geometría propia de un túnel, es decir, una de sus dimensiones es varios órdenes de magnitud mayor que las otras dos, o bien, se puede considerar como un gran pozo ex-

cavado en la masa del subsuelo; en ambos casos se pueden encontrar soluciones que permitirán anticipar los gastos de agua para el estado estacionario; si la geometría puede representarse como la de un túnel, haciendo uso de la solución de Bello se puede obtener el gasto en el estado transitorio; si la geometría puede representarse como la de un pozo se puede utilizar alguna de las soluciones expresadas en las figuras 2 a 12 para los diferentes casos que es común hallar en la práctica. Un caso interesante es el de las minas de carbón, cuando éstas se excavan con "frentes largos" en áreas que cubren una extensión de dimensiones considerablemente mayores que la profundidad de la mina, en cuyo caso se perturbará todo el material hasta la superficie; en estos casos, es inmediato que hacia la excavación subterránea se producirá el flujo del volumen de agua que esté almacenado arriba de la zona excavada, en cuanto se produzca el hundimiento y, posteriormente, el gasto que capte la excavación será el correspondiente a un gran pozo o a una gran zanja hacia los que fluirá el agua; para geometrías muy irregulares de la zona hundida, las soluciones que se podrán aplicar a este problema son las que pueden obtenerse con las redes de flujo.

CONCLUSION.

Se considera que lo antes expuesto de manera breve y conceptual, puede dar lugar a una conclusión de carácter general:

los problemas de la geohidrodinámica en la minería son del mismo tipo que los problemas que se hallan en la geohidrodinámica aplicada a la Mecánica de Suelos y a la Mecánica de Rocas, si bien, las dimensiones de las excavaciones de que se trata en la minería pueden ser considerablemente mayores que aquellas que se atacan en las obras de la ingeniería civil; sin embargo, este es el mismo caso de los problemas de estabilidad que atañen a las obras minera y a las obras de ingeniería civil, en las que también la Mecánica de Suelos y la Mecánica de Rocas son las disciplinas que permiten analizar los comportamientos mecánicos de estos tipos de obras.

REFERENCIAS:

- 1.- FOUNDATION ENGINEERING. Edited by G. Leonards. Mc Graw Hill Book Company, Inc. Capitulo 2: Engineering properties of soils by G.A. Leonards, y Capitulo 3: Dewatering, by C.I. Mansur and R.I. Kaufman.
- 2.- THEORETICAL SOIL MECHANICS. Karl Terzaghi. John Wiley.

CLASIFICACIONES



CEUSA

SUELOS FINOS	ARENA (S)						GRAVA (G)				MALLAS
	FINA		MEDIA		GRUESA	FINA		GRUESA			
	200	100	60	40	20	10	4	3/8" 1/2"	3/4" 1 1/2"	2"	
0.001	0.01	0.1	1	10	100	1000					
TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS EN mm.											

MIT

L I M O	A R E N A						G R A V A				MALLAS
	FINA		MEDIA		GRUESA						
	200	100	60	40	20	10	4	3/8" 1/2"	3/4" 1 1/2"	2"	
0.001	0.01	0.1	1	10	100	1000					
TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS EN mm.											

SUCS

	F I N O S			A R E N A S				G R A V A S				MALLAS
	200	100	60	40	20	10	4	3/8" 1/2"	3/4" 1 1/2"	2"	3"	
0.001	0.01	0.1	1	10	100	1000						
TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS EN mm.												



ZONA DE APLICACION PRACTICA SATISFACTORIA DE LA LEY DE DARCY

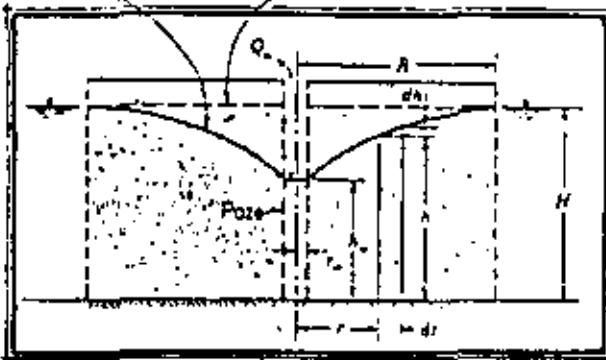
DESCRIPCION :

- CEUSA. — CORPS OF ENGINEERS, U. S. ARMY, CLASSIFICATION
- MIT. — MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY
- SUCS. — SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

FIGURA Nº 1. — RANGOS DE TAMAÑO EN QUE TIENE APLICACION DE LA LEY DE DARCY.

Nivel freático durante el bombeo.

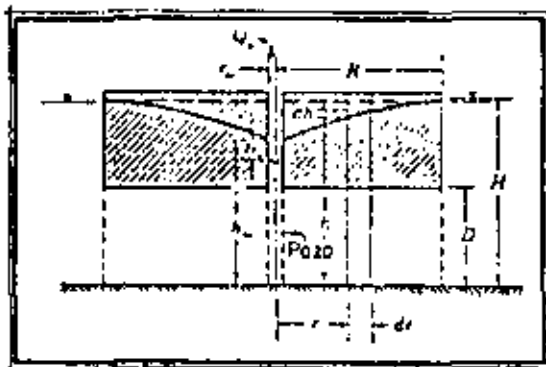
Nivel de aguas freáticas original.



$$Q = \frac{\pi k(H^2 - h_0^2)}{\ln(R/r)}$$

$$h = \frac{Q}{2\pi k} \ln \frac{r}{r_0} + h_0^2$$

FIGURA Nº 2 - POZO EN ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO, CON PENETRACION TOTAL.



$$Q = \frac{2\pi kD(H - h_0)}{\ln(R/r)}$$

$$h = \frac{Q}{2\pi kD} \ln \frac{r}{r_0} + h_0$$

FIGURA Nº 3 - POZO EN ACUIFERO CONFINADO CON PENETRACION TOTAL.

$$Q_w = \frac{\pi k(H - h)^2 - r^2}{\ln(R/r_w)} \left[1 + \left(0.30 + \frac{10r_w}{H} \right) \sin \frac{1.8r}{H} \right]$$

Para r/h mayor de 1.5,

$$H^2 - h^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \ln \frac{H}{r}$$

Para r/h menor de 15,
$$H - h = \frac{Q_w r \ln(10R \cdot H)}{\pi k H^2 (1 - 0.5677 H^{-0.75})}$$

Para $0.3 < r/h < 1.5$,
$$P = 0.13 \ln \frac{R}{r}$$

Para $r/h < 0.3$,
$$P = C_1 + \Delta C$$

$$C_1 = 0.13 \ln \frac{R}{r} - 0.0123 \ln^2 \frac{R}{10r}$$

$$\Delta C = \frac{2}{h} \left[\left(\frac{1}{2.3} \ln \frac{R}{10r} \right) \left(1.2 \frac{2}{H} - 0.48 \right) + 0.113 \ln \frac{2.1H}{R} \ln \frac{R}{31r} \right]$$

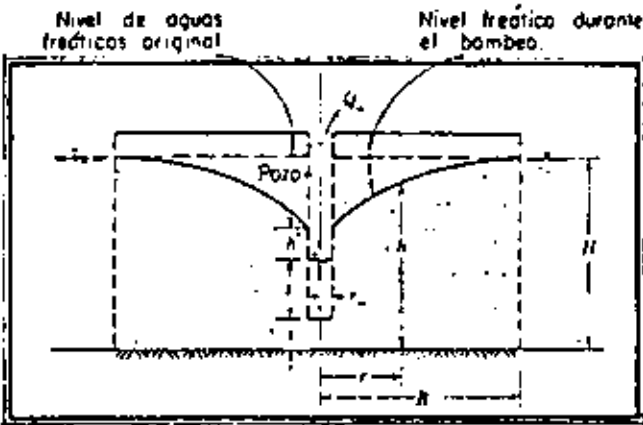
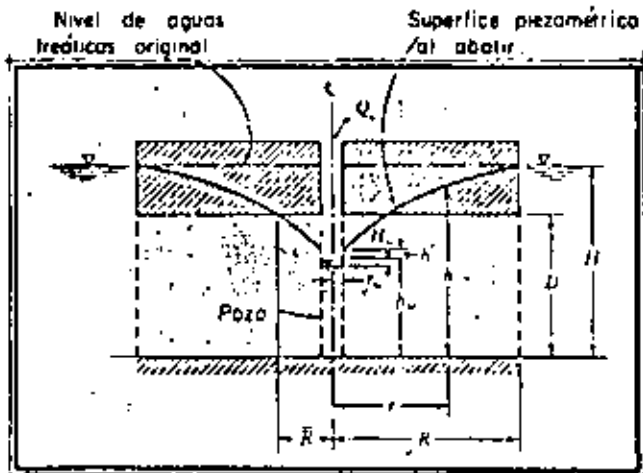


FIGURA Nº 4 - POZO CON PENETRACION PARCIAL EN ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO.

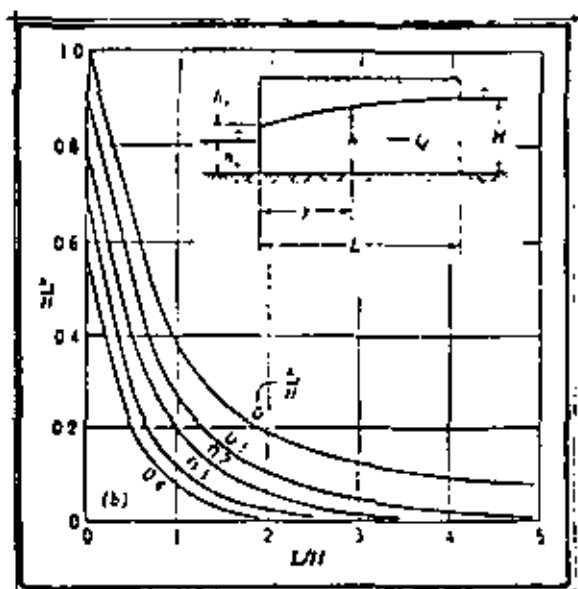
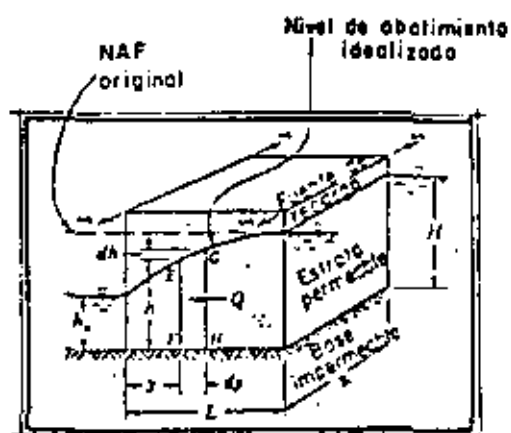


$$Q_w = \frac{\pi k(2DH - D^2 - h_w^2)}{\ln(R/r_w)}$$

$$h = \frac{H - D}{\ln(R/r_w)} \ln \frac{r}{r_w} + \sqrt{D^2 - \frac{D^2 - h_w^2}{\ln(R/r_w)} \ln \frac{R}{r}}$$

$$\ln R = \frac{(D^2 - h_w^2) \ln R + 2D(H - D) \ln r_w}{2DH - D^2 - h_w^2}$$

FIGURA Nº 5 - POZO EN ACUIFERO CONFINADO, LIMITADO Y RECARGADO, CON FLUJO LIBRE EN EL POZO.



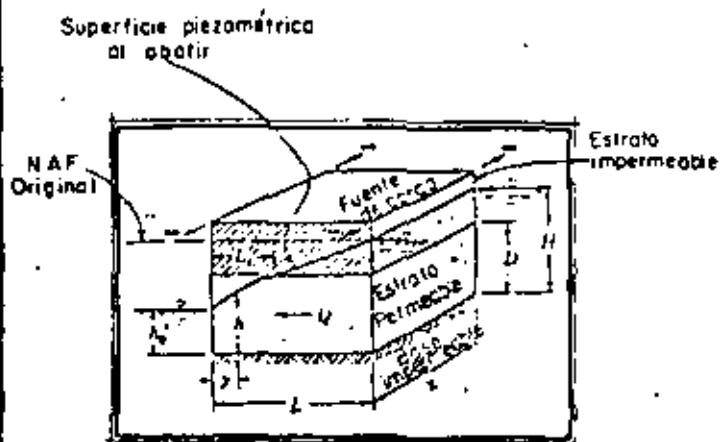
$$Q = \frac{kx}{2L} (H^2 - h^2)$$

$$H^2 - h^2 = \frac{2Q}{kx} (L - y) = \frac{L - y}{L} (H^2 - h^2)$$

Para $\frac{L}{H}$ y $\frac{2a}{H}$ pequeñas:

$$H^2 - h^2 = \frac{L - y}{L} (H^2 - (\lambda_1 + \lambda_2)^2)$$

FIGURA Nº 6 — ZANJA EN ACUÍFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO, CON PENETRACION TOTAL.



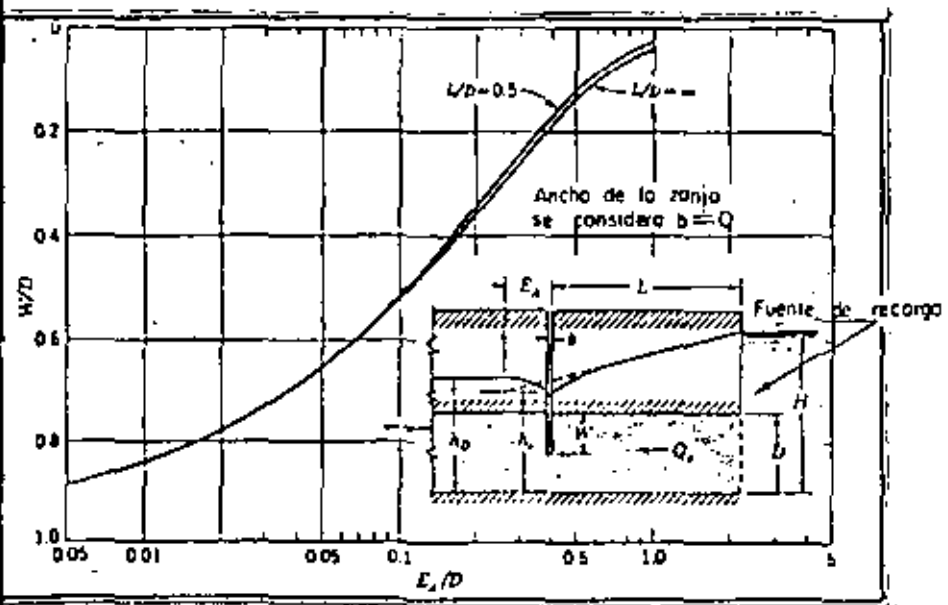
$$Q = \frac{kx(2DH - D^2 - h_0^2)}{2L}$$

Para $y \leq L_0$: $h = \sqrt{\frac{y}{L}(D^2 - h_0^2) + h_0^2}$
 Para $y \geq L_0$: $h = \left(\frac{H - D}{L - L_0}\right)(y - L_0) + D$

Si $y \leq L_0$: $h = \sqrt{D^2 - \left(\frac{L_0 - y}{L_0}\right)(D^2 - (h_0 + h_0)^2)}$

Obtener h_0 de fig. 6 usando L_0 por L y D por H

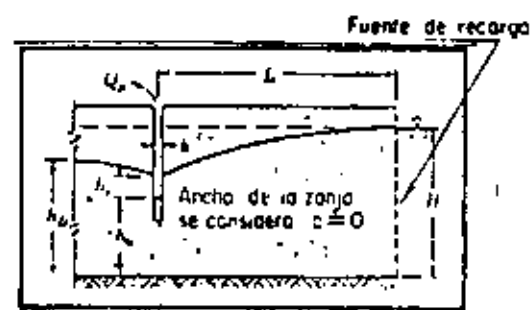
FIGURA Nº 7 - ZANJA EN ACUIFERO CONFINADO, LIMITADO Y RECARGADO, FLUJO LIBRE A LA SALIDA.



$$Q_s = \frac{kDx(H - h_0)}{L + E_s}$$

$$h_u = \frac{E_s(H - h_0)}{L + E_s} + h_0$$

FIGURA Nº 8 - ZANJA EN ACUIFERO CONFINADO, LIMITADO Y RECARGADO LATERALMENTE, PENETRACION PARCIAL.



$$Q_w = \left(0.73 + 0.27 \frac{H - h_w}{H} \right) \frac{Lr}{2L} (H^2 - h_w^2)$$

x: Largo de las ranuras

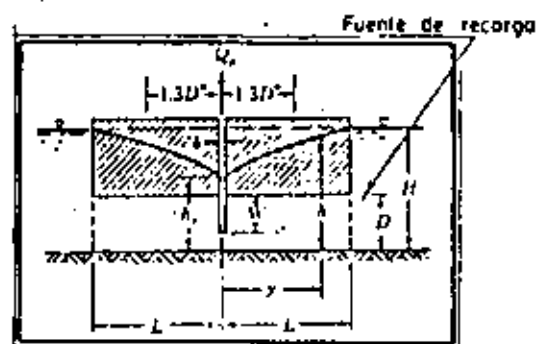
$$\frac{L}{H} \geq 3$$

$$h_w = h_r \left[\frac{1.4b}{L} (H - h_w) + 1 \right]$$

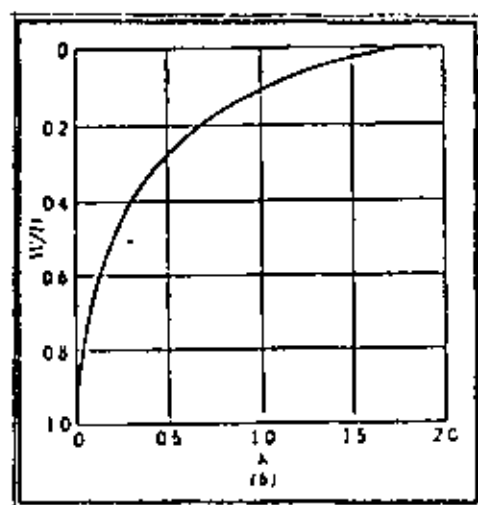
$$\frac{L}{H} \geq 3$$

FIGURA Nº 9 - ZANJA EN ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO LATERALMENTE; PENETRACION PARCIAL.

En esta zona la superficie piezométrica no es lineal.



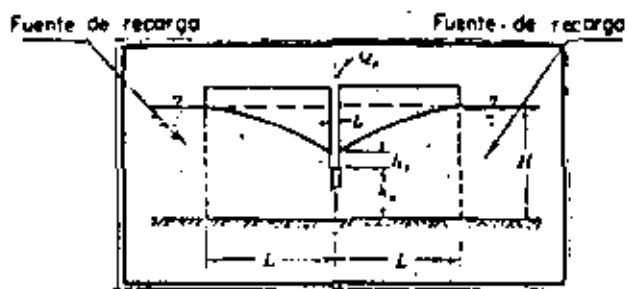
NOTA:
Ancho de la zanja
 $b = 0$



$$Q_w = \frac{2kD_r(H - h_w)}{L + \lambda D}$$

$$h_w = h_r + (H - h_r) \frac{y + \lambda D}{L + \lambda D}$$

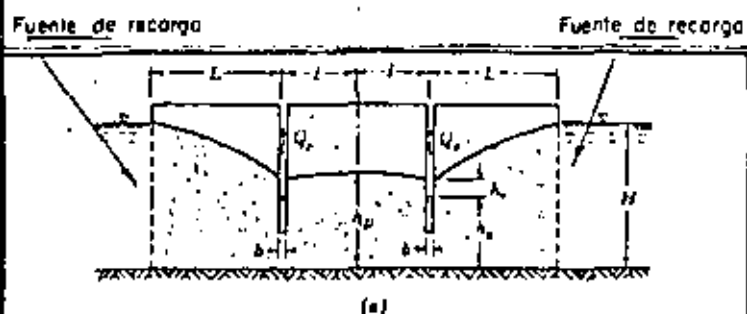
FIGURA Nº 10 - ZANJA EN ACUIFERO CONFINADO, LIMITADO Y RECARGADO SIMETRICAMENTE. PENETRACION PARCIAL.



$$Q_w = \left(0.73 + 0.27 \frac{H - h_w}{H} \right) \frac{k_x}{L} (H^2 - h_w^2)$$

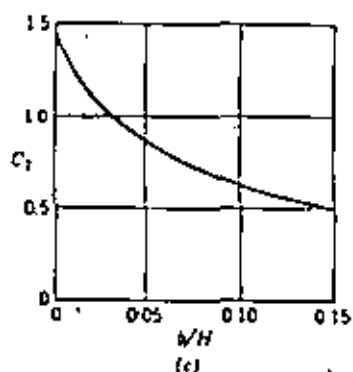
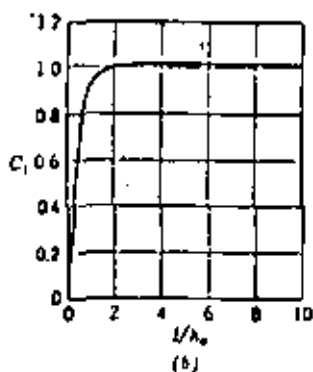
$$\frac{L}{H} \geq 3$$

FIGURA Nº 11 — ZANJA EN ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO. PENETRACION PARCIAL.



$$Q_w = \left(0.73 + 0.27 \frac{H - h_w}{H} \right) \frac{k_x}{2L} (H^2 - h_w^2)$$

$$\frac{L}{H} \geq 3$$

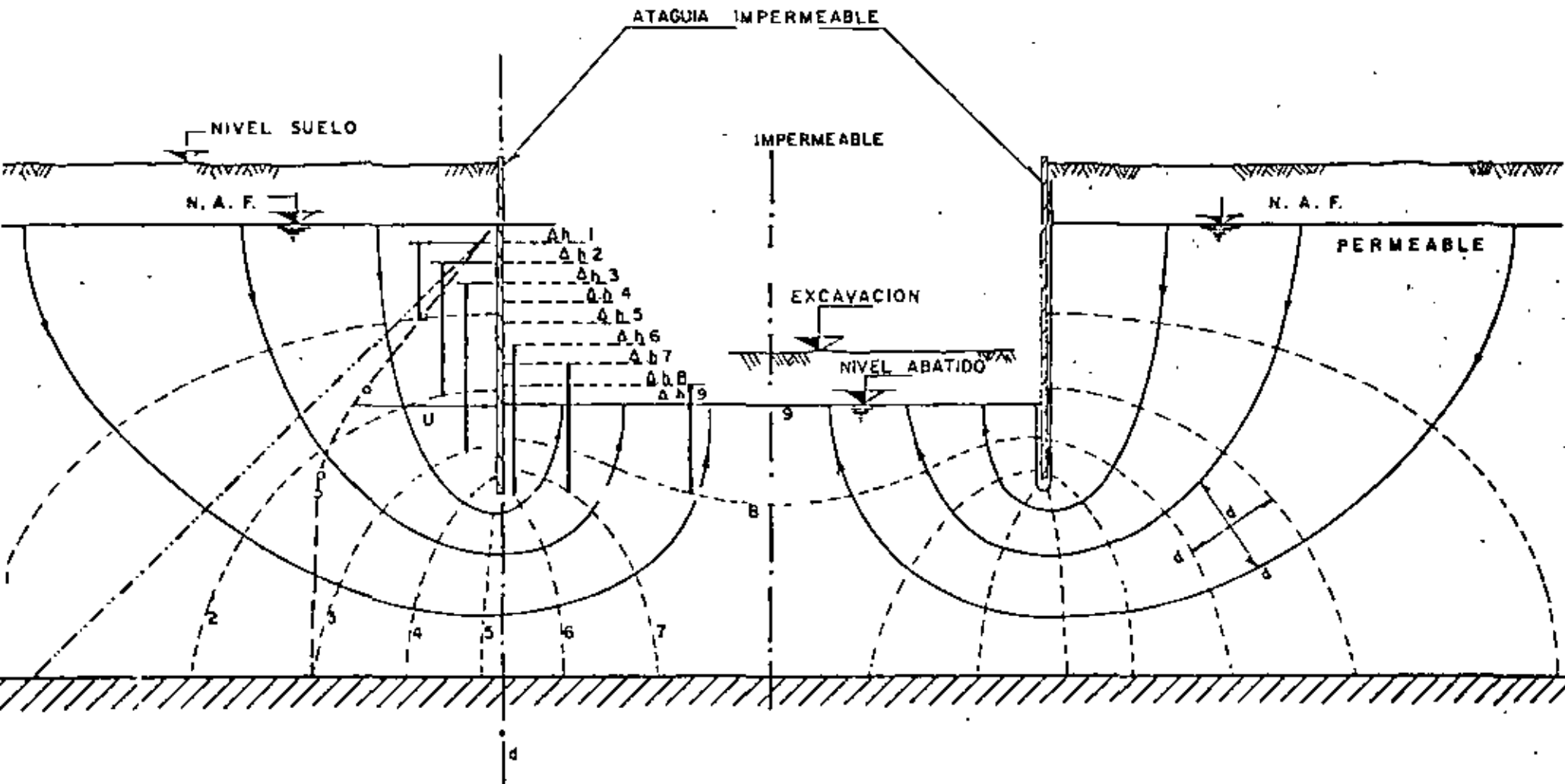


$$h_w = h \left[\frac{C_1 C_2}{L} (H - h_w) + 1 \right]$$

x: Largo de las ranuras

$$\frac{L}{H} \geq 3$$

FIGURA Nº 12 — ZANJAS o LINEAS de POZOS PARALELOS EN ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO. PENETRACION PARCIAL.



$N_p = 9$
 $N_l = 8$

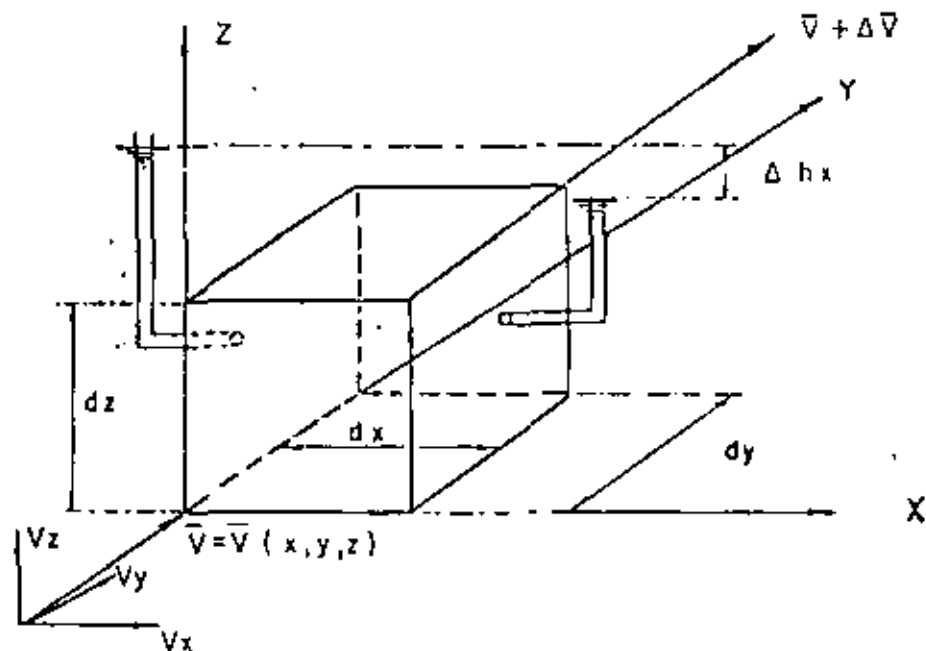
—○—○—○— PRESIONES HIDRAULICAS OBTENIDAS DE LA RED
 - - - - - PRESION HIDRAULICA PARA CONDICIONES ESTATICAS

$$R = \frac{N_l}{N_p} = \frac{8}{9}$$

FIG 13.— RED DE FLUJO PARA UNA EXCAVACION ABIERTA Y ADEMADA.

ECUACION GENERAL DE FLUJO EN MEDIOS POROSOS.

Considerando un elemento de la masa del subsuelo a través -- del cual ocurre el flujo provocado por una variación de la - carga hidráulica $h = h (X, Y, Z)$, se tiene:



La Ley de DARCY indica que:

$$\begin{aligned} V_x &= - k_x \frac{\partial h}{\partial x} \\ V_y &= - k_y \frac{\partial h}{\partial y} \\ V_z &= - k_z \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \quad (1)$$

k_x, k_y, k_z son las permeabilidades en las direcciones de sus índices.

El signo negativo señala que la velocidad está dirigida en el sentido decreciente de la carga hidráulica h .

El gasto que entra al elemento es:

$$\begin{aligned} Q_E &= Q_x + Q_y + Q_z \\ &= V_x \cdot dy \cdot dz + V_y \cdot dx \cdot dz + V_z \cdot dx \cdot dy \end{aligned}$$

O sea:

$$Q_E = -k_x \frac{\partial h}{\partial x} dy dz - k_y \frac{\partial h}{\partial y} dx dz - k_z \frac{\partial h}{\partial z} dx dy$$

El gasto que sale del elemento es:

$$Q_S = (V_x + \Delta V_x) dy dz + (V_y + \Delta V_y) dx dz + (V_z + \Delta V_z) dx dy$$

$$\Delta V_x = \frac{\partial V_x}{\partial x} dx ; \quad \Delta V_y = \frac{\partial V_y}{\partial y} dy ; \quad \Delta V_z = \frac{\partial V_z}{\partial z} dz ;$$

$$Q_S = (V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} dx) dy dz + (V_y + \frac{\partial V_y}{\partial y} dy) dx dz + (V_z + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz) dx dy$$

Por CONTINUIDAD, el gasto que sale debe ser igual al que entra y por lo tanto:

$$Q_S - Q_E = 0$$

Así:

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \quad (2)$$

o bien $\nabla \cdot \bar{v} = 0$ que es la ECUACION DE CONTINUIDAD, la cual puede expresarse:

$$+ k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (3)$$

que es la ECUACION GENERAL DE FLUJO.

Si el medio es isotrópico, $k_x = k_y = k_z$ y entonces, se obtiene:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

$$\text{o} \quad \nabla^2 h = 0$$

y resulta la ecuación de Laplace para h como ecuación general del flujo isotrópico.

APENDICE N^o 2

FLUJO HACIA UN POZO PERFORADO EN UN ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO, CON PENETRACION TOTAL. (Ver Figura N^o 2).

Se admite que el abatimiento tiene el alcance R en sentido horizontal; esta distancia se determina con la hipótesis de Sichardt:

$$R = C. (H-h_w). \sqrt{k}$$

A un radio r del centro del pozo el gasto total que fluye hacia él es:

$$Q_w = k. i. A$$

$$A = 2. \pi. r. h.$$

y aceptando la hipótesis de DUPUIT se tiene

$$i = \frac{dh}{dr}$$

por tanto:

$$Q_w = k. \frac{dh}{dr} . 2 \pi r. h.$$

Si Q_w es constante, es decir, ya se alcanzó el estado estacionario, se puede integrar la ecuación anterior como sigue:

$$Q_w . \frac{dr}{r} = 2 \pi k. h dh$$

integrando: $Q_w . \ln r = 2 \pi k \frac{h^2}{2} + C$

Si $r = R$ entonces $h = H$ y resulta:

$$Q_w \ln R = 2 \pi k \frac{H^2}{2} + C.$$

$$C = Q_w . \ln R - \pi . k . H^2$$

y entonces:

$$Q_w \ln r = \pi k h^2 + Q_w \ln R - \pi k H^2$$

ó sea:

$$Q_w (\ln R - \ln r) = \pi k (H^2 - h^2)$$

ó bien:
$$Q_w = \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)}$$

y en $r = r_w$ cuando $h = h_w$

$$Q_w = \frac{\pi k (H^2 - h_w^2)}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)}$$

que expresa el gasto. La carga hidráulica en cualquier punto es:

$$H^2 - h^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \ln\left(\frac{R}{r}\right)$$

ó bien:

$$h^2 = H^2 - \frac{Q_w}{\pi k} \cdot \ln\left(\frac{R}{r}\right)$$

que son las ecuaciones de la figura 2.

APENDICE N^o 3

FLUJO HACIA UN POZO PERFORADO EN UN ACUIFERO CONFINADO, LIMITADO Y RECARGADO, CON PENETRACION TOTAL, (Ver figura N^o 3).

El alcance del abatimiento del nivel piezométrico se puede obtener con la hipótesis de Sichardt:

$$R = C. (H - h_w) \sqrt{k}$$

A un radio r del centro del pozo, el gasto es:

$$Q_w = k. i. A$$

$$A = 2\pi. r. D$$

y aceptando la hipótesis de DUPUIT,:

$$i = \frac{dh}{dr}$$

así,

$$Q_w = k. \frac{dh}{dr}. 2\pi. r. D$$

cuando Q_w sea constante, en el estado estacionario, se puede integrar como sigue:

$$Q_w. \frac{dr}{r} = 2\pi. k. D. dh$$

$$Q_w \ln r = 2\pi. k. D. h + C$$

Cuando $r = R$ se tiene $h = H$, y así:

$$Q_w \ln R = 2\pi. k. D. H + C$$

por tanto:

$$C = Q_w \ln R - 2\pi. k. D. H.$$

y entonces:

$$Q_w \ln r = 2\pi. k. D. h + Q_w \ln R - 2\pi. k. D. H.$$

ó bien:

$$Q_w (\ln r - \ln R) = 2\pi. k. D. (H - h)$$

y

$$Q_w = \frac{2\pi. k. D. (H - h)}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)}$$

en $r = r_w$ se tiene $h = h_w$ y entonces:

$$Q_w = \frac{2\pi \cdot k \cdot D \cdot (H - h_w)}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)}$$

que permite calcular el gasto estacionario. La carga piezométrica h resulta:

$$h = H - \frac{Q_w}{2\pi \cdot k \cdot D} \ln\frac{R}{r}$$

y el gradiente hidráulico es:

$$\frac{dh}{dr} = - \frac{Q_w}{2\pi \cdot k \cdot D} \cdot \frac{1}{r} \left(-\frac{R}{r^2}\right)$$

ó sea

$$\frac{dh}{dr} = \frac{Q_w}{2\pi \cdot k \cdot D} \cdot \frac{1}{r}$$

ó bien:

$$\frac{dh}{dr} = \frac{H - h_w}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)} \cdot \frac{1}{r}$$

que decrece con R

FLUJO DE AGUA HACIA TUNELES

ARTURO A. BELLO H., I. C. (*)

INTRODUCCION

Con la excavación de un túnel al través de formaciones geológicas que almacenan agua, la oquedad formada en el subsuelo induce un cambio de presiones hidráulicas que genera un flujo de agua hacia la excavación. La magnitud del problema que desde el punto de vista constructivo ocasiona la filtración, es creciente con la cantidad de agua que penetra al túnel, ya que además de requerirse instalaciones especiales para disponer del agua captada cuando el volumen de ésta es considerable, interfiere con las operaciones normales de la excavación. La información contenida en la literatura sobre excavación de túneles, al respecto del agua captada en ellos, se resume en la Tabla de la Figura N°1, donde se incluyen algunos de los tramos del túnel para el Emisor Central, en los cuales las aportaciones son de tal magnitud, que se han constituido en factor determinante para el avance de los trabajos de excavación. De esta Tabla puede notarse, que aunque en algunos túneles la captación no es de importancia, en otros se constituye en un verdadero caudal cuyo manejo para su extracción de la excavación, requiere de costosas instalaciones y cuidadosos controles, ya que una falla en las instalaciones de bombeo se traduciría en la inundación completa de la excavación en un corto lapso de tiempo.

Las perspectivas para la construcción de túneles en el futuro, obligan a reconsiderar los procedimientos disponibles para la valuación de los volúmenes de agua que habrán de manejarse en dichas excavaciones, tanto por los procedimientos especiales para su manejo como por el costo que este se presentará.

I.- ANTECEDENTES

La valuación teórica del gasto que captará un túnel a excavarse en un manto acuífero, ha sido establecida para algunos casos simples, pero desafortunadamente poco frecuentes en la naturaleza. Polubarinova y Kochina (1962) establecieron la solución para el caso de un túnel excavado en un acuífero que mantiene su nivel de agua constante. Fig. N°2. Soluciones establecidas para zanjas y drenes excavados en acuíferos recargados y limitados inferiormente por un estrato impermeable (Mansur y Kaufman, 1962), pueden ser aplicadas a un túnel que se excava en un acuífero que presenta esas características y en el cual se produce un abatimiento del nivel de agua original, Fig. N°3; las soluciones mencionadas se aplican exclusivamente al estado estacionario, pero no permiten la valorización del gasto en el estado transitorio, inmediato a la excavación del túnel, cuando las captaciones son mayores.

Otros autores (Goodman et al, 1964), han intentado la valuación del efecto en el proceso transitorio para acuíferos que descansan en mantos impermeables, Fig. N°4,

(*) GEOSISTEMAS, S. A.

y el que se produce cuando un túnel penetra una zona de más alta permeabilidad que las adyacentes, lo cual en la naturaleza ocurre al encontrar fallas y contactos permeables. Fig. N°5. Investigaciones de laboratorio en modelos a escala reducida están siendo llevados a cabo para el estudio de los estados transitorio y estacionario (Nittke et al, 1972). A pesar de los abundantes estudios y experimentos de laboratorio realizados sobre la infiltración de agua en túneles, no se encuentra en la literatura revisada, la solución correspondiente al estado transitorio y al estacionario posterior, para un túnel excavado en un acuífero libre, ilimitado y recargado que frecuentemente se presenta en la práctica; es de suma importancia notar sin embargo, que todos los estudios realizados sobre la filtración a túneles, de una manera u otra, aceptan las hipótesis fundamentales de flujo en medios porosos: La de Darcy y la de Dupuit-Forchheimer.

II.- HIPOTESIS DE COMPORTAMIENTO CONSIDERADAS.

Del análisis de algunos de los estudios realizados sobre el flujo en medios porosos, tendientes a valorizar la captación en túneles, resulta sugerente establecer las siguientes hipótesis para formar un modelo matemático que permita conocer las aportaciones de un túnel excavado en un acuífero libre, ilimitado y recargado, Fig. N°6.

1.- La velocidad media del flujo, de acuerdo con la hipótesis de Darcy, puede valorizarse como:

$$v = k \cdot i$$

k: Coeficiente de permeabilidad.

i: Gradiente hidráulico.

2.- La proyección horizontal del gradiente hidráulico i_x es proporcional a la inclinación de la superficie abatida del nivel libre del agua (Hipótesis de Dupuit-Forchheimer) y constante en la profundidad de la zona afectada por el abatimiento:

$$i_x = \frac{dh}{dx}$$

h: Elevación del nivel abatido del agua.

x: Coordenada horizontal.

3.- Hipótesis del comportamiento en el estado transitorio:

- a).- La superficie abatida del nivel libre del agua es de configuración parabólica desde el inicio del fenómeno.
- b).- El volumen de agua que penetra al túnel es igual al volumen que se pierde en el acuífero al abatirse el nivel original.
- c).- La zona afectada por el abatimiento progresa con el tiempo, de tal forma que la afectación en sentido horizontal a cada lado del túnel: "R", es del orden de magnitud de la afectación por debajo del nivel de agua original; esto es:

En $t = 0 \Rightarrow R = 0$ y $d = 0$

En $t \rightarrow \infty \Rightarrow R(t) \rightarrow H + d(t)$

t: Tiempo

R: Alcance del abatimiento en sentido horizontal.

H: Profundidad del túnel desde el nivel de agua original.

d: Alcance del abatimiento por abajo del túnel

Para cumplir estas condiciones, se puede proponer la siguiente relación que se muestra gráficamente en la Figura N°6:

$$\frac{(H+d)^2}{H^2} - \frac{R^2}{H^2} = 1$$

$$\text{o sea: } (H+d)^2 = R^2 + H^2$$

III.- MODELO MATEMÁTICO.

Sobre las hipótesis enumeradas en el párrafo anterior, se puede establecer el siguiente modelo matemático para un túnel cuya longitud "L" progresa con rapidez uniforme "r":

$$L = r \cdot t$$

a).- Según la hipótesis de Darcy, el gasto aportado al túnel, por unidad de longitud, al tiempo t, puede calcularse como:

$$q = 2 \cdot k \cdot i_x \cdot A \quad (1)$$

A: Proyección vertical del área que atraviesa el flujo.

b).- La ecuación de la superficie abatida del agua, que es parabólica, se escribe:

$$y^2 = \frac{H^2}{R} \cdot x \quad (2)$$

y de acuerdo con la hipótesis de Dupuit-Forchheimer:

$$i_x = \frac{dy}{dx}; \text{ De (1): } \frac{dy}{dx} = \frac{H^2}{2yR}$$

c).- Para $x = R$ se tiene que: $y = H$ y $A = H+d$ por unidad de longitud; así, se puede expresar:

$$q = 2 \cdot k \cdot \frac{H}{2R} \cdot (H+d) \quad (3)$$

d).- El volumen captado en el túnel en el lapso de $t = 0$ a $t = \bar{t}$, por unidad de longitud, es:

$$\frac{V}{\Delta L} = \int_0^{\bar{t}} q \, dt = kH \int_0^{\bar{t}} \frac{H+d}{R} \cdot dt \quad (4)$$

e).- El volumen de agua desalojado del acuífero que tiene una porosidad drenable (volumen de agua drenable por unidad de volumen total) igual a "n", en los mismos lapso y longitud, es:

$$\frac{V}{\Delta L} = 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot H \cdot R \cdot n \quad (5)$$

f).- De las ecuaciones (4) y (5) puede escribirse:

$$d\left(\frac{V}{\Delta L}\right) = kH \cdot \frac{H+d}{R} \cdot dt = \frac{2}{3} \cdot H \cdot n \cdot dR \quad (6)$$

$$\text{o sea: } \frac{3k}{2n} dt = \frac{R}{H+d} dR \quad (7)$$

g).- De acuerdo con la hipótesis (3-c), se tendrá:

$$\frac{3k}{2n} \cdot dt = \frac{RdR}{\sqrt{R^2 + H^2}}$$

$$\text{Definiendo: } K = \frac{3k}{2n} \quad (8)$$

e integrando la ecuación anterior, se tiene:

$$Kt = \sqrt{R^2 + H^2} + C$$

Como en $t = 0$, $R = 0$, resulta: $C = -H$

$$\text{por tanto: } Kt = \sqrt{R^2 + H^2} - H \quad (9)$$

De (9), como:

$$H+d = \sqrt{R^2 + H^2} = Kt+H$$

$$\text{y también } R^2 + H^2 = K^2 t^2 + 2KtH + H^2$$

$$\text{entonces: } R = \sqrt{K^2 t^2 + 2KtH}$$

sustituyendo en (1), se obtiene:

$$q = kH \cdot \frac{Kt + H}{\sqrt{(Kt)^2 + 2KtH}} \quad (10)$$

Definimos los parámetros adimensionales:

$$\mathcal{H} = \frac{q}{kH} \quad \text{y} \quad T = \frac{Kt}{H} \quad (11)$$

así, se obtiene de (10):

$$\mathcal{H} = \frac{T+1}{\sqrt{T^2 + 2T}} = \frac{T+1}{\sqrt{T(T+2)}} \quad (12)$$

La gráfica que relaciona \mathcal{H} con T se muestra en la Figura N°7 y puede reconocerse que, cualitativa mente obedece al comportamiento esperado de las aportaciones: muy grandes inmediatas a la excavación y rápidamente asintóticas a un valor correspondiente al gasto del estado estacionario.

h).- El gasto total captado en un túnel que avanza con rapidez "r", puede obtenerse de:

$$Q = \int_0^L q dL = r \int_0^T q dt$$

luego:

$$\frac{Q}{kH} = \frac{rH}{K} \int_0^T \frac{q}{kH} \cdot \frac{Kdt}{H} = \frac{rH}{K} \int_0^T \frac{T+1}{\sqrt{T^2 + 2T}} dT$$

Integrando:

$$\frac{Q}{kH} = \frac{rH}{K} \sqrt{T^2 + 2T}$$

La relación:

$$\frac{Q/kH}{rH/k} = \frac{Q}{rH^2} \quad \frac{k}{k} = \sqrt{T^2 + 2T} \quad (13)$$

es también adimensional y relaciona al gasto total captado Q, con el tiempo; en la forma que se muestra también en la Figura N°7, donde se observa que después de un lapso inicial en que Q se incrementa rápidamente con t, la variación posterior es prácticamente lineal.

j).- Para propósitos de aplicación práctica, es conveniente establecer la aportación media q_e por unidad de longitud en todo un tramo excavado: $q_e = \frac{Q}{L}$ y para obtener una relación adimensional, se define:

$$X_e = \frac{q_e}{kH} = \frac{Q}{kH \cdot rL} = \frac{H}{kL} \sqrt{T^2 + 2T}$$

o sea:

$$X_e = \sqrt{1 + \frac{2}{T}} \quad (14)$$

La relación X_e vs T se muestra en la Figura N° 7 y puede verse que tiene la misma configuración de la curva X Versus T, pero como es de esperarse, al valor asintótico de la aportación media estacionaria, requiere un lapso de tiempo mayor.

Las ecuaciones (12), (13) y (14) contienen la solución completa del problema de valuación del gasto en un túnel en las condiciones consideradas: excavado al través de un acuífero libre, ilimitado y recargado, y en el cual se satisfacen las hipótesis establecidas en la primera parte de este párrafo.

- VERIFICACION DEL MODELO MATEMATICO CON MEDICIONES EN CAMPO.

Con el propósito de establecer una calibración del modelo matemático que se describe en el párrafo anterior, se analizaron las mediciones del gasto llevadas a cabo en algunos frentes de excavación del túnel del Emissor Central.

Para el propósito señalado, se seleccionó el tramo correspondiente a los frentes de excavación de las lumbreras L-5 y L-6, en donde se encuentran depósitos de tobas volcánicas andesíticas que rellenan un valle de 20 Km de ancho por más de 20 Km de largo y con un espesor del orden de 350 m en la zona que atraviesa el túnel. Un estudio geohidrológico de este valle (SRH, 1961), ha demostrado que este acuífero es recargado por lluvias con un volumen de agua mayor al que está siendo extraído del túnel en el tramo en que lo atraviesa. Las tobas son fundamentalmente arenosas y se encuentran depositadas en estratos que presentan variaciones en compacidad de semicompactas a muy compactas y con cementación de -

nula a muy alta, la porosidad media de estos depósitos, obtenida en el laboratorio es de $p = 0.38$.

La excavación del túnel en este tramo, se efectuó mediante lumbreras de acceso a profundidades del orden de 120 a 150 m en el depósito de tobas y de 90 a 100 m bajo el nivel de aguas superficiales original.

El registro de los gastos captados conforme progresó la excavación del túnel y de la velocidad de avance de ésta a partir de la lumbrera L-5, se muestran en la Figura N°8. Con estos datos se pueden establecer los siguientes valores de los parámetros incluidos en el modelo matemático antes descrito:

Prácticamente al finalizar la excavación de los frentes de la lumbrera L-5, se registró un gasto total aportado de $Q_1 = 400$ lts/seg, para un tiempo equivalente a 17.3 meses = 44.84×10^6 seg, desde el inicio de la excavación, suponiendo su progreso uniforme a razón de 156 m/mes según se determina en la Fig. N°8. Para estos valores, de la ecuación (13) se puede obtener:

$$\frac{Q_1}{rH^2} \frac{3}{2n} = \frac{0.40}{6.02 \times 10^{-5} \times 10^4} \cdot \frac{3}{2n} = \frac{0.996}{n}$$

$$\text{es decir: } T_1^2 + 2T_1 = \frac{0.993}{n^2}$$

$$\text{entonces: } T_1 = -1 + \sqrt{1 + 0.993/n^2}$$

Usando las ecuaciones (11) y (8), se tiene:

$$K = \frac{T_1 \cdot H}{t_1} \quad \text{and} \quad k = \frac{2}{3} nK$$

$$\text{y puede calcularse: } k = \frac{2}{3} \frac{100}{44.84 \times 10^6} (-n + \sqrt{n^2 + 0.993})$$

$$\text{o sea: } k = 1.49 \times 10^{-6} (-n + \sqrt{n^2 + 0.993}) \quad (A)$$

Para obtener otra ecuación de la misma forma que la anterior, en que figuran como incógnitas k y n , se consideró el valor de $Q_2 = 220$ lts/seg registrado a un tiempo equivalente a 8 meses = 20.75×10^6 seg para proceder de la misma manera antes detallada y obtener la siguiente ecuación:

$$k = 3.215 \times 10^{-6} (-n + \sqrt{n^2 + 0.30}) \quad (B)$$

De la solución del sistema de ecuaciones (A) y (B) se obtienen los siguientes valores para la porosidad drenable y para el coeficiente de permeabilidad:

$$n = 0.22 \quad \text{y} \quad k = 1.19 \times 10^{-6} \text{ m/seg} = 1.19 \times 10^{-4} \text{ cm/seg.}$$

El valor de $T = T_1$ para la primera parte excavada del túnel, es de $T_1 = 3.65$.

y como $d = TR$ resulta $d = 365$ m

Luego: $H + d = 465$ m

$$y R = \sqrt{(H + d)^2 - H^2} = 454 \text{ m}$$

El valor de $(H + d)$ no debería exceder el espesor total de depósito de tobas, el cual se alcanza cuando $T = 2.50$; sin embargo, la variación de la aportación "q" de $T = 2.50$ al valor calculado de $T_1 = 3.65$, no es significativa como puede comprobarse en la Figura N°7. Así pues, se concluye que el gasto total indicado por el modelo matemático, se puede generar para el caso considerado. La variación de "Q" con la longitud total del túnel, calculada mediante la ecuación (13) y usando los valores de "n" y "k" obtenidos del cálculo anterior, se muestra en la parte inferior de la Fig. N°8, en comparación con los gastos totales medidos; puede notarse que existe una correspondencia aceptable entre ambas curvas, una vez que el efecto inicial de la lumbrera se ha disipado al progresar la longitud de túnel excavado.

V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- 1.- Se considera que la bondad del modelo matemático establecido para el comportamiento de los estados transitorio y estacionario del gasto que fluye hacia un túnel, debe ser sujeto a una verificación más amplia en sitios donde pueda contarse de antemano con la

información geohidrológica necesaria para constatar que se trabaja en un acuífero con características similares a las supuestas en el presente escrito y además, se registran mediante piezómetros la variación y el alcance del abatimiento del nivel original del agua, se miden los gastos totales captados en función del avance del túnel y se registra la variación de las aportaciones a lo largo del túnel en función del tiempo, para tener así toda la información que se requiere para el empleo de las fórmulas establecidas y de esta manera, se puedan constatar o refinar las hipótesis sobre las que se basa el presente desarrollo.

- 2.- Las mediciones directas de las aportaciones de agua a las excavaciones de túneles, permitirán confirmar también el comportamiento del gasto aportado por una zona de mayor permeabilidad que es atravesada por el túnel; en la Figura N°9 se muestra la variación del gasto total ocurrida en una zona como la descrita y puede verse que corresponde aproximadamente a la deducida por Goodman en sus experimentos de laboratorio. Fig. N°5.
- 3.- Los efectos que en el gasto total captado en el túnel, produce inicialmente la excavación de la lumbrera y en forma continua la mayor concentración en los frentes, de acuerdo con las mediciones realizadas hasta la fecha con una pequeña fracción del gasto total, sin embargo, también deben investigarse con más amplitud para poder incuirlas con certidumbre

bre en los cálculos de volumen total de agua que se estime será necesario manejar en un túnel por excavar.

4.- Recomendaciones para la previsión del manejo del agua captada en las excavaciones subterráneas.- Debido a las serias limitaciones que la economía, el tiempo y los conocimientos imponen en la valorización del agua que captará una excavación subterránea, es sugerente que para la planeación de las instalaciones y equipos que requiere el manejo de este concepto se establezca la siguiente secuencia de actividades:

- A.- De acuerdo con la geología general, determinar los coeficientes de permeabilidad en la forma más completa posible; ya sea con pruebas en campo o en el laboratorio.
- B.- Valuar teóricamente el gasto probable en las lumbreras y en el cuerpo del túnel, afectar el valor calculado de un factor de seguridad no menor de 1.3 y prever las instalaciones y equipo necesarios para su manejo.
- C.- Registrar los gastos reales obtenidos durante la ejecución de las excavaciones, calibrar con estas mediciones los parámetros usados en el cálculo teórico inicial y revisar los cálculos para los tramos faltantes, modificar como sea necesario el programa de instalaciones y equi-

pos necesarios. Repetir esta revisión en lapsos no mayores de 6 meses o al completarse etapas de 25% de las excavaciones.

AGRADECIMIENTO:

GEOSISTEMAS, S. A. agradece a TUNEL, S. A. DE C. V., su interés en que se llevaran a cabo los estudios que sirvieron de base al desarrollo teórico que se expone en este escrito y así también, la ayuda que le proporcionaron sus Ingenieros durante las mediciones directas de gastos efectuadas en varios frentes del túnel para el Emisor Central.

REFERENCIAS:

- 1.- POLUBARINOVA-KOCHINA, P. Ya., 1962, Theory of Ground-water Movement, Princeton Univ. Press., (Traducido por J. Roger De Wiest).
- 2.- MANSUR C. I. y KAUFMAN R. I., 1962, Dewatering, Capítulo 3 de "Foundation Engineering". Editado por G. Leonard, McGraw Hill-Kogakusha.
- 3.- GOODMAN R. E., MOYE D. G., VAN SCHALKWYK A., AND JAVANDEL I., 1964, "Ground Water inflows during tunnel driving". College of Engineering, University of California, Berkeley, Calif.
- 4.- WITTKI W., RIESSLER P., SEMPRICH S., Three Dimensional Laminar and Turbulent Flow through Fissured Rock According to Discontinuous and Continuous Models. Proceedings of the Symposium on Percolation through fissured rock. STUTTGART, 1962.
- 5.- SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS, 1961, Hidrogeología del Valle de Cuautitlán. Oficina de Estudios Especiales. Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México.

GASTOS Y APORTACIONES REGISTRADAS EN ALGUNOS TUNELES

TUNEL	MATERIALES EN LA EXCAVACION	LONGITUD KM.	GASTO BOMBEO	APORTACION MEDIA	APORTACION REGISTRADA EN EL TUNEL	APORTACION MEDIA REGISTRADA EN EL FRENTE
			1/s	1/s/k	1/s/k	1/s
Weissenstointunnel.		3.86	400	104		
Gotthardtunnel north.		14.80	51	3.45		
Gotthardtunnel south.		14.80	350	23.6		
Mont Genis Tunnel.		13.51	7	0.52		
Bevenstunnel.		2.90	71	24.5		
Albulatunnel-north.		5.80	247	42.6		
Albulatunnel-south.		5.80	77	13.3		
Simplon Tunnel.		19.60	1000	51.0		
Tavertunnel.		8.53	60	7.04		
San Jacinto Tunnel.	Zona de falla en roca granítica.	20.90	2530	121.0		471
Yurobe Tunnel.	Zona de falla en roca granítica.	4.50	665	148		384
Carmen Smith Tunnel			1512			
<u>Emisor Central</u>						
F 4-5 (570 a 870)	Andesita fracturada con rellenos arenosos.	0.30	818	2720	3000	113
F 5-4 y 6	Tobas andesíticas.	2.71	470	173	330	20
F 10-11 y 12	Riolita alterada a arena limosa.	2.63	624	237	530	200
F 11-10	Andesita fracturada y riolita alterada.	0.85	468		390	226
F 12-11 y 13	Tobas andesíticas fracturadas.	2.93	1697	579	800 a 1435	423
F 14-14.A	Conglomerados andesíticos y aluviones.	0.48	865	1800	4180	840
SUMAS:		9.90	4942			

Fuentes: 1.- "Tunnel Baugeologie", Josef Stini, 1950 (Goodman et al, Oct. 1964)
 2.- Mediciones en el Emisor Central realizadas para TUNEL, S. A. de C. V. por GEOSISTEMAS, S. A.

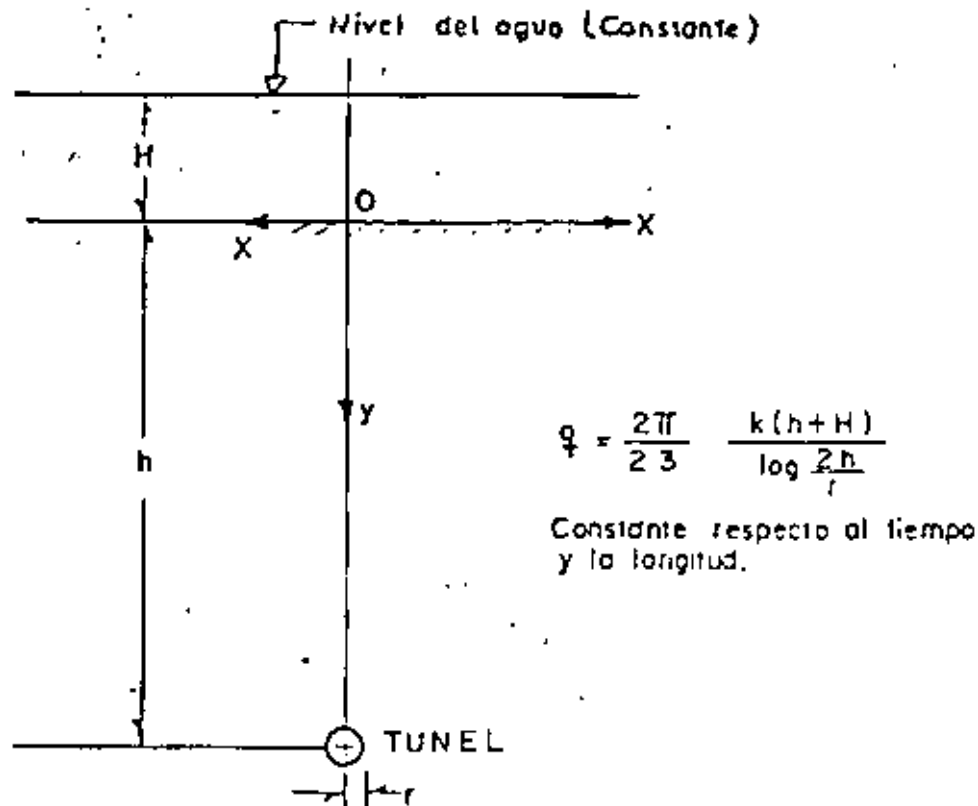
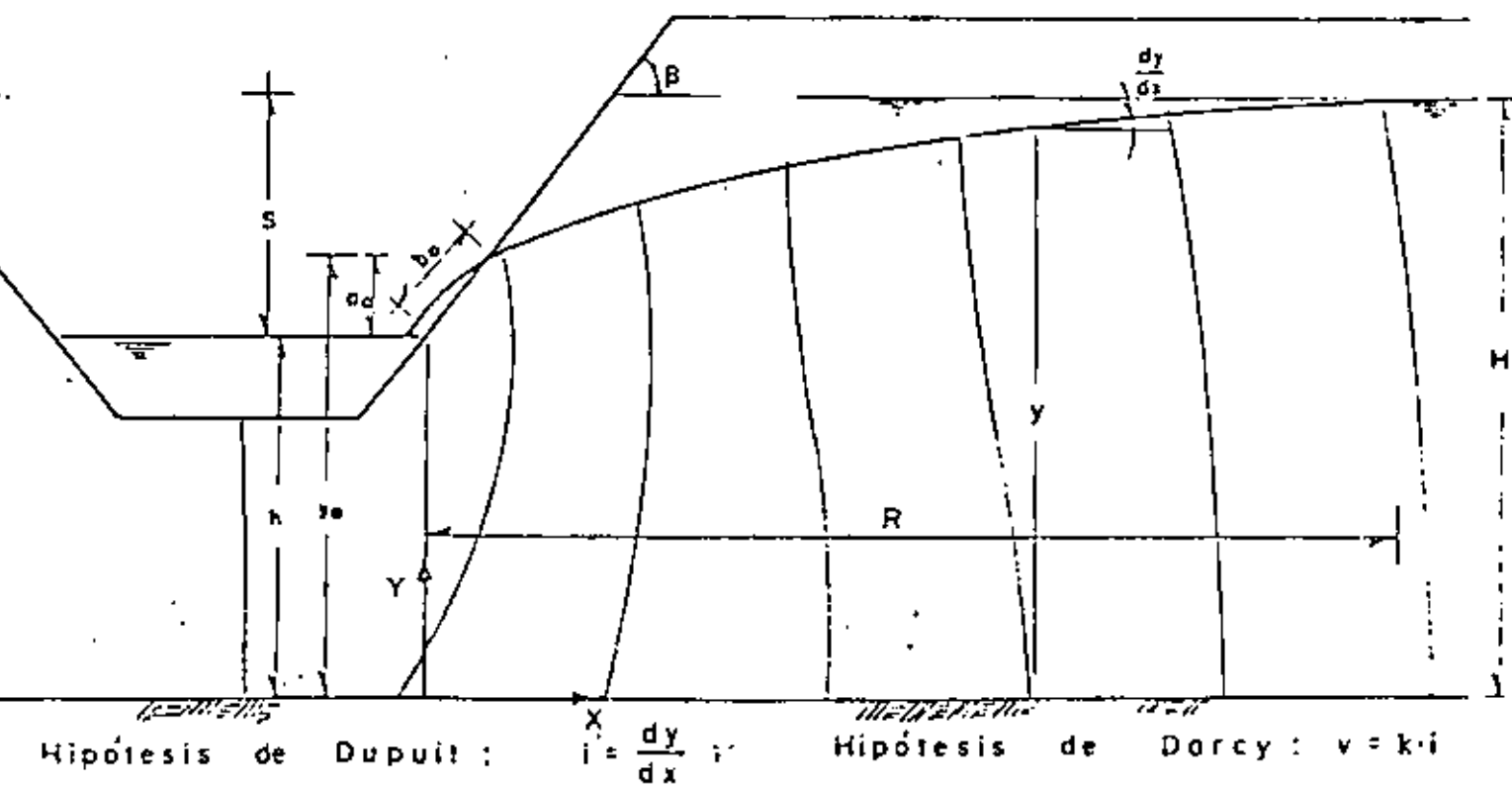


FIG. 2 - APORTACION CONSTANTE EN UN TUNEL BAJO UN NIVEL DE AGUA CONSTANTE (SOLUCION DE POLUBARINOVA-KOCHINA)



Hipótesis de Sichardt : $R = \lambda \cdot S \cdot \sqrt{k}$
 $q = k \left[h + R \operatorname{ctg} \frac{B}{2} \left(\sqrt{1 + \left(\frac{S}{R} \right)^2} - 1 \right) \right]$ (Estacionario)

FIG. 3 - HIPOTESIS USADAS EN LA VALUACION DEL GASTO EN ZANJAS Y DRENES

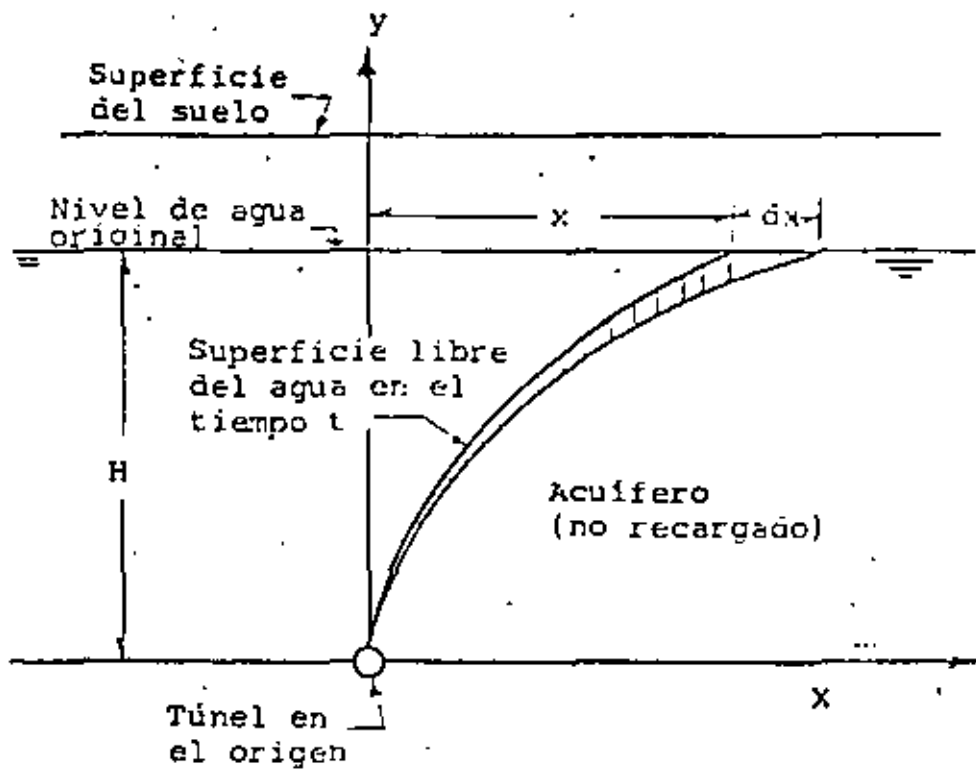


FIG. 4 .- CONDICIONES DE COMPORTAMIENTO SUPUESTAS. (GOODMAN, 1964)

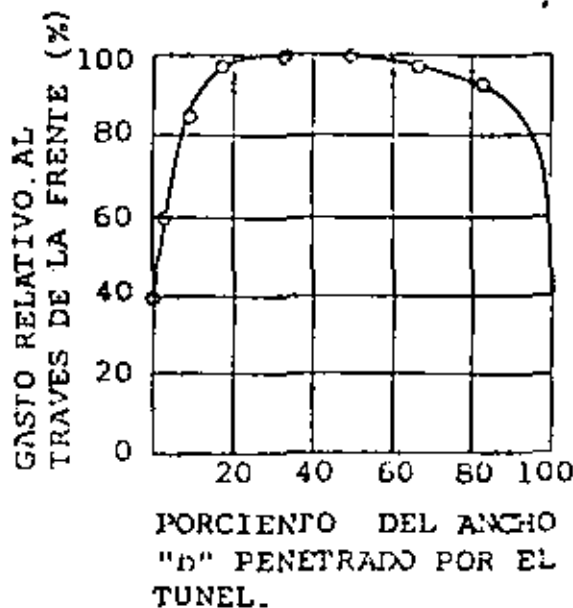
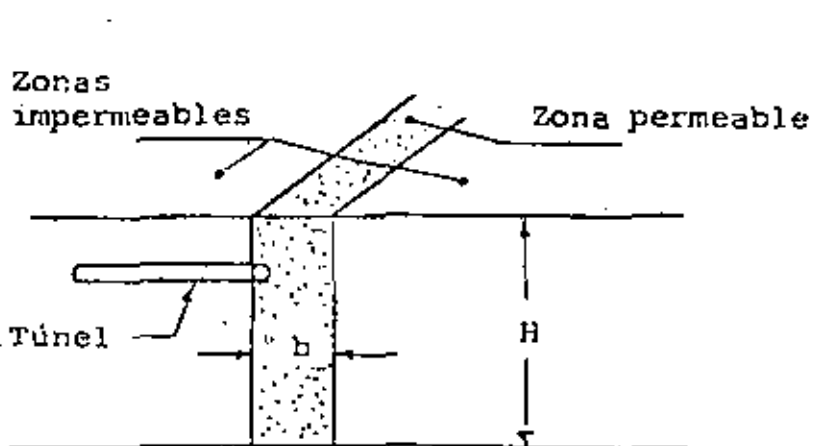


FIG. N° 5

COMPORTAMIENTO DEL GASTO EN ZONAS DE FALLAS O CONTACTOS PERMEABLES (GOODMAN ET AL, 1964).

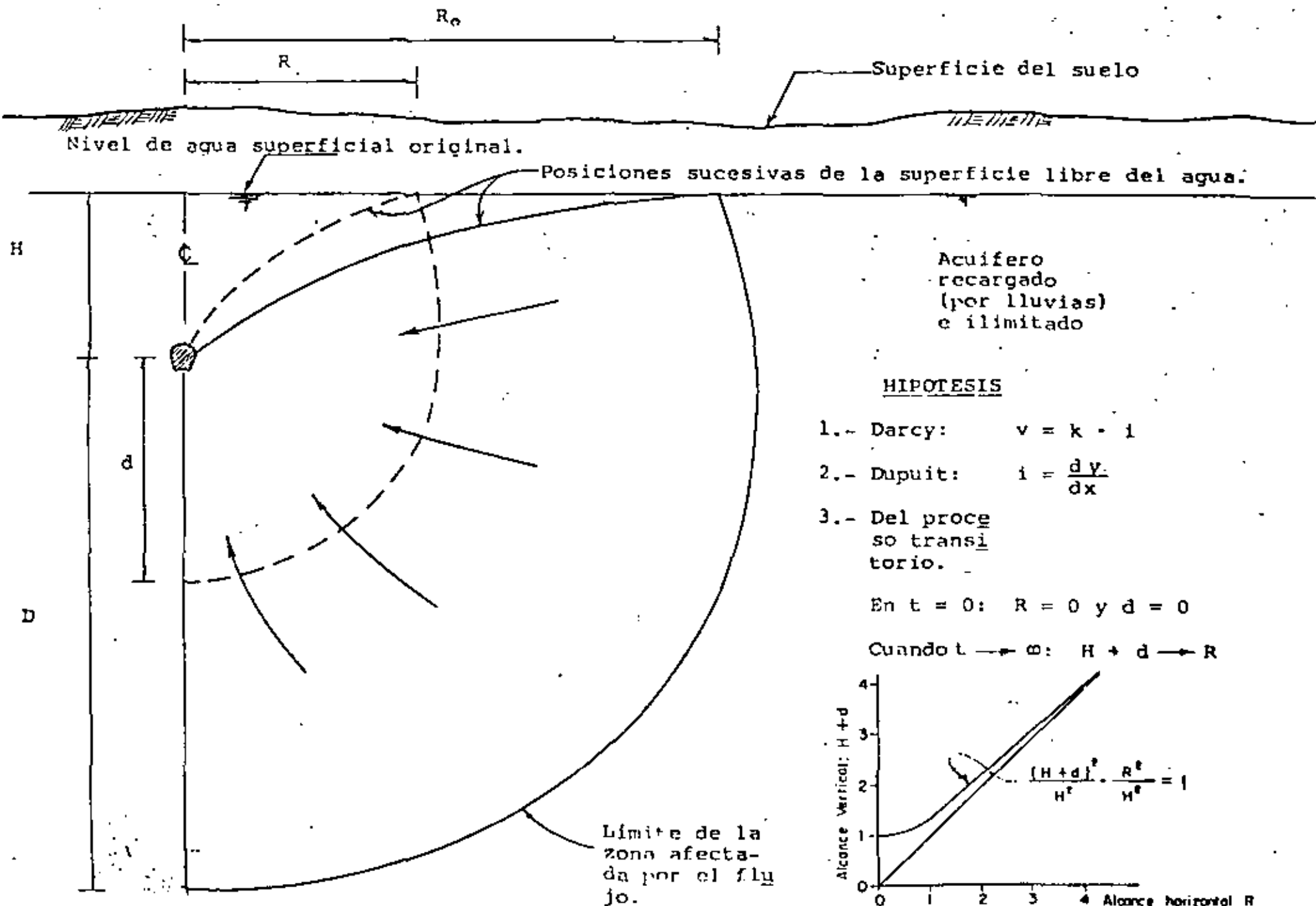


FIG. 61.—HIPOTESIS DE TRABAJO CONSIDERADAS EN EL TRATAMIENTO PROPUESTO DEL PROBLEMA

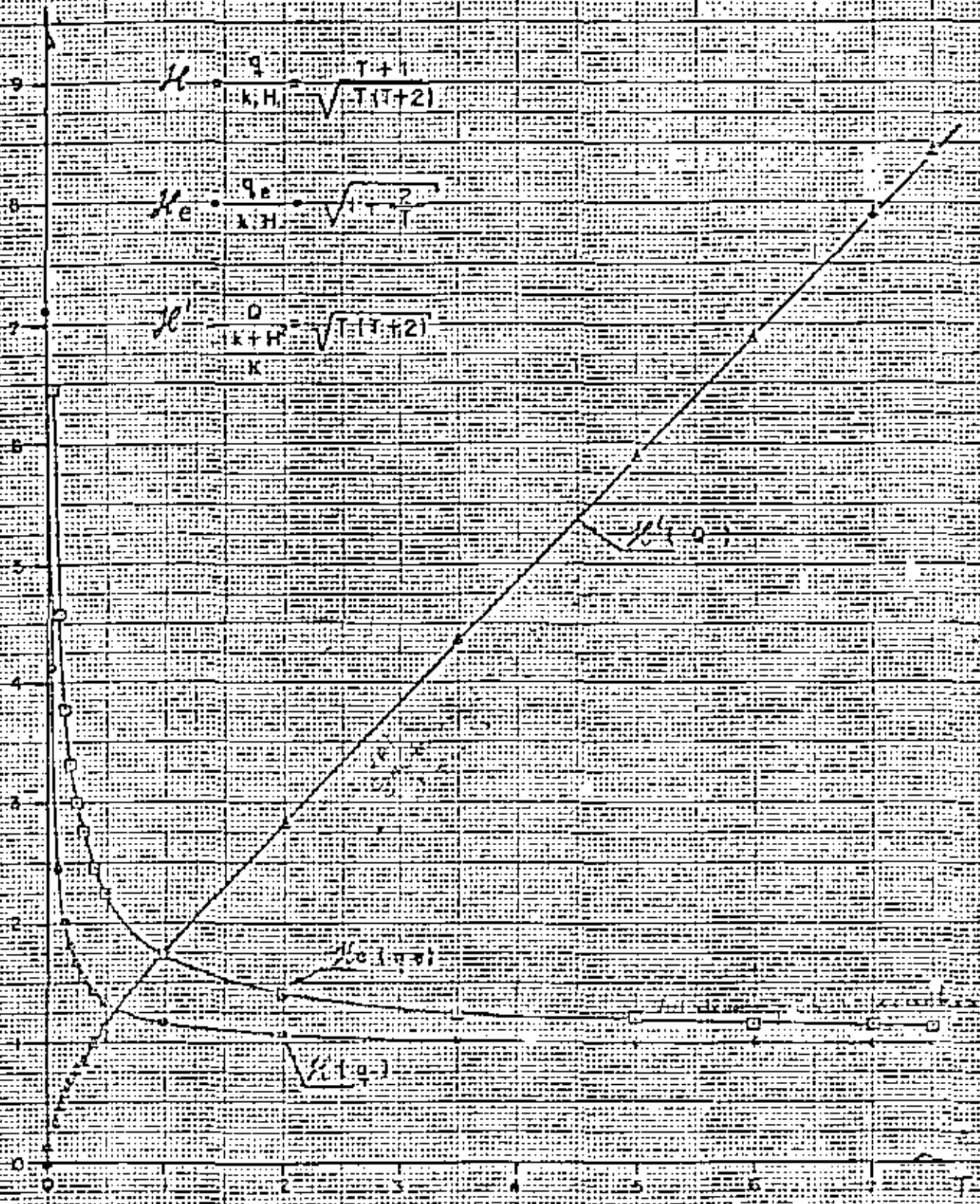


FIGURA N° 7.- VARIACION DE LAS APORTACIONES Y DE LOS NIVELOS CON LA LONGITUD DE TUNEL Y CON EL TIEMPO (CURVAS ADIMENSIONALES)

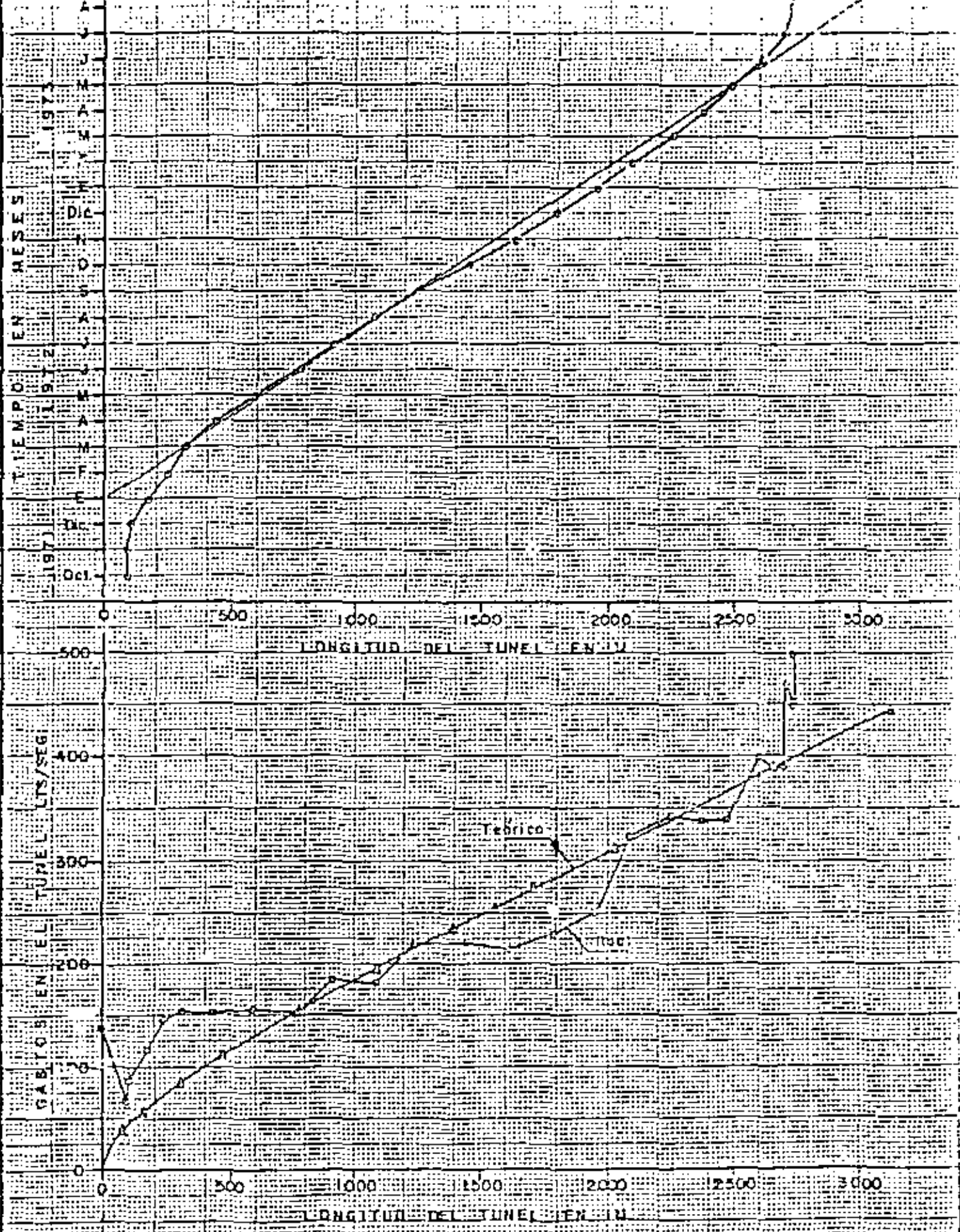
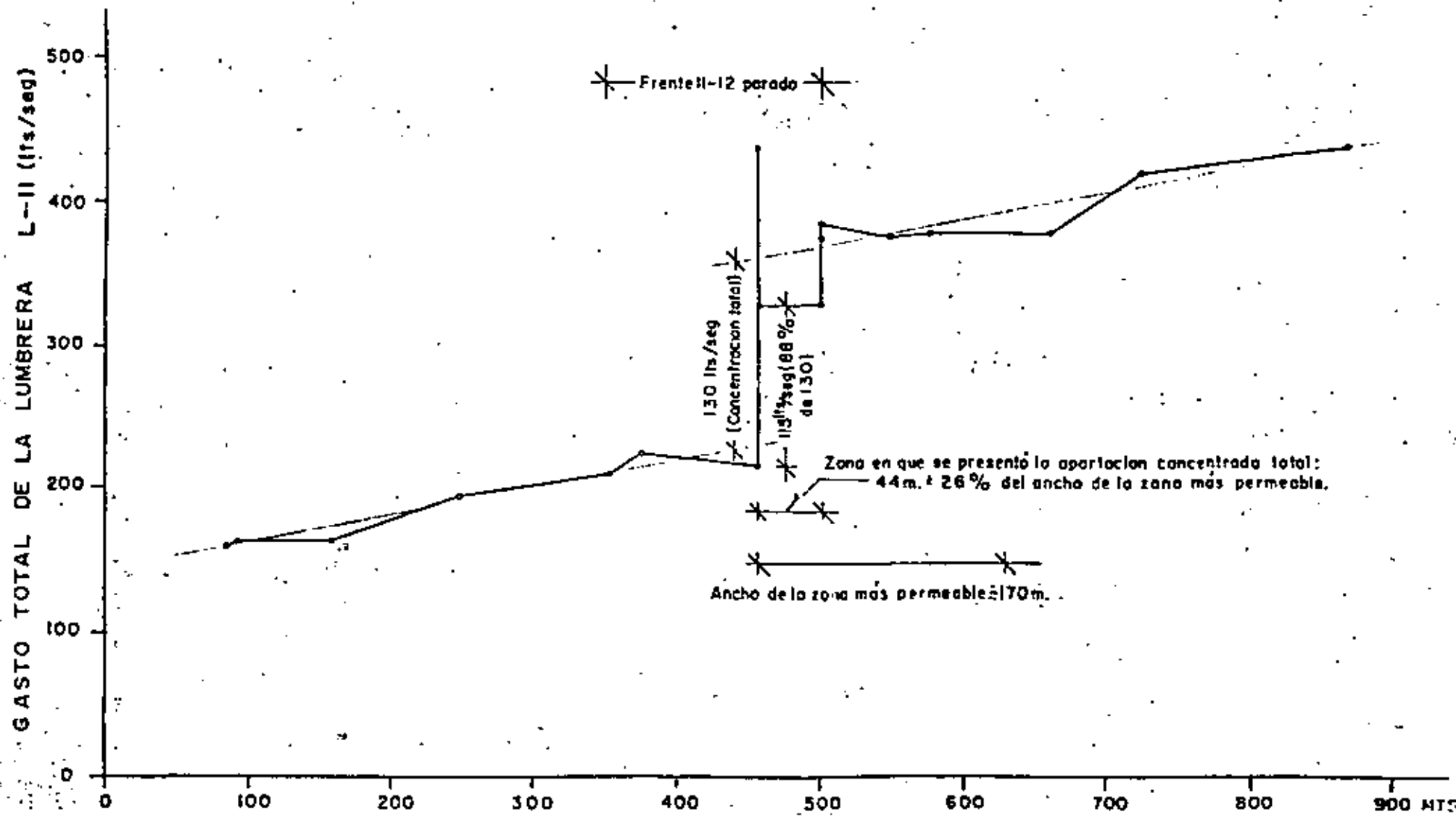


FIG 8 - APLICACION DE LAS FORMULAS TEORICAS OBTENIDAS A LOS FRENTES DE LA TUMBRERA L-5 DEL EMISOR CENTRAL



CADENAMIENTO DEL FRENTE II-10

FIG. 9. — COMPORTAMIENTO DEL GASTO MEDIDO EN UN TUNEL QUE PENETRO UNA ZONA DE MAYOR PERMEABILIDAD.

FECHA	HORARIO	TEMA	PROFESOR
Mayo 26 (Lunes)	9:00-9:15	Presentación del Curso	Armando Rabago
	9:15-10:00	RECONOCIMIENTO DE NAUTOS, SECCIONES Y EVALUACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS EN LABO- RATORIO Y CAMPO.	
	10:00-11:00	Episodios de Exploración del muestreo reciente.	Rolando de la Haza
	11:00-11:15	Datos geológicos de interés en la Mecánica de Rocas reciente.	Rolando de la Haza
	11:15-12:00	Datos geológicos de interés... (continúa)	
	12:00-13:30	Presentación de la información geológica	Rolando de la Haza y José Luis Rocas
	13:30-15:30	Comida	
	15:30-17:00	Ensayos de laboratorio y campo (18:15-19:15 Mayo 18)	Armando Rabago
	17:00-17:30	Clasificación Ingeniería de la roca intacta (16:00-18:00) (9:00-11:00 octubre)	José Luis Rocas
17:30-17:45	Receso		
17:45-19:00	Determinación de la dirección y magnitud de esfuerzos principales (No se dio este día) se pasa al día 31 en la mañana.	Armando Rabago	
Mayo 29 (Miércoles)	9:00-10:00	DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS	Raúl Cuellar
	10:00-11:00	Factores que afectan al comportamiento estructural de una excavación subterránea. (11-17 MS).	"
	11:00-11:15	Receso	"
	11:15-13:30	Integrandos que se presentan al construir un túnel.	"
	13:30-15:30	Comida	"
	15:30-17:30	Métodos de diseño de excavaciones subterráneas.	"
	17:30-19:00	Receso	"
Mayo 30 (Miércoles)	9:00-11:00	Métodos de construcción de excavaciones subterráneas. (9:00-14:30 y 16:00-18:00) - Volúmenes y construcción	Raúl Cuellar
	11:00-11:15	Receso	
	11:15-13:30	Sistemas de soporte en túneles (17-19)	Alberto Menache
	13:30-15:30	Comida	
	15:30-17:30	Métodos empíricos de diseño de excavaciones subterráneas. (se dio en el P.H. carnaval el sábado 2)	Enrique Herrera
	17:30-19:00	Receso	
Mayo 31 (Jueves)	9:00-11:00	Flujo de agua en túneles (9:00-11:00 Mayo 31)	Armando Rabago
	11:00-11:15	Receso	
	11:15-13:30	Instrumentación para excavaciones subterráneas (No se dio a parte se introdujo brevemente en el día 30)	José Luis Rocas no se dio ni en Cid Amaya. Armando Rabago
	13:30-15:30	Tratamiento de masas rocosas. Comidas	
	15:30-16:30	Comida	
	16:30-19:00	ESTABILIDAD DE TALUDES EN EXCAVACIONES SUPERFICIALES	Leopoldo Espinosa
Junio 1 (Viernes)	9:00-10:00	Factores que afectan la estabilidad de un talud	"
	10:00-11:30	Mecanismos de falla	"
	11:30-11:45	Receso	"
	11:45-13:30	Factor de seguridad - Fuerzas activas y pasivas y motoras.	"
	13:30-14:00	Comida	
	14:00-15:00	Tipos de falla.	Leopoldo Espinosa
	15:00-17:00	Métodos de análisis de estabilidad analíticos y gráficos.	"
	17:00-19:00	Acciones preventivas y correctivas para estabilizar taludes - Instrumentación. (Relato de una experiencia de estabilización de taludes en Tablachaca, Perú).	"
19:00-20:00	Comida		
20:00	salida al proyecto hidroeléctrico "Carlos Riquelme Ulloa" (C. Carnal) en el Edo. de Guerrero.		
		Llegada y alojamiento en el P.H. Carlos Riquelme Ulloa	visita a exc. subterránea

Junio 2 (Sábado)	8:00 - 9:00 9:00 - 10:00 10:00 - 11:00 11:00 - 12:00 12:00 - 13:00 13:00 - 14:00 14:00 - 15:00 15:00 - 16:00 16:00 - 17:00 17:00 - 18:00 18:00 - 19:00 19:00 - 20:00 20:00 - 21:00 21:00 - 22:00	Desayuno Introducción e información general del proyecto Visita a la obra. Conferencias y exposición de clarificación de la obra Visita a la obra Comida Cena y alojamiento Salida a la Cd de México Llegada a la Cd de México	Raúl Cuellar y Sergio Herrera "
Domingo. Junio 3	7:00 - 8:00 8:00 14:00	Desayuno Salida a la Cd de México Llegada a la Cd de México	Raúl Cuellar y Sergio Herrera

DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL CURSO "MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION" IMPARTIDO EN ESTA DIVISION DEL 28 DE MAYO AL 1o. DE JUNIO DE 1984.

- 1.- AGUILAR LOPEZ MARTIN
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
AUXILIAR SUPTTE. TECNICO
DOM. CONOCIDO
EL CARACOL GRO.
2-10-37
AMADO NERVO No. 14
URUAPAN, MICH.
3-04-93
- 2.- ANDALUZ DOMINGUEZ JORGE
JUNTA LOCAL DE CAMINOS
RESIDENTE DE LAB. J.L.C.
CONV. DE TEPOZTECO S/N
JARDINES DE STA. MONICA
TLALNEPANTLA, EDO. DE MEX.
398-38-43
FRESNO No. 39
COL. VALLE DE LOS PINOS
TLALNEPANTLA, EDO. DE MEXICO
397-97-80
- 3.- BELTRAN MAR GUSTAVO
S. A. R. H.
- 4.- BRAVO GARCIA GERARDO
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
GEOLOGIA DE APOYO
EL CARACOL, GRO.
2-05-51
CEDILLERA No. 43
COL. PROGRESISTA
DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA
789-89-74
- 5.- CABRERA BECK GERMAN
INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO
INVESTIGADOR
EJE CENTRAL LAZARO CARDENAS No. 152
567-66-00 y 567-97-00
SIERRA GORDA No. 6
COL. LOMAS BARRILACO
DELEGACION MIGUEL HIDALGO
520-73-98
- 6.- CARRILLO LIRA SALVADOR R.
S. A. R. H.
- 7.- CASTRO LEYVA MARIANO
S. A. R. H.
JEFE DE DEPTO.
25 PONIENTE No. 118
72000 MEXICO, D.F.
10-08-48
25 PONIENTE No. 118
72000 MEXICO, D.F.
40-08-48

- 8.- CASTILLO REYNOSA FCO. EMILIO
S. A. R. H.
JEFE DE OFNA. GEOTECNIA
NUEVO LEON No. 210-14o. PISO
COL. HIPODROMO CONDESA
LONA ROSA No. 11
COL. LOMA DE CRISTY
53000 NAUCALPAN DE JUAREZ
EDO. DE MEXICO .
393-65-59
- 9.- GENICEROS MARIN CESAR LUIS
CIA. MINERA AUTLAN
ASISTENTE SUPERINTENDENTE
DOM. CONOCIDO
ATENGO , HGO.
3-12-66
FLUORITA No. 38
OTENGO, HGO.
312-66
- 10.- COLIN TREJO OTHON
CONSORCIO MINERO BENITO JUAREZ
PEÑA COLORADA
JEFATURA DE GEOLOGIA DE MINAS
APARTADO POSTAL No. 69
MANZANILLO, COLIMA
2-08-20
APARTADO POSTAL No. 69
MANZANILLO, COL.
2-08-20
- 11.- DAMM MENDOZA KLAUS
C. F. E.
AUXILIAR DEL RESIDENTE DEL
VERTEDOR
EL CARACOL, GRO.
COPILCO No. 76 EDIF. B 2/303
COL. COYOACAN
COPILCO
04340 MEXICO, D.F.
548-51-62
- 12.- DIAZ CASTILLAS LUIS ANTONIO
S. A. R. H.
JEFE DE OFICINA
CONSTITUYENTES No. 35-2o. PISO
QUERETARO, QRO.
2-55-28
SIGUENZA Y GONGORA No. 9
COL. LOS MOLINOS
QUERETARO, QRO.
2-55-28
- 13.- ESTRADA OLIVERO JESUS ARTURO
S. A. R. H.
RESIDENTE GRAL. DE CONSTRUCCION
CLAVIJERO No. 19-3er. PISO
JALAPA, VER.
CALLE ONIX No. 8
- 14.- ESPINOZA ROCHA ARMANDO
S. A. R. H.
JEFE OFNA.
AV. JUAREZ No. 2352 OTE.
TORREON, COAH.
7-75-13
CALLE ESCOCIA No. 421 PTE
COL. LOS ALAMOS
35000 TORREON, COAH.

- 15.- GARCIA ARAUJO ANOTL
 CONSORCIO PERA COLORADA
 SUBGERENTE DE PLANEACION
 MANZANILLO, COL.
- 16.- GALLEGOS GARCIA FRANCISCO
 S. C. T.
 JE E DE PROYECTISTA
 XOLA Y AV. UNIVERSIDAD
 COL. MARVARTE
 DELEGACION CUAUHTEMOC
 519-65-98
- 17.- GARCIA GOMEZ JAIME ALBERTO
 S. A. R. H.
 JEFE OFNA. CIMENTACIONES
 MARIANO OTERO No. 600-A
 COL. TEQUIS
 SAN LUIS POTOSI, S.L.P.
 78230
- 18.- GARRIDO URIBE JOSE LUIS
 C. F. E.
 GEOLOGO AUXILIAR
 RUIZ CORTINEZ No. 29
 IGUALA, GRO.
 217- 24
- 19.- GUARDIOLA GAMEZ FERNANDO
 S. A. R.H.
- 20.- HERNANDEZ SAMAYOA JORGE
 ROFOMEX
 SUBGERENTE DE PLANEACION
 AV. DEL DESIERTO S/N
 PUESTA DEL SOL
 LA PAZ, B. C. S.
 2-54-44
- 21.- HUERTA ROMERO J. CRUZ
 CIA. MINERA REAL DE ANGELES
 ING. DE PLANEACION
 NORIA DE ANGELES, ZAC.
 201-12
- 22.- IBARRA MAICOTTE JORGE
 C. F. E.
 SUPERVISION
 OKLAHOMA No. 83
 COL. NAPOLES
 DELEGACION ALVARO OBREGON
 03810 MEXICO, D.F.
 687-86-99
- JESUS DEL MONTE No. 78
 COL. JESUS DEL MONTE
 DELEGACION CUAJIMALPA
 05000 MEXICO, D.F.
- JULIO BETANCOURT No. 3135
 COL. 2a. SECCION FRAC. DEL REAL
 546-04
- CALLE GUANAJUATO No. 161
 COL. ROMA
 DELEGACION CUAUHTEMOC
 06700 MEXICO, D.F.
 564-40-50
- AV. DEL DESIERTO S/N
 PUESTA DEL SOL
 LA PAZ BAJA CALIFORNIA SUR
- FRAC. REAL DE ANGELES
 LORETO, ZAC.
- OKLAHOMA No. 85
 COL. NAPOLES

23.- LOPEZ GONZALEZ RICARDO G.
S. C. T.

24.- LOPEZ HERRERA ALFONSO
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
RESIDENTE
DOM. CONOCIDO
CARACOL, GRO.

PETEN No. 114-104
COL. NARVARTE

25.- LUGO IBARRA TOMAS
C. F. E.
SUPERVISOR
OKLAHOMA No. 85-80. PISO
COL. NAPOLES
03810 MEXICO, D.F.
543-54-61

PATRIOTISMO No. 8-6
COL. CONDESA
DELEGACION MIGUEL HIDALGO
06170 MEXICO, D.F.
516-51-18

26.- MACIAS DE LA TORRE ENRIQUE
S. A. R. H.

27.- MARURI ZAMORA JORGE
S. C. T.
INGENIERO ESPECIALISTA
SCOP XOLA Y EJE CENTRAL
COL. NARVARTE
530-30-00 ext. 374

NICOLAS BRAVO No. 5
COL. MARTIN CARRERA
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO
07070 MEXICO, D.F.
577-46-55

MAZON RUIZ ALEJANDRO ELADIO
MINERA REAL DE ANGELES
ASISTENTE DE GEOLOGIA
NORIA DE ANGELES
DOMICILIO CONOCIDO
2-01-12

FRAC. REAL DE ANGELES
CASA No. 19
LORETO, ZAC.
2-01-12

MEJIA ZERMERO ROBERTO
C. F. E.
ING. PROYECTISTA
MISSISSIPPI No. 71-12
DELEGACION CUAUHTEMOC
500 MEXICO, D.F.
25-52-42

C. MENDEZ No. 90-5
COL. NARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ
03010 MEXICO, D.F.

HOA MARTINEZ ENRIQUE
F. E.
XILIAR TEC. DE LA COORDINADORA
H. CARLOS RAMIRES ULLOA
CARACOL, GRO.
33-205-51

AV. RECOLUCION No. 1242
COL. GPE. INN
DELEGACION ALVARO OBREGON
01020 MEXICO, D.F.
593-62-15

- 31.- OROZCO FARARON(GUILLERMO ONTARIO
EXPLORACIONES Y COORDINADOS
GERENTE TECNICO
RANCHO GRANDE No. 116
COL. STA. CECILIA
DELEGACION COYOACAN
04930 MEXICO, D.F.
594-95-43
SUFRAGIO EFECTIVO No. 58
COL. ZAPATA
CUAUTLA, MOR.
- 32.- OROZCO RODRIGUEZ TIBURCIO
S. A. R. H.
- 33.- ANGEL EZQUERRA VICENTE
S. A. R. H.
JEFE DE SECCION
25 PTE No. 118
90-10-80
- 34.- RODRIGUEZ CAMPOS BERNARDO
S. A. R. H.
- 35.- RUIZ GONZALEZ MARCO ANTONIO
S. A. R. H.
JEFE DE SUPERVISORES
AV. NUEVO LEON No. 210-140. PISO
COL. HIPODROMO CONDESA
584-71-06
CERRADA DEL AGUILA No. 24
COL. STA. CRUZ ACAYUCAN
DELEGACION AZCAPOTZALCO
02770 MEXICO, D.F.
561-62-98
- 36.- SANCHEZ PEREZ EDIDIO
JUNTA LOCAL DE EAMINOS
AUXILIAR JEFE OFNA. LAB.
AV. INDEPENDENCIA No. 1329
TOLUCA, EDO. DE MEXICO
4-03-99
ELIGIO MUÑOZ EDIFICIO No. 15
DEPTO. 8
MORELIA, MICH.
3-11-44
- 37.- SIFUENTES MARTINEZ SILVIA
C. F. E.
AUXILIAR DE RESIDENTE
EL CARACOL GRO.
EDIFICIO 9 ENTRADA "A" DEPTO. 104
COL. IRRIGACION
557-43-71
- 38.- ZAMBRANO ROMERO GUILLERMO
I. C. A. CONSTRUCCION URBANA
- 39.- ZUÑIGA SANCHEZ FRANCISCO JAVIER
S. A. R. H.
JEFE OFINA.
MARIANO OTERO No. 600-A
COL. TEQUIS
SAN LUIS POTOSI, S.L.P.
MASCORRO No. 230-6
FRAC. DE LA ROSA
SAN LUIS POTOSI, S.L.P.

1. ✓ ING. JORGE ARMANDO RABAGO MARTIN
Jefe del Laboratorio de Mecánica de Rocas
C. F. E.
Depto. de Estudios Experimentales
Augusto Rodin No. 265
Col. Nochebuena
México, D.F.
63 37 81 Ext.234

2. ING. ALBERTO SAMUEL MENACHE VARELA
Director General
Grupo Consultor y Constructor del Norte
Pensylvania No. 151-A 2° Piso
México, D.F.
544 35 87 y 544 34 23

3. ING. JOSE LUIS ROSAS LOPEZ
Gerente General
EXYCO, S.A.
Magdalena No. 37-101
Col. del Valle
C.P. 03100 México, D.F.
523 63 82

4. ING. ALBERTO SAMUEL MENACHE VARELA
Director General
Grupo Consultor y Constructor del Norte
Pensylvania No. 151-A 2° Piso
México, D.F.
544 35 87 y 544 34 23

5. ING. ROLANDO DE LA LLATA ROMERO
Secretario de la División de Ingeniería
en Ciencias de la Tierra
Facultad de Ingeniería
UNAM
550 00 40

6. ING. EDUARDO ANAYA MORA
Jefe de Proyecto
Geosistemas, S.A.
Aniceto Ortega No. 1306
Col. del Valle
México, D.F.
534 37 20

7. ING. LEOPOLDO ESPINOSA GRAJAM
Investigador
Sección de Mecánica de Suelos
Instituto de Ingeniería
UNAM
548 65 50 Ext. 448

8. ING. RAUL CUELLAR BORJA
C. F. E.
Proyecto Hidroeléctrico
El Caracol
Teloloatan, Gro.
91736 60443 y 60444

9. ING. SERGIO HERRERA CASTAÑEDA
Encargado de la Ofi. de Méc. de Rocas
en el Proyecto Hidroeléctrico
el Caracol
Teloloatan, Gro.
91736 60443 y 60444

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION Mayo - Junio 1984.

Fecha	Tema	Horario	Profesor
Mayo 28	PRESENTACION DEL CURSO	9 a 9:15 a.m.	Ing.Armando Rábago Martín
	Reconocimiento de macizos rocosos y evaluación de las propiedades mecánicas de las rocas en laboratorio y campo.	9:15 a 10 a.m.	M. en C. Rolando de la Lleta Romero
	Etapas de exploración del macizo rocoso	10 a 11 h a.m.	
	Datos geológicos de interés en la mecánica de rocas	11 a 11:15 a.m.	
	Receso		
	Datos geológicos de interés... (continua)		
	Presentación de la información geológica	12 a 13:30 h	Rolando de la Lleta e Ing. José Luis Rosas L.
	Comida		
	Ensayos de laboratorio y campo	13:30 a 15:30 h	Armando Rábago Martín José Luis Rosas López
	Clasificación Ingenieril de la roca intacta	15:30 a 17 h	
Receso	17 a 17:30 h		
Determinación de la dirección y magnitud de esfuerzos tectónicos.	17:30 a 17:45 h 17:45 a 19 h.	Armando Rábago Martín	
Mayo 29	DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS		
	Factores que afectan al comportamiento estructural de una excavación subterránea	9 a 10 a.m.	Ing. Raúl Cuéllar Borja
	Interrogantes que se presentan al construir un túnel	10 a 11 a.m.	
	Receso	11 a 11:15 a.m.	
	Estado de esfuerzos alrededor de cavidades	11:15 a 13:30 h	
	Comida	13:30 a 15:30 h	
	Métodos de diseño de excavaciones subterráneas	15:30 a 17:30 h	
	Receso	17:30 a 17:45 h	
	Métodos de diseño de .. (continua)	17:45 a 19 h	
	Mayo 30	Métodos de construcción de excavaciones subterráneas	9 a 11 a.m.
Receso		11 a 11:15 a.m.	
Sistemas de soporte en túneles		11:15 a 13:30 h	Ing. Alberto S. Manacha Varela
Comida		13:30 a 15:30 h	
Métodos empíricos de diseño de excavaciones subterráneas		15:30 a 17:30 h	
Receso		17:30 a 17:45 h	Ing. Sergio Herrera
Flujo de agua hacia túneles		17:45 a 19 h	
			Armando Rábago Martín

LA MECÁNICA DE ROCAS Y SU CAMPO DE APLICACION

La Geología, Mecánica de Rocas y Mecánica de Suelos, se agrupan en una disciplina tecno-científica denominada GEOTECNIA. Cada una de estas ramas científicas se relacionan entre sí. La Geología debe proporcionar al ingeniero toda la información necesaria para comprender el futuro comportamiento mecánico de un macizo rocoso ó de un suelo. Debido a las cambiantes condiciones estructurales de la corteza terrestre, las fronteras entre suelos y rocas son algunas veces difíciles de precisar. Podemos encontrar grandes extensiones de masas rocosas, también grandes extensiones de suelos o bien estructuras geológicas donde se combinan suelos y rocas. Las discontinuidades contenidas en las masas rocosas frecuentemente están rellenas de materiales arcillosos o granulares o combinaciones de ambos; el comportamiento de estos materiales de relleno es, separadamente, muy diferente al de la masa rocosa; sin embargo, es el comportamiento del conjunto el que debe considerarse y para ello es necesario comprender y conocer el comportamiento mecánico de ambos materiales, suelos y rocas.

La Mecánica de Rocas estudia la reacción de las rocas a los campos de fuerza de su entorno físico y se define como: la ciencia que estudia el comportamiento mecánico de las masas rocosas que se encuentran bajo la acción de fuerzas producidas por fenómenos naturales (vulcanismo, deriva de placas continentales, flujo o presencia de agua, etc), o impuestas por el hombre (cimentaciones, excavaciones, voladuras, etc).

La solución de problemas en este campo, así como sucede con el estudio del comportamiento estructural de diversos tipos de materiales

(entre ellos los suelos), implica el conocimiento de:

- a) La deformabilidad de los macizos rocosos, así como la relación entre fuerzas y deformación.
- b) La resistencia de los macizos, así como las condiciones que determinan su rotura.
- c) El estado de esfuerzos inicial o residual al que se encuentra sometido el macizo y, finalmente:
- d) Los estados de esfuerzo que se desarrollan en el macizo, en virtud de las sollicitaciones (estáticas y/o dinámicas) aplicadas, incluidas las debidas a flujo de agua.

El desarrollo de esta nueva rama de la mecánica es muy reciente y data del año 1951 en que se realiza el primer Coloquio de Mecánica de Rocas en Austria. Las primeras obras que tratan de agrupar los conocimientos existentes hasta el momento son las de Talobré "Mecánica de Rocas Aplicada a los Trabajos Públicos" editada en 1957, y la del profesor Leopold Muller, editada en 1963 bajo el título de "Construcción en Roca".

A partir de 1924 se presentan los primeros trabajos o experiencias de Mecánica de Rocas en el "First Empire Mining and Metallurgical Congress", realizado en Inglaterra. En estas fechas (1925) se publica el libro "Erdbau Mechanick" (Mecánica de Suelos) de Karl Terzaghi que impulsa el desarrollo científico y técnico de la Mecánica de Suelos. En 1933 se realiza el Primer Congreso Internacional de Grandes Presas.

A principios de los años 60 se crea la Sociedad Internacional de Me

cánica de Rocas (ISRM) que impulsa vigorosamente la investigación en esta disciplina y se encauza a resolver los problemas más urgentes. En 1966 se realiza el Primer Congreso Internacional de Mecánica de Rocas en Lisboa. Hasta el momento se han realizado cinco Congresos Internacionales (1966, Lisboa; 1970, Belgrado; 1974, Denver; 1979, Montreux; 1983 Melbourne) todos auspiciados por la ISRM.

En México el desarrollo de la Mecánica de Rocas ha estado asociado fundamentalmente a la construcción de presas para generación de energía eléctrica participando interdisciplinariamente con la geología aplicada; ha sido escasa su intervención en otros proyectos civiles, mineros, petroleros o geofísicos. Los primeros trabajos de Mecánica de Rocas los realiza la Comisión Federal de Electricidad (CFE) en 1958, durante la construcción de la presa La Soledad en el Río Apulco, Estado de Puebla.

En 1964 se crea el Laboratorio de Obras Civiles de CFE la sección de Mecánica de Rocas. Actualmente este laboratorio recibe el nombre de Subgerencia de Ingeniería Experimental y la Sección de Mecánica de Rocas se inserta como oficina del Departamento de Geotécnia. Hasta ahora, es la dependencia con mas recursos técnicos y humanos para resolver problemas de Mecánica de Rocas en el País.

En 1972 se funda la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas que agrupa a los profesionistas especializados e interesados en esta rama científica.

Actualmente la Mecánica de Rocas tiene múltiples aplicaciones en el campo de la ingeniería, citaré solo algunas de ellas: excavaciones

subterráneas para diversos propósitos tales como: explotación de minerales, túneles para defensa, túneles para almacenamiento de petróleo, gas, armamento, desperdicios atómicos. Túneles para transporte de materiales diversos, túneles para conducción de agua (agua potable, aguas negras, residuos industriales, desvicio, vertederos, para alojar tuberías de presión, etc.), túneles para fines de transporte (trenes, tranvías, automóviles, peatones, barcos, etc), cavidades en zonas urbanas (estacionamientos, centros comerciales, etc.).

Excavaciones a Cielo Abierto, para explotación de bancos de roca cuyo producto servirá para diversos fines tales como: escolleras, rellenos para soporte de estructuras, pedraplenes, balastro, agregados para concreto, enrocamientos, fachadas de casas e interiores, etc. Excavaciones para extracción de minerales, cortes para caminos, canales para conducción de agua y otros materiales, etc.

Cimentaciones de presas, torres de transmisión, edificios y casas, otras estructuras urbanas, reactores, radares, puentes, etc.

Otras aplicaciones: Uso de fracturamiento hidráulico para extracción de petróleo, fracturamiento hidráulico para activación de pozos geotérmicos, tratamiento de masas rocosas mediante inyecciones, etc.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

LA MECANICA DE ROCAS APLICADAS A LA MINERIA
Y A LA CONSTRUCCION

ETAPAS DE INVESTIGACION DEL SITIO

ING. JOSE LUIS ROSAS LOPEZ

MAYO. 1984

1

1. ETAPAS DE INVESTIGACION DEL SITIO.

1.1. INTRODUCCION.

En este capítulo se pretende establecer una secuencia ordenada y bien planeada de actividades para realizar un estudio geológico ingenieril, básico para prever o resolver cualquier problema de Mecánica de Rocas.

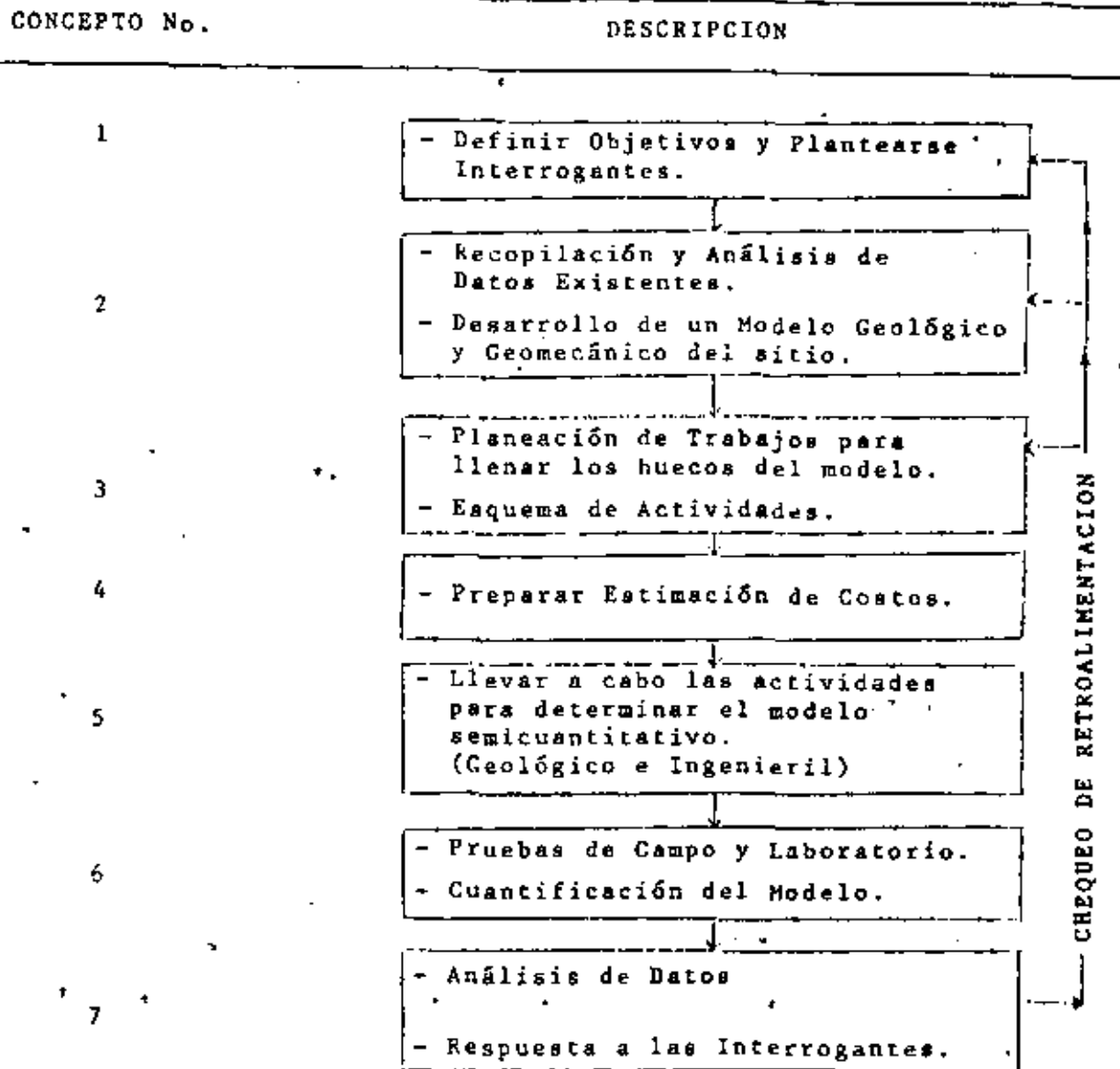
En primer lugar, se presentará un diagrama general, con las secuencias de distintas actividades para planear la investigación de un sitio; posteriormente, se establecerán las etapas que deben llevarse a cabo en un estudio geológico-ingenieril, mencionando brevemente sus objetivos, las actividades que se realizan en cada una de ellas y las herramientas o técnicas auxiliares para el desarrollo de estas actividades.

1.2. DIAGRAMA GENERAL DE ACTIVIDADES.

La figura 1 ilustra de una manera general el tipo de actividades que deben realizarse para planear una investigación de un sitio. El diagrama es idealizado y no representa una secuencia de actividades en orden rígido. El número y orden de conceptos varía de trabajo a trabajo.

A continuación se desarrolla con mayor detalle los alcances de los diversos conceptos de la figura 1.

FIGURA 1



DESCRIPCION DE CONCEPTOS DE LA FIGURA 1

CONCEPTO NO.	DESCRIPCION
1	Definir los objetivos ingenieriles de la investigación, lo cual es, las interrogantes que se necesitan contestarse.
2	Recopilar y analizar los datos existentes en el sitio y de estos, desarrollar un "modelo geológico y geomecánico" tentativo del sitio.
3	Planear los trabajos de investigación requeridos para llenar los "huecos" en los modelos tentativos, esto es, definir objetivos (tanto de naturaleza geológica como ingenieril) y preparar un esquema de actividades para alcanzar esos objetivos.
4	Preparar una estimación de costos teniendo en mente la importancia y los costos totales del proyecto, y también que los costos actuales de la investigación del sitio dependeran en gran medida de las condiciones subterráneas encontradas.
5	Llevar a cabo las investigaciones para completar el modelo con datos semicuantitativos (geológicos e ingenieriles).
6	Realizar las pruebas de campo y/o laboratorio para cuantificar los parámetros críticos en el modelo geológico y geomecánico.
7	Análisis de todos los datos tomando en cuenta los efectos de interacción entre la estructura ingenieril y los materiales del sitio. De este análisis, se deben responder las interrogantes mencionadas en 1.

Si, al final del concepto 7, todas las preguntas estan contestadas con suficiente grado de confiabilidad, la investigación está completa. Si, no obstante, algunas interrogantes no están contestadas satisfactoriamente, los conceptos 3 a 7 deberán ser repetidos hasta obtener una respuesta satisfactoria.

1.3. ETAPAS DE INVESTIGACION.

Una vez mencionada la secuencia general de actividades para una investigación del sitio, se procederá a analizar las etapas particulares para desarrollar un estudio geológico con fines de Mecánica de Rocas.

De una manera general, las investigaciones de campo pueden dividirse en dos grandes grupos: exploración superficial y exploración subterránea, mostradas en el diagrama de organización de la figura 2. Estas exploraciones varían en su objetivo, número, espaciamiento, profundidad, etc., de acuerdo con la etapa de investigación, así como por el tipo de obra, localización y acceso al sitio, condiciones geológicas y topográficas, equipo disponible y otros factores.

Las tres principales etapas de investigación geológica para fines de Mecánica de Rocas son:

FIGURA 2

DIAGRAMA DE INVESTIGACIONES DE CAMPO

EXPLORACION DE UN SITIO

SUPERFICIAL

SUBSUELO

METODOS DIRECTOS

METODOS INDIRECTOS

METODOS DIRECTOS

METODOS INDIRECTOS

Levantamiento
Geológico de
Campo.

Fotointerpretación
Geológica.

Excavaciones.

Perforaciones.

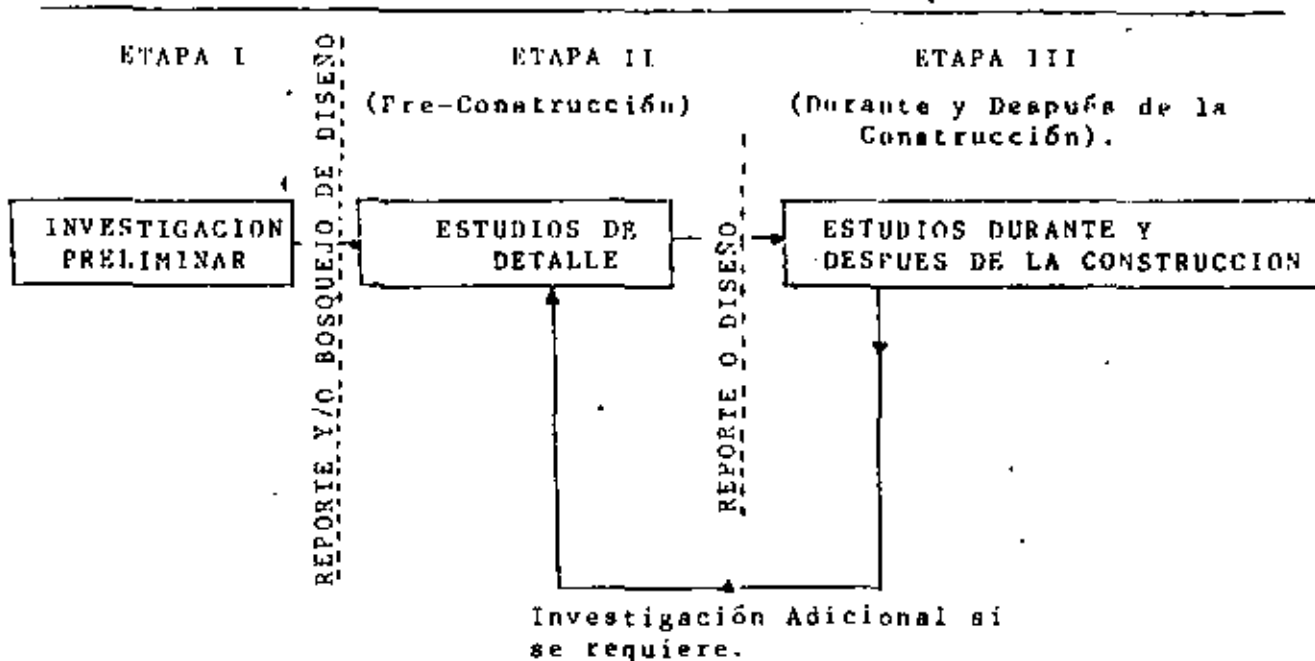
Geofísica.

57

1. Investigación preliminar.
2. Estudios de detalle.
3. Estudios durante y después de la construcción.

La figura 2 muestra esquemáticamente las etapas básicas de investigación.

FIGURA 2
FASES DE INVESTIGACION



En la práctica las etapas se fusionan cada una, pero deben ser mostradas independientemente para auxiliar a la siguiente presentación, y en la planeación y ejecución de trabajos.

Lo más conveniente es llevar a cabo las tres etapas en el orden mostrado; sin embargo, aquí influyen diversos aspectos, como el tipo de obra, su importancia, aspectos financieros o las condiciones geológicas, entre otros. Por ejemplo si el sitio es muy pequeño, poco importante, o con la geología sencilla, para justificar los estudios detallados

(etapa II), ocasionará que después de la etapa I se pasará a los estudios durante la construcción. Por lo tanto, cada obra requiere la planeación particular de sus etapas, con sus objetivos y actividades a realizar.

I. INVESTIGACION PRELIMINAR.

Los objetivos de la investigación geológica preliminar son reunir la mayor cantidad de información de una manera amplia, rápida y económica que permitan conocer las características generales del área de estudio, y así poder planear cuales son los datos adicionales que se requiere conocer, ampliar o detallar, y las técnicas más apropiadas para obtenerlos.

Es importante que en esta etapa colabore un geólogo con experiencia en geotécnica, ya que de estos trabajos serán la pauta para la planeación de estudios posteriores.

Las actividades que comunmente se realizan en esta etapa son las siguientes:

- Recopilación, procesamiento y análisis de la información existente; en donde se incluye estudios e informes geológicos del área de interés y sus alrededores; así como cartas topográficas, hidrológicas y geológicas de la región.
- Si es posible, se efectuaran vuelos de reconocimiento aéreo, con avioneta o helicóptero.

- Reconocimientos por caminamientos, de preferencia realizado por un cuerpo de ingenieros con experiencia, en donde debe llevarse a cabo una toma de muestras de roca y observaciones del marco geológico general.
- Cróquis geológico con brújula y cinta.
- Trabajos del subsuelo, como perforaciones, geofísica, etc, que se realizan si hay la necesidad de confirmar la información subterránea para el diseño, cuando no habrá etapa II, o para auxiliar a la planeación de un programa de estudios del subsuelo completo en la etapa II.
- Instrumentación preliminar de un sitio; por ejemplo, puede realizarse la instalación de simples piezómetros.

De los estudios preliminares debe resultar un informe en el que se indique la planeación de los estudios de detalle de la etapa siguiente.

II. ESTUDIOS DETALLADOS.

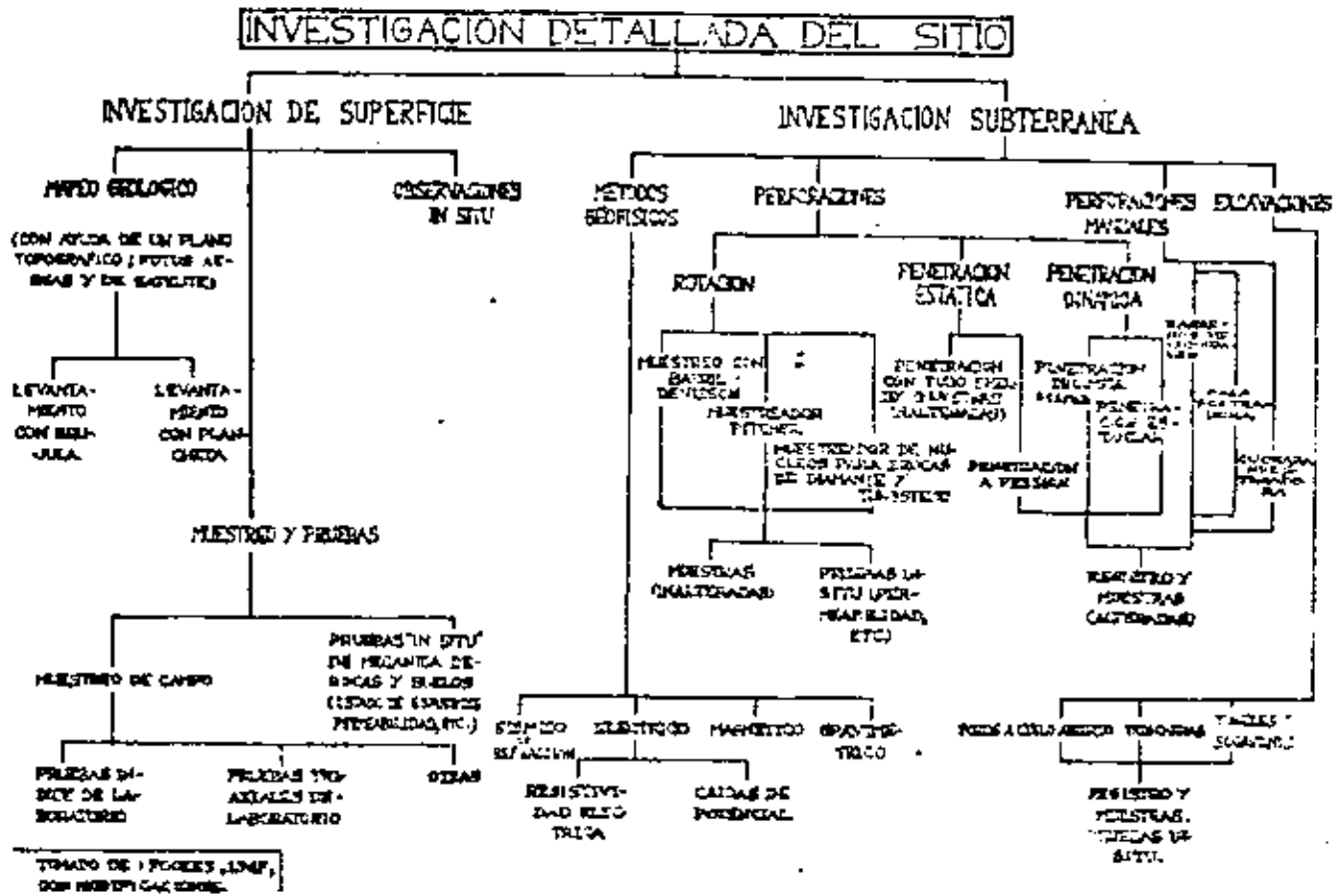
Siempre precedidos por una investigación preliminar, los estudios detallados tienen como finalidad el tratar de entender la geología completa del sitio y sus alrededores. Así mismo, en esta etapa deben obtenerse todos los datos necesarios para que el mecanista de rocas pueda diseñar satisfactoriamente los tratamientos o soportes necesarios según el tipo de obra.

La amplitud de los trabajos de esta etapa depende de la extensión e importancia de la obra a construir. Las actividades que se realizan durante un estudio detallado son:

- Mapeo geológico y/o geotécnico superficial a escala adecuada, auxiliado de una fotointerpretación detallada y un levantamiento de campo completo, con la finalidad de presentar la distribución de las formaciones geológicas y/o litológicas, así como los rasgos estructurales que afectan a las rocas.
- Mapeo geotécnico del subsuelo, el cual se lleva a cabo con el auxilio de técnicas directas e indirectas que permiten conocer la distribución de las unidades litológicas y sus características geológicas e ingenieriles.
- Obtención de muestras del subsuelo para estudios de laboratorio, y/o realización de pruebas "in situ" para conocer las propiedades índice y mecánicas de los macizos rocosos.
- La información obtenida de las actividades anteriores debe ser procesada e interpretada adecuadamente para que sea de máxima utilidad en el diseño.

Existen una gran variedad de técnicas que pueden ser usadas para un estudio detallado completo (Figura 4); pero debe llevarse a cabo una selección y coordinación adecuada de ellas para lograr obtener la información adecuada y mantener los costos bajos. Sin embargo, no deben escatimarse gas

FIGURA 4



tos de exploración, pues la falta de información o su mala calidad pueden provocar un diseño inadecuado que ocasione fallas peligrosas, o problemas constructivos y económicos, o bien un mal funcionamiento de la obra.

Las técnicas o métodos de exploración se tratarán con detalle en el siguiente capítulo de este curso.

III. ESTUDIOS DURANTE Y DESPUES DE LA CONSTRUCCION.

Esta etapa de estudios es de suma importancia para la Mecánica de Rocas, ya que al construir una obra, en general se remueven las capas de materiales superficiales y se llegan a las zonas de desplante de estructuras, o bien en los túneles, se entra de lleno a la franja de materiales a excavar; esto significa que se pueda confirmar los datos previstos en los estudios anteriores, o bien si es necesario, pueden obtenerse nuevos datos que modifiquen el diseño o el procedimiento constructivo.

Desgraciadamente no en todas las obras es posible realizar estudios durante la construcción; además es conveniente que el geólogo que realizó la etapa de estudios de detalle continúe durante los trabajos de construcción para que verifique y actualice la información geotécnica.

Las actividades que se desarrollan durante esta etapa incluyen:

- Levantamiento geológico y geotécnico de las obras durante

la excavación de túneles, desmonte de taludes, apertura de cortes y trincheras, explotación de bancos de material, etc. Deben realizarse en forma periódica.

- Mapeo Geotécnico Superficial y del Subsuelo; elaborando planos y secciones geotécnicas con información completa y actualizada.
- Muestreo para la realización de pruebas de laboratorio, así como pruebas "in situ" en zonas de interés o con problemas.
- Instrumentación directa.

Con esta información se procederá a ajustar o modificar en caso necesario el diseño de las obras.

Los métodos de investigación son en general, los mismos que se emplean en la etapa II (figura 4); sin embargo, existen algunas técnicas más adecuadas para esta etapa por realizar se en las zonas de interés, como los métodos geosísmicos, los socavones y las pruebas de campo.

1.4. PLANEACION.

Las tres etapas descritas deben desarrollarse en una secuencia adecuada de técnicas para realizar un trabajo eficiente y a bajos costos. Esto puede lograrse estableciendo planes con rutas críticas que se basen en las condiciones geológicas del sitio y en las mejores técnicas que permitan evaluar

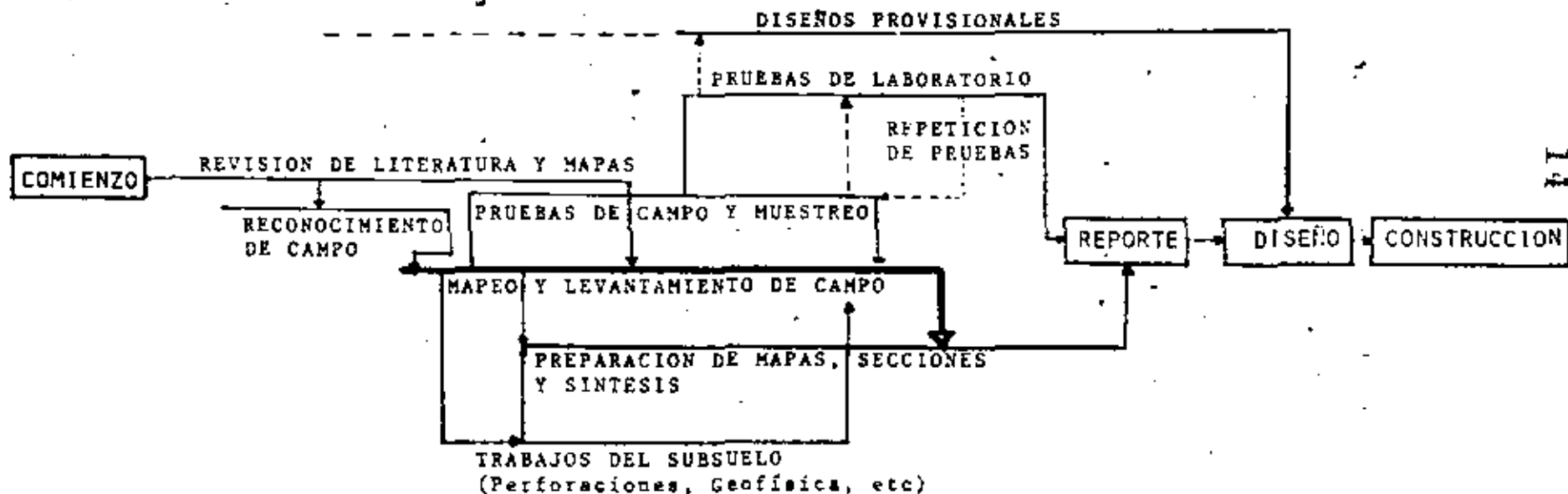
la información y predecir los problemas geotécnicos. Cada sitio requiere su propia ruta crítica, la cual debe ir diseñada para ella y modificada según los avances de trabajo y la información geológica. Por ejemplo, la figura 5 es una idealización generalizada de una ruta durante las etapas I y II para una presa media a grande, donde el aluvión o cubierta superficial no cubre totalmente a todo el sitio. En este caso la investigación se desarrolla principalmente durante el mapeo geológico ingenieril.

La investigación comienza con una revisión de literatura y mapas, seguida por reconocimientos de campo realizados por ingenieros geólogos, junto con mecanicistas de rocas y suelos. Los trabajos de campo propiamente dichos comienzan con un mapeo geológico y según se avance en el conocimiento geológico se irán programando las perforaciones o sondeos para comenzar los trabajos del subsuelo. Los pozos a cielo abierto y trincheras son realizadas para complementar el mapeo abajo de la cubierta superficial y para facilitar el muestreo; las muestras son enviadas al laboratorio para efectuarlas pruebas, mientras se grafican los barrenos y se elaboran los planos; posteriormente se dibujan las secciones del subsuelo, y se evalúan y sintetizan los resultados de las pruebas de campo y laboratorio.

Los problemas geotécnicos específicos del sitio deben entonces estar claros y deben ser investigados de manera de obtener la mayor información sobre ellos. Finalmente, cuando toda la información esta completamente comprendida y cada aspecto ha sido provado, se procede a preparar el reporte final.

FIGURA 5. ORGANIZACION DE INVESTIGACIONES: EJEMPLO DE UN PLAN DE RUTA CRITICA PARA UNA PRESA DE TAMASO MEDIO.

RUTA CRITICA GENERAL PARA INVESTIGACIONES





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA
Y A LA CONSTRUCCION

DATOS GEOLOGICOS DE INTERES EN LA
MECANICA DE ROCAS

MAYO, 1984

DATOS GEOLOGICOS DE INTERES EN LA MECANICA DE
ROCAS.

Diversos estudios geológicos, geomorfológicos e hidrogeológicos deberán realizarse antes de llevar a cabo un estudio de ingeniería geológica ya que es muy recomendable conocer la

- 1) Localización y topografía del área.
- 2) La litología, mostrando la composición, distribución y contactos geológicos.
- 3) Las propiedades físicas de los suelos y rocas.
- 4) Los espesores de suelo y roca.
- 5) Las estructuras y las discontinuidades (tal como plegamientos, fallas, fracturas, etc.)
- 6) Los aprovechamientos hidráulicos, manantiales, arroyos etc.
- 7) Las zonas de infiltración (terrenos permeables, zonas de hundimientos).
- 8) Las zonas inestables (solifluxión "creep", deslizamientos, avalanchas).
- 9) Los bancos de material.
- 10) Los fenómenos erosivos y de depósito.
- 11) Los datos sobre riesgos naturales
 - a) Sísmicos
 - b) Inundación.
 - c) Volcánicosetc.

Desde el punto de vista de la mecánica de rocas tiene una gran importancia las estructuras geológicas que puedan influir en las propiedades de las rocas "In-Situ" como es la resistencia, el módulo de deformación o la permeabilidad entre otras. (Deereen Stagg y Zienkiewicks 1970, p.29).

Por lo tanto, entre los datos de mayor importancia están las discontinuidades geológicas que pueden ser penetrativa o no penetrativas.

Estas estructuras geológicas pueden tener dimensiones submicroscópicas, microscópicas, mesoscópicas y macroscópicas.

Un estudio geológico completo generalmente analiza las tres últimas. El método de investigación para cada una de estas escalas es diferente, sin embargo el objetivo final es la de identificar y determinar la estructura, su composición y su evolución, así como su comportamiento mecánico para el caso de la geotécnica.

Entre las discontinuidades planas no penetrativas están las fallas, estas pueden separar dominios con fábricas semejante sin interrumpir la continuidad geométrica de alguna estructura penetrativa adyacente. (Fig.4a). O pueden separar dominios con fábricas diferentes (Fig.4b).

Comunemente y en especial, en el caso de fallas normales, inversas o de transurrencia, las discontinuidades penetrativas adyacentes que dividen entre sí, no están relacionadas

geométricamente.

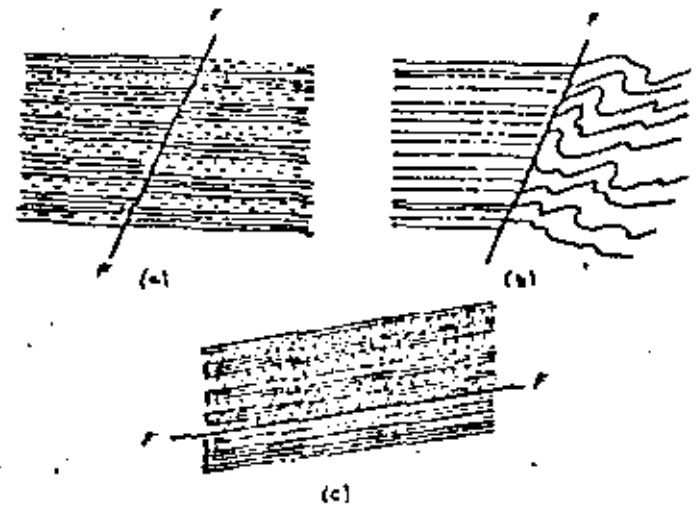
Sin embargo, en el caso de los cabalgamientos, el plano de la falla (superficie de deslizamiento o de cizalla), la fábrica de los dominios separados por la discontinuidad -- tienden a estar más relacionados entre sí (Fig. 4c).

Los contactos igneos también son discontinuidades no -- penetrativas, con excepción donde las zonas de contacto -- separan cuerpos del mismo origen. Los contactos igneos, -- generalmente separan fábricas diferentes (Fig. 5a).

En algunos contactos intrusivos existe una relación penetrativa paralela con las rocas encajonantes (es decir -- a la estratificación o a la foliación.)(Fig. 5b) o esta -- misma discontinuidad a la roca plutónica (estructura de -- flujo paralela a la margen del intrusivo)(Fig 5c). El -- contacto también puede llegar a ser, paralelo a la discontinuidades penetrativas de la roca encajonante como de la roca ignea (Fig. 5d).

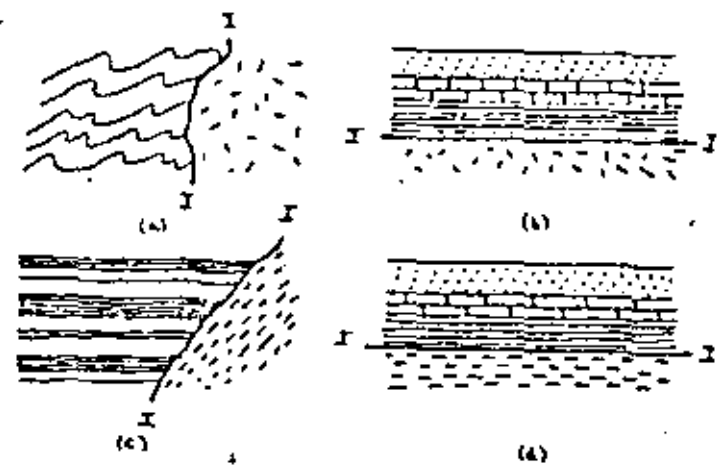
Otro tipo de discontinuidades geológicas no penetrativas son las superficies de erosión o discordancias.

En las superficies de erosión o discordancias pueden -- existir una variedad de relaciones geométricas entre las -- fábricas que separan. En la figura 6a, la discordancia -- (de tipo angular) no tiene relación entre la fabrica de -- las rocas que separa.



ESTRUCTURAS NO PENETRATIVAS
Contactos en fallas

Figura 4



ESTRUCTURAS NO PENETRATIVAS
Contactos en cuerpos igneos

Figura 5

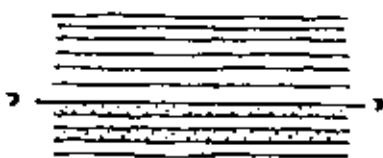
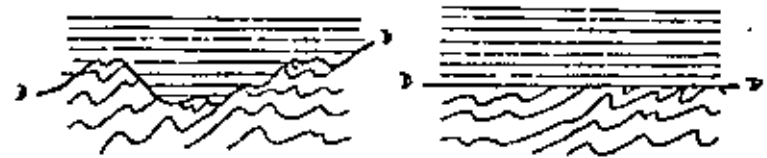
Sin embargo, en una discordancia donde la superficie es plana la zona de discontinuidad erosiva es generalmente concordante con las rocas estratificadas sobreyacentes (Fig. 6b).

En las discordancias estratigráficas las fabricas de ambos lados de la superficie, pueden tener una relación geométrica penetrativa.

En las rocas metamórficas las isograsas que son superficies que separan zonas de rocas de diferentes grados de metamorfismo, también se consideran como planos de discontinuidad no penetrativo.

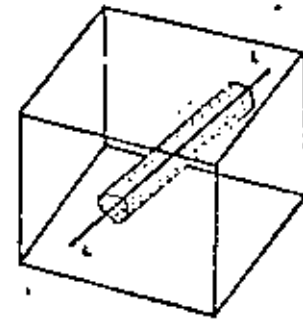
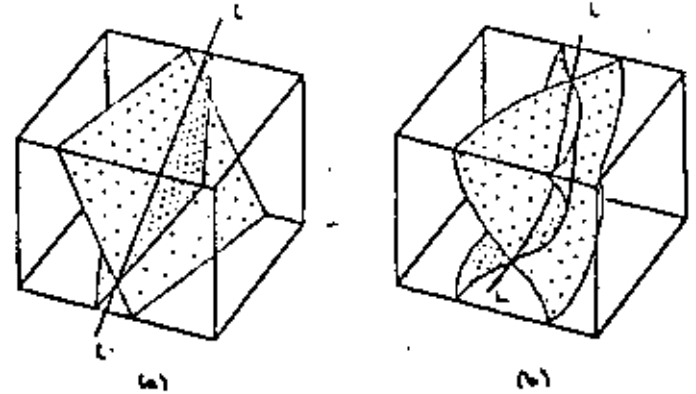
Para ciertas dimensiones las juntas o diaclasas pueden considerarse como estructuras no penetrativas. No obstante, es común que las diaclasas tengan una orientación preferencial con relación geométrica marcada considerandose más a una discontinuidad penetrativa. Generalmente en rocas estratificadas no plegadas, las diaclasas se desarrollan normalmente a las capas, mientras que en las rocas deformadas se forman subnormal a los ejes de los pliegues o en conjuntos conjugados intersectando simétricamente a los pliegues.

Finalmente, la estratificación y la foliación se consideran las discontinuidades penetrativas planas más comunes y de las que se deberán hacer un análisis detallado de ellas.



ESTRUCTURAS NO PENETRATIVAS
Contactos en discordancias

Figura 6



LINEAMIENTOS NO PENETRATIVOS

Figura 7

CARACTERIZACION DE LAS DISCONTINUIDADES Y SU RELACION CON --- OTRAS ESTRUCTURAS.

Las Juntas o Diaclasas

Las Juntas o diaclasas son aberturas y fracturas a lo largo de las rocas, donde ha existido muy poca o ningún movimiento. Son de las estructuras geológicas más comunes pues afectan a todas las rocas competentes expuestas en la superficie. No obstante, aunque son estructuras muy comunes y que además, han sido estudiadas ampliamente, presentan en ocasiones serios problemas para su interpretación.

Esta dificultad estriba en que:

- 1.- Existen evidencias que su origen puede comenzar practicamente desde el inicio de la formación de una roca.
- 2.- En las rocas sedimentarias por ejemplo, pueden desarrollarse poco después del mismo depósito, inclusive mientras los sedimentos están in consolidados.
- 3.- También, pueden formarse por eventos tectónicos de tipo compresivo y estar asociados a pliegues y fallas.
- 4.- Pueden así mismo, desarrollarse mucho más tarde, después del evento tectónico compresivo, es decir durante una fase tectónica.
- 5.- Inclusive, no es necesario que las diaclasas estén asociadas a evento orogénico, ya que se ha observado, que las rocas competentes que no presentan evidencias

de deformación tectónica, pueden estar afectadas por estas discontinuidades.

Por lo tanto, se deduce que las juntas o diaclasas tienen diversos orígenes y no se desarrollan bajo un solo mecanismo de deformación. Otra dificultad, consiste en que las diaclasas no muestran desplazamiento a lo largo de los planos de fractura. Es por ello, que en ocasiones puede ser muy difícil establecer una relación entre los planos de juntas de una generación u orientación con planos de otras direcciones.

Las juntas o diaclasas se pueden clasificar o describir con relación a las características siguientes:

- 1.- La forma
- 2.- El tamaño
- 3.- La frecuencia asociada al tamaño y a la orientación.

Formas:

En el caso que las diaclasas sean planas y paralelas o subparalelas formando un conjunto o familia se dice que son SISTEMATICAS (Fig. 8). Si por el contrario, las discontinuidades de las juntas son curvas, presentando fracturas concoidales y no forman una familia con orientación subparalela se dice que NO SON SISTEMATICAS.



Fig. 8

Js = Juntas Sistemáticas
 Jns = Juntas No Sistemáticas

Se hace hincapié, en que, no hay que confundir a las juntas sistemáticas con los sistemas de juntas. Es un error frecuentemente cometido; los sistemas de juntas se refiere exclusivamente a la intersección entre las familias de juntas sistemáticas.

Tamaño:

El tamaño o magnitud de una junta puede ser muy amplia, ya que pueden ser microscópicas o llegar a extenderse por cientos de metros. Por lo tanto, la clasificación es algo arbitraria, sin embargo, el tamaño de la discontinuidad está íntimamente relacionado a la litología y a los parámetros de la deformación.

Las JUNTAS MAESTRAS son aquellas fracturas que cortan a través de un número de estratos o unidades de rocas y que pueden seguirse por muchos metros.

Las JUNTAS MAYORES son de un orden de magnitud inferior a las juntas maestras pero todavía son estructuras claramente definidas.

Las JUNTAS MENORES son estructuras todavía menores y menos importantes.

Las MICRO-JUNTAS como su nombre lo indica son estructuras de fracción centímetros.

La frecuencia de las juntas indica el número de planos de una familia de diaclasas en particular. Estas se miden en una dirección transversal entre sí, formando un ángulo recto.

En el caso de que exista una frecuencia dominante de una familia de fracturas tomando en consideración su extensión, se dice que es PRIMARIA. Las demás familias de juntas sistemáticas, podrán ocupar los lugares secundarios, terciarios, etc.

Las diaclasas y sus orientaciones con relación a otras estructuras han sido estudiadas ampliamente (Anderson 1951, Moody y Hill 1956, Price 1966, Wilcox et. al., 1973). Se ha podido establecer en algunos de los casos, que las juntas sistemáticas presentan una asociación estrecha entre los pliegues y las fallas. Estas estructuras geológicas debieron formarse contemporáneamente, bajo los mismos esfuerzos de una fase tectónica.

La figura 9a y b, muestra la relación entre las juntas y diaclasas maestras con los pliegues. Sin embargo, debe hacerse notar, que en ocasiones específicas, las relaciones sistemáticas que se presentan en esta figura no siempre se desarrollan, ya que no hay que olvidar que las rocas no son isotrópicas y homogéneas.

La orientación de las familias de juntas con relación a los pliegues son dependientes del tamaño; al tipo de plie-

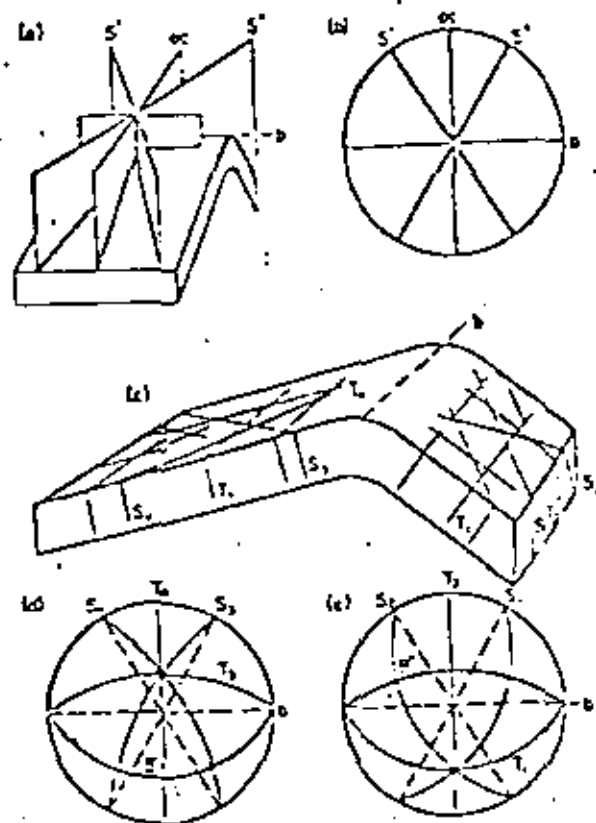


Fig. 9 (a) Block diagram showing typical relationship of master joints to an anticline. (b) Stereonogram of master joints shown in (a). (c) Block diagram showing typical relationship of joints in the limbs of an asymmetrical anticline. (d) Stereonogram of joints in the gently dipping limb. (e) Stereonogram of joints in the steeply dipping limb.

gue; a la competencia de las rocas; al espesor de las unidades de roca, etc.

Por otro lado, las juntas sistemáticas estarán directamente relacionados a los ejes tectónicos a,b,c. (Tabla 1).

En los pliegues y por el tipo de rocas involucrados, en ocasiones, las diaclasas maestras no se desarrollan completamente, formandose en lugar, las fracturas mayores y menores.

En las figuras 9c, d y e y figura 10, se observa una idealización de la disposición de las diaclasas sistemáticas mayores y menores que se desarrollan en las zonas de charnela y en los flancos de los pliegues asimétricos.

En los flancos de los pliegues, como en el ejemplo de las juntas maestras, existen dos familias de juntas de cizalla y dos familias de juntas de tensión. Estas juntas, en vez de estar afectando o ser penetrativo a todo el pliegue, están exclusivamente asociadas a los flancos.

Las juntas sistemáticas mayores y menores, designadas como T₂ y T₄ son verticales, de tipo tensional y son idénticas con respecto a su orientación con las juntas maestras ac.

Las demás juntas sistemáticas mayores y menores, están inclinadas en general, normales a la estratificación. En el caso de las juntas de cizalla, designadas como S₁, S₂, S₃ y S₄ son también normales a la estratificación.

Tabla 1

Juntas maestras y sistemáticas Asociados a los Pliegues

- a = dirección del movimiento del pliegue
- b = dirección paralela al eje del pliegue
- c = dirección perpendicular al plano ab.

Tipo de Junta	Dirección y Comentario
Junta ac	Cortan normalmente a los ejes de los pliegues (son por lo general juntas de tipo tensional).
Juntas bc	Son ortogonales a la familia de juntas ac, es decir son paralelas a los ejes del pliegue (se conocen como juntas longitudinales; son de tipo tensional o compresional).
Juntas S' y S''	Son oblicuas al eje de los pliegues (se desarrollan como resultado de la compresión que da lugar al pliegue; estos conjuntos conjugados de fracturamiento, son semejantes a los que se desarrollan en las fallas, sobre todo de transcurrencia y por su orientación y basadas en conceptos dinámicos se consideran como diaclasas de cizalla).

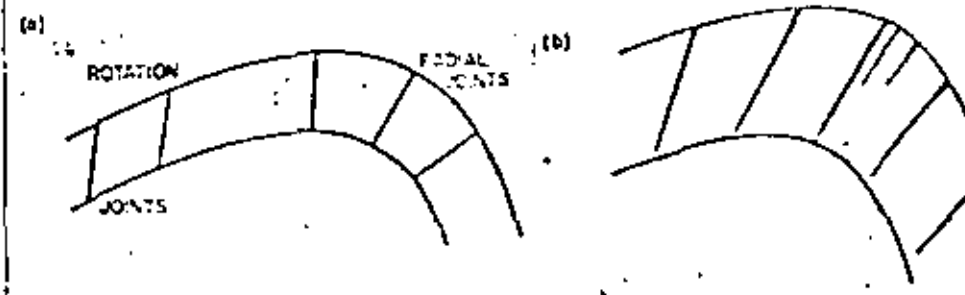


Fig 10 (a) Section of rim of anticline showing typical orientations of radial joints, about the crest, and rotation joints in the gentle dipping limb. (b) Similar open or quartz or calcite filled structure sometimes described as "joints".

Aunque en el campo, esta última idealización no se cumple a la perfección se ha observado estadísticamente (Price - 1968, p. 117) una congruencia muy cercana, ya que las juntas de este tipo pueden llegar a variar un poco menos de 15° de la perpendicularidad de las capas.

En las zonas de charnela de los pliegues muy cerrados (Fig. 10) se desarrollan diaclasas radiales y rotacionales en los flancos. Estas fracturas son de tipo tensional y por su naturaleza, generalmente son abiertas y con material de relleno. El tipo, la orientación y la frecuencia de las fracturas dependerán del proceso mecánico que dió origen al pliegue -- (tangencial longitudinal o de deslizamiento por flexura), al grado de la deformación (indicando por lo abierto o cerrado del pliegue) y por el mismo espesor de las unidades de roca.

LAS FALLAS*

Las fallas son estructuras geológicas de gran importancia y trascendencia en la ingeniería práctica. Estos accidentes tectónicos pueden ocasionar graves y lamentables problemas a una nación. Es por ello, que en la ingeniería práctica las fallas pueden determinar la exclusión de un emplazamiento -- por razones de seguridad o condicionar la viabilidad de un proyecto por razones técnicas y/o económicas.

Una falla consiste de una estructura geológica donde existe rompimiento y desplazamiento apreciable en las rocas de la corteza terrestre. Estos accidentes tectónicos pueden ser de diferentes longitudes, pudiendo llegar a medir hasta centenas de kilómetros; dependiendo de la edad, las fallas pueden generar terremotos a lo largo de ellas, causando daño y destrucción de las estructuras construidas por la energía liberada. Estos fenómenos pueden también cambiar las propiedades geotécnicas del terreno, disminuyendo las resistencias, modificar las condiciones de permeabilidad, poner en contacto formaciones litológicas distintas y activar en la mayoría de los casos la erosión diferencial.

* Forma parte de una conferencia.

LAS FALLAS Y SU INTERPRETACION DE UNA PORCION DEL ESTADO DE CHIAPAS - V SEMINARIO DE FENOMENOS DESTRUCTIVOS; SUS RIESGOS Y PREVENIONES. SANOP, MEXICO, D.F. 29-31 JULIO - 1981.

Sin embargo, aunque no se presentan todos estos problemas sobre todas las fallas, es de sumo interés para el desarrollo nacional, el bienestar de la sociedad y futuros asentamientos humanos, conocer los problemas que pudiera ocasionar la presencia de una falla con relación a las obras civiles.

Por lo tanto, el geólogo además de identificar en el campo una falla, deberá precisar las siguientes propiedades, que en ocasiones son difíciles o imposibles momentáneamente determinar. Entre estas propiedades están:

- 1) La orientación.
- 2) La distribución.
- 3) La longitud.
- 4) La orientación y magnitud del salto neto y en ocasiones de sus componentes de desplazamiento.
- 5) Su clasificación.
- 6) La edad.
- 7) La disposición y relación con otras estructuras.
- 8) El estado mecánico, es decir si se tratan de fallas tensionales, compresionales o de cizalla.
- 9) Y posiblemente de lo más importante para el bienestar de la colectividad y planeación de asentamientos humanos, es la determinación de la activa o inactiva de las fallas.

Las fallas tectónicas en terrenos generales, se pueden dividir en fallas activas o fallas inactivas. (Fig. 11).

El concepto básico de una Falla Activa desde el punto de vista geológico, es aquella de cuando menos su edad sea del Mioceno Superior (tabla geológica Fig. 12). No obstante, desde el punto de vista ingenieril difiere sustancialmente, considerando aquella falla que se ha movido en el pasado geológico reciente y que puede moverse en el próximo futuro.

El concepto "pasado geológico reciente", se entiende al Holoceno (últimos 10,000 años) y por "próximo futuro" a la vida de la estructura de un proyecto, o periodo de retorno en años que se elija para el riesgo contra el que se diseña.

Para grandes presas por ejemplo, se ha considerado al "próximo futuro" a la vida operativa del proyecto.

En el caso de una central nuclear, las grandes exigencias que requieren esta obra desde la localización del sitio hasta inclusive la localización misma de los desperdicios de combustibles nucleares, ha hecho que por concepto de seguridad se acepten en diferentes partes del mundo, las recomendaciones de la "U.S. Nuclear Regulatory Commission" y de la Agencia Internacional Energía Atómica, quienes han propuesto el término de Falla Capaz, semejante al de Falla Activa, pero presentando una deformación tectónica en los últimos 500,000 años o cualquier otra falla en relación estructural con la primera o con macrosismicidad asociada.

Las fallas activas por lo tanto, se podrán dividir en

COLUMNA GEOLÓGICA

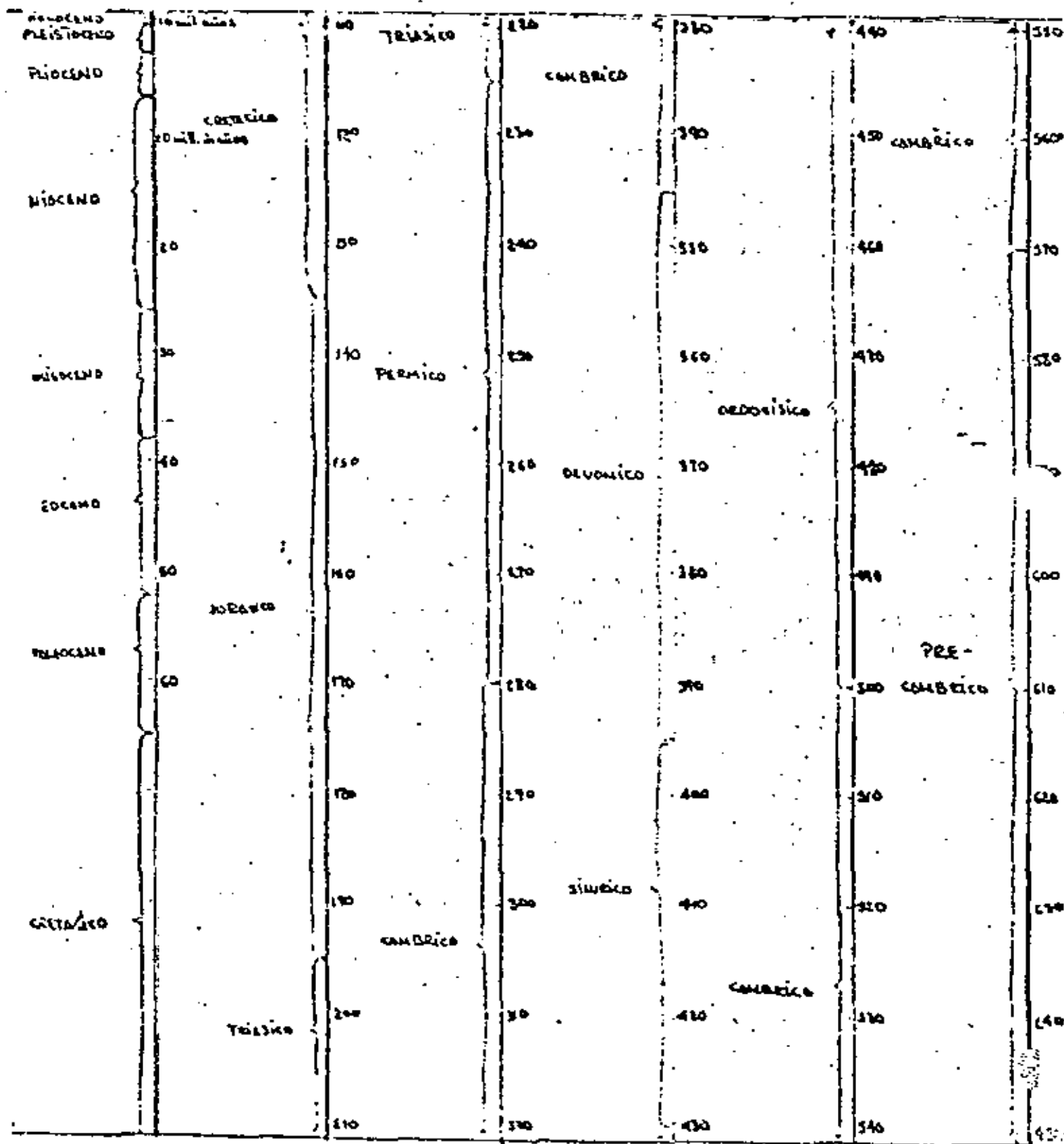
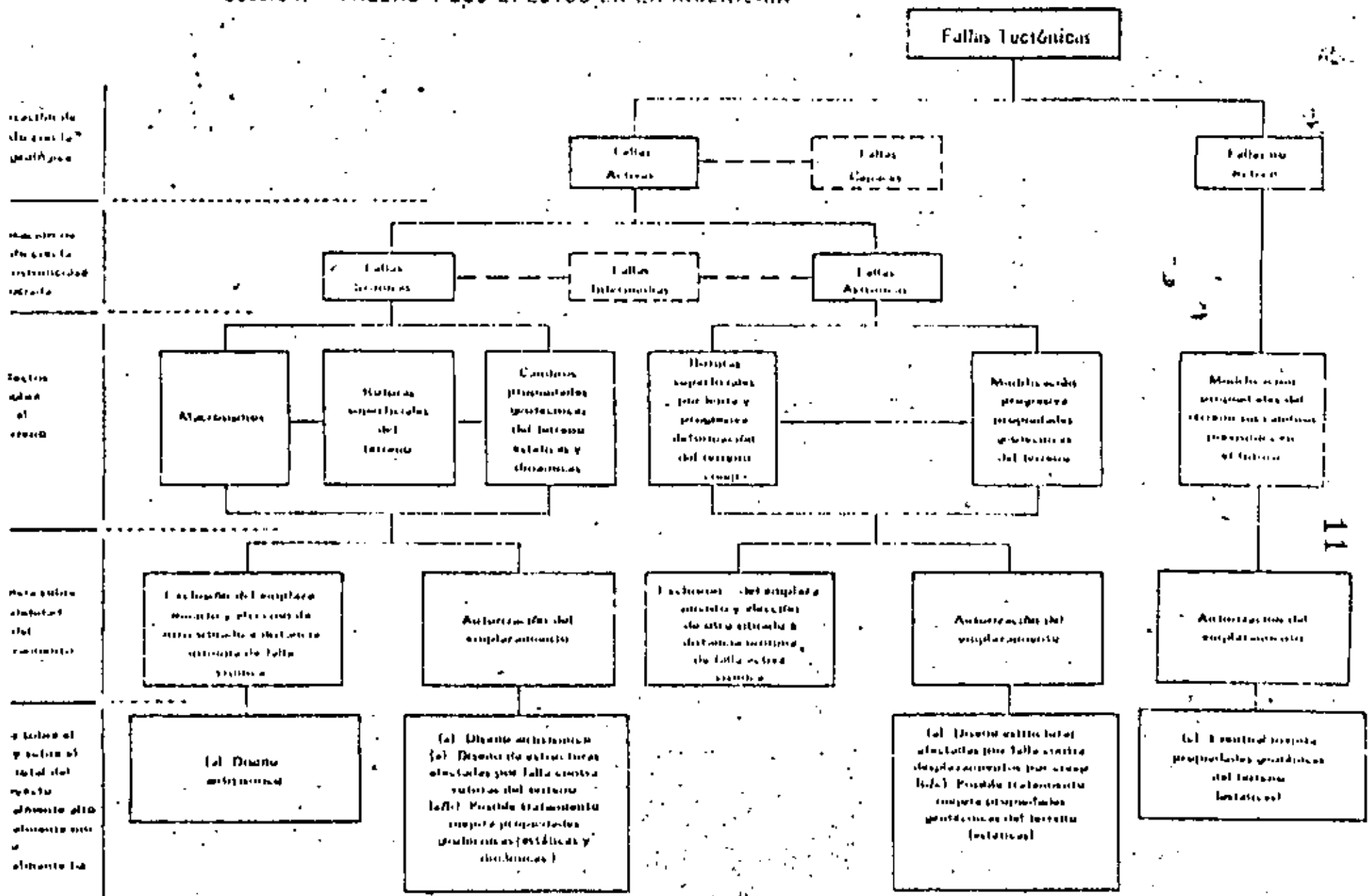


Fig. 12

Cuadro I. - FALLAS Y SUS EFECTOS EN LA INGENIERIA



(según Gonzalez de Vallejo)

Fig 11

Fallas Sísmicas y Fallas Asísmicas. Las fallas sísmicas en términos generales son las que presentan macrosismicidad - con desplazamientos relativamente transitorios del orden - de 10 a 100 cm/seg. a lo largo de varias decenas de segundos en intervalos de decenas o miles de años (Brune 1970).

En las asísmicas, el desplazamiento es mucho menor, del rango de 0.10 a 10 cm/años.

Al generarse un terremoto, en las fallas se producen - desplazamientos diferenciales del terreno, con roturas del mismo, ocasionando saltos, torsiones e inclinaciones superficiales. En las fallas asísmicas se pueden producir deformaciones por "Creep" que consiste de un desplazamiento progresivo y muy lento a través de la superficie de la falla. Este tipo de deformaciones no suele estar acompañada de macrosismicidad aunque, por los parámetros de la deformación como son: la temperatura, las presiones confinantes, las presiones de fluidos intersticiales y la velocidad de deformación, las rocas sobre una misma falla - pueden tener asociada tanto macrosismicidad como microsismicidad consistiendo por lo tanto, de una falla con actividad intermedia.

Las implicaciones que pueda ocasionar la presencia de una falla activa está en función del tipo de obra y de la legislación y normas que se aplique, siendo posible que un desplazamiento sea excluido. En estos casos, es común que se relocalice al emplazamiento y se elija otro sitio a

una distancia fuera del control de la falla activa.

Si por el contrario, se autoriza el emplazamiento, o lo que a veces ocurre, se descubre la presencia de falla activa durante una etapa avanzada del proyecto, además de realizar el diseño antisísmico, se deberán diseñar de forma especial las estructuras que sean afectadas por la falla activa, de forma que resistan las deformaciones del terreno debido al movimiento vibratorio y desplazamiento diferencial.

El reconocimiento e investigación de fallas activas se requiere de estudios geológicos y sismológicos muy precisos y completos, además de contar con una prospección e instrumentación complementaria. Estos estudios suelen ir precedidos de una exhaustiva recopilación y análisis de toda la información relevante, tanto geológico como sismológico.

Algunas características que deben considerarse en la descripción Geotécnica de un macizo Rocoso.

A.- Material de Roca

- 1.- Descripción Petrográfica.
- 2.- Clasificación de la roca.
roca, roca alternada, suelo.
- 3.- Intemperización - durabilidad.
- 4.- Propiedades Mecánicas - martillo de Schmidt, pruebas de carga, rayadura.
- 5.- Grado de Intemperismo o criterio mineralógico.
- 6.- Estado de fisuras.
- 7.- Micro-estructuras.

B.- Perfiles de Intemperismo.

- 1.- Descripción y clasificación de todos los productos intermedios de intemperismo y la distribución espacial, -- junto con los resultados de las pruebas de laboratorio indicando las propiedades mecánicas.
- 2.- Descripción de las propiedades de las juntas en las diferentes etapas de alteración.

C.- Discontinuidades.

- 1.- Orientación preferencial y separación entre familias, clasificación estructural, ángulo de rugosidad vs. longitud de onda y descripción de la pared de roca como:
 - ondulada
 - rugosa
 - terso
 - dentada
- 2.- Características de las paredes.

- expresada por la dureza de rayado.
- o resistencia medido por el martillo de Schmidt.

3.- Material de Relleno.

- espesor
- compactación.
- composición.
- % de arcilla y suelo.

4.- Cementación y oquedades.

- soldado
- cerrado
- abierto
- cavernoso
- suelto.

5.- Otros.

- Condiciones de agua.
- reacciones químicas.
- etc.

Descripción de separación de las juntas, estratificación o cualquier tipo de foliación.

Término descriptivo para las juntas.	Término descriptivo para la estratificación	separación de las discontinuidades.
muy cerrado.	muy delgado	menos de 5 cm.
cerrado	delgado	5 cm - 30 cm.
moderadamente cerrado	mediano	30 cm - 1 m
abierto	grueso	1 m - 3 m.
muy abierto	muy grueso	más de 3 m.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

LA MECANICA DE ROCAS APLICADAS A LA MINERIA
Y A LA CONSTRUCCION

DESCRIPCION INGENIERIL DE LAS ROCAS

MAYO, 1984

TEMA 5

DESCRIPCION INGENIERIL DE LAS ROCAS

PRESENTACION

El presente trabajo muestra una serie de recomendaciones destinadas a definir y describir las características esenciales de las masas rocas desde un punto de vista ingenieril.

En primer lugar, se pretende establecer la importancia de las descripciones ingenieriles, y posteriormente mostrar los parámetros en que debe basarse una descripción completa de las rocas, mencionando brevemente el significado, la importancia y algunas tablas con la terminología que se aconseja emplear.

La descripción de las rocas se dividirá en tres partes: descripción del material rocoso, del macizo rocoso, y núcleos de roca.

Las descripciones que se harán mención en este escrito se refieren exclusivamente a observaciones y pruebas sencillas efectuadas en campo. Excluyendose los datos proporcionados por pruebas de campo y laboratorio para conocer con precisión las propiedades mecánicas de las rocas, ya que quedan fuera de los alcances de este curso.

Se anexa un documento elaborado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas relativo a los métodos para realizar una descripción cuantitativa de las discontinuidades en los macizos rocosos, el cual es una excelente guía, ya que indica claramente la importancia de cada parámetro de descripción, así como el equipo necesario y los pro-

cedimientos adecuados para su medición, o la forma de presentación de resultados, y una lista de referencias muy completa.

Por otra parte, se incluye también un artículo sobre el registro de núcleos de roca con fines ingenieriles, el cual trata entre otros puntos, los parámetros geológicos a obtener en los núcleos de roca y recomienda una secuencia sistemática de descripción de las rocas. El capítulo 11 del artículo anteriormente citado (ISRM) contiene información complementaria a este respecto.

1. INTRODUCCION.

La finalidad de este documento es lograr un cierto grado de uniformidad en la descripción de los macizos rocosos, para darle más utilidad a los parámetros geológicos, y ayudar a que exista una mayor comunicación entre ingenieros geólogos y civiles. Sin embargo, varios de los métodos recomendados no deben considerarse como procedimientos estándar, sino como un esquema de referencia. La descripción de las masas rocosas y sus discontinuidades es necesariamente una operación subjetiva y no debe esperarse el mismo grado de estandarización que puede lograrse en un espécimen de roca al probarse en laboratorio.

Por otro lado, las recomendaciones deberán aplicarse con buen criterio; y debe tenerse en cuenta que no siempre es posible, ni tampoco razonable, querer medir todos los parámetros mencionados en este texto.

Estas recomendaciones se han inspirado en los trabajos de las comisiones de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (Ref

11) y en la Sociedad Geológica de Londres, a través de su grupo de trabajo de ingeniería (Ref. 1).

1.1. IMPORTANCIA DE LA DESCRIPCION INGENIERIL.

Las rocas pueden ser descritas para fines científicos en términos de su composición mineral o química y por la textura de los minerales, o por su origen. La clasificación de las rocas en función de su origen conduce a los grupos bien conocidos como son las rocas sedimentarias, ígneas o metamórficas. Esta clasificación científica es la mejor adaptada para propósitos geológicos, pero no se considera satisfactoria cuando la resistencia mecánica de la roca es el principal objetivo de la descripción y clasificación. Por ejemplo, las descripciones geológicas, en general no hacen hincapié en el estado de intemperismo de las rocas.

Las primeras condiciones para fines ingenieriles son los reportes de resistencia mecánica y comportamiento de las masas rocosas, y el nombre geológico de la roca es de importancia secundaria, sin embargo, esta se mantiene en las descripciones ingenieriles debido a que la composición química y mineralógica de la roca determina el comportamiento del intemperismo bajo diferentes condiciones climáticas.

Por ejemplo, en el caso de la estabilidad de taludes en roca, ciertas descripciones cuantitativas pueden ser usadas directamente en un análisis preliminar de equilibrio límite. La orientación, localización, persistencia, presión de agua en la fractura y el esfuerzo al corte de discontinuidades

críticas puede dar datos directos para uso en el análisis. Para fines de investigación preliminar los dos últimos parámetros pueden probablemente ser estimados con una exactitud aceptable de una descripción cuidadosa de la naturaleza de las discontinuidades.

Para el caso de la estabilidad de túneles y en la estimación de los soportes primarios requeridos, todas las descripciones tenderán a ser datos indirectos, ya que un análisis directo de estabilidad habrá aún de ser desarrollado. Sin embargo, una descripción cuidadosa de la estructura de la masa rocosa y la naturaleza de las discontinuidades pueden ser de inestimable valor para extrapolar las experiencias de funcionamiento de soportes a nuevos macizos rocosos. Las descripciones deben ser suficientemente detalladas ya que ellas pueden ser la base de una clasificación funcional de los macizos rocosos, como se vera en capítulos posteriores de este curso.

De hecho, como las descripciones de las masas rocosas y las discontinuidades vienen siendo cada vez mas completas y unificadas, ha sido posible diseñar estructuras ingenieriles en roca con un mínimo de costosas pruebas "in situ". En cualquier caso, una descripción de campo cuidadosa realizaría el valor de pruebas "in situ" que se realizen, ya que la interpretación y extrapolación de resultados sería hecha en forma más realista.

2. DESCRIPCION DE LAS ROCAS.

La descripción de las rocas se dividirá en dos partes, primeramente se analizará el material rocoso o "roca intacta", y posteriormente al macizo rocoso en conjunto.

Se supone que dichas descripciones se harán principalmente en afloramientos, sin embargo algunos parámetros pueden obtenerse también de núcleos de roca o de agujeros de perforaciones. (Al final de la Referencia II en el anexo I, se analizan los datos que pueden obtenerse con dichos métodos de exploración).

2.1. DESCRIPCION DEL MATERIAL ROCOSO.

Los parámetros que pueden ser utilizados para describir el material rocoso son:

- Tipo de Roca
- Color
- Estructura
- Textura
- Cementación
- Intemperismo
- Resistencia

- Tipo de Roca.

Es importante proporcionar la clasificación geológica de la roca en función de su origen, ya que como se mencionó anteriormente, se pueden hacer ciertas generalizaciones acerca de la textura, estructura y algunas propiedades mecánicas de la roca intacta. Se recomienda utilizar una

TABLA 1 Clasificación de rocas (características y propiedades)

TIPO DE ROCA	ROCA	COMPOSICIÓN	TEXTURA	ESTRUCTURA	ESTRATIFICACIÓN	RESISTENCIA COMPRESIÓN (kg/cm ²)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (kg/cm ²)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (kg/cm ²)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (kg/cm ²)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (kg/cm ²)	INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA	
VOLCÁNICAS o INTRUSIVAS	Andesita	1,2,4	Alfandica a porfirítica	A veces con Col	Clara	2,1-2,6	4-5	1500-3000	150-300		Las rocas volcánicas son raras cuando presentan un tipo de cristalización anómala (por ejemplo, basaltos, andesitas, etc.) que se debe a un enfriamiento muy rápido y a la presencia de gases que se liberan al escapar a la atmósfera, lo que produce una estructura celular esponjosa.	
	Dielso	1,3,5	Alfandica a porfirítica	Barranas lávicas	Clara							
	Trachita	2,5	Alfandica a porfirítica	Barranas lávicas	Clara							
	Andesita	2,5	(3) CaAl ₂ O ₇ -NaAlSi ₃ O ₈ (plagioclasas)	Alfandica a porfirítica	Barranas lávicas (porfiro y coritas)	Grisesca	2,2-2,3	10-15				
PLUTÓNICAS o INTRUSIVAS	Granito	4,7,3	Alfandica	Alfandica	Oscuro	2,8-2,9	0,1-1,0	1500-3000	100-300	200-600		
	Granito	1,2,4	(4) Silicatos ferro-magnesianos	Alfandica	Grandes cuerpos intrusivos (volcanitos)	Clara a oscura	2,6-2,9	0,5-1,5	1000-2500	70-250	160-500	
	Granodiorita	1,3,5	(5) Micas (biotita y muscovita)	Fanética	Cuerpos intrusivos pequeños	Poleada						
	Sienita	2,5	(5) Micas (biotita y muscovita)	Fanética	Cuerpos intrusivos pequeños	Clara						
INTRUSIVAS	Diorita	1,5	Alfandica	Alfandica	Grisesca	2,1-2,6	0,1-0,5	1000-2500	150-250	250-600	Las rocas intrusivas de textura fanética son raras cuando presentan una cristalización que se debe a un enfriamiento muy lento y a la presencia de gases que se liberan al escapar a la atmósfera, lo que produce una estructura celular esponjosa.	
	Diabasa	6,7,3	(6) Anfóclis y pirroxeno	Alfandica & diabásica	Grisesca	2,1-2,6	0,1-0,5	1000-2500	150-250	250-600		
	Gabbro	6,7,3	(7) Olivino	Fanética	Cuerpos intrusivos pequeños	Oscura	2,1-2,6	0,1-0,5	1000-2500	150-250	250-600	
ELÁSTICAS o MECÁNICAS	Conglomerado	Hay del 25% de fragmentos de rocas arredondados a 2 cm de diámetro	Alfandica, fragmentos a 2 cm de diámetro	Alfandica, fragmentos de 2 cm a 2 mm de diámetro	Variable							
	Aréscica	Cuarzo, feldespato, fragmentos de mica, mica, calcita, minerales arcillosos, minerales pesados, sílice, dolomita y calcita	Aréscica, fragmentos de 2 cm a 2 mm de diámetro	Aréscica, fragmentos de 2 cm a 2 mm de diámetro	Clara	2,0-2,6	5-25	700-1700	80-250	80-400		
	Limpita	Minerales arcillosos, mica arcillosa, cuarzo y calcita	Limpita, fragmentos de 2 cm a 2 mm de diámetro	Limpita, fragmentos de 2 cm a 2 mm de diámetro	Clara							
CLÁSICAS o ORGÁNICAS y SOLUCAS	Caliza	Minerales carbonatados (calcita, dolomita, etc) con trazas de silicatos, feldespatos y minerales arcillosos	Grasa, masiva, de grano fino, cristalina, porosa y alúbrica	Grasa, masiva, de grano fino, cristalina, porosa y alúbrica	Clara a oscura	2,2-2,6	5-20	300-2500	50-250	100-500		
	Marga	Calcita y minerales arcillosos	Cristalina, de grano fino	Cristalina, de grano fino	Grisesca							
	Creta	CaCO ₃ (foramíferos)	Grasera cristalina	Grasera cristalina	Blanca							
	Tufa	CaCO ₃ (calcita)	Cristalina porosa	Cristalina porosa	Clara							
	Travertino	CaCO ₃ (calcita)	Cristalina	Cristalina	Clara							
	Coquina	Fábrica de calcita	Biotomada	Biotomada	Clara							
	Dolomita	Ca(Mg,Fe)(CO ₃) ₂ Dolomita	Cristalina y sacrocristalina	Cristalina y sacrocristalina	Clara	2,3-2,6	1-5	300-2500	150-250		Las rocas de origen orgánico de textura biotómica son raras cuando presentan una estructura que se debe a un enfriamiento muy lento y a la presencia de gases que se liberan al escapar a la atmósfera, lo que produce una estructura celular esponjosa.	
	Sal	NaCl (halita)	Grasera	Grasera	Blanca							
	Yeso	CaSO ₄ · 2H ₂ O	Cristalina	Cristalina	Blanca							
	Amibrita	CaSO ₄	Cristalina	Cristalina	Blanca							
METAFÓNICAS o METASÓNICAS	Caliche	CaCO ₃	Grasera	Grasera	Blanca							
	Basalto	SiO ₂ (cuarzo, ópalo y calcodonita)	Microcristalina	Microcristalina	Clara a oscura	2,3-2,7						
	Fosforita	P ₂ O ₅ (apatita)	Cristalocristalina	Cristalocristalina	Blanca							
	Carbón	C, H, O, N, S	Cristalocristalina	Cristalocristalina	Oscura							
	Pizarra	Cuarzo, mica, clorita	Foliación porfirítica, gruesa	Foliación porfirítica, gruesa	Grisesca	2,6-2,7	0,1-0,5	300-2500	70-230	150-300		
	Pífito	Cuarzo, mica, clorita, sericita y pirroxeno	Foliación porfirítica, gruesa	Foliación porfirítica, gruesa	Grisesca							
	Esquistos	Micas, piroxenos, clorita, cuarzo, calcita, feldespato	Fanética	Fanética	Grisesca							
METAFÓNICAS o METASÓNICAS	Micas	Cuarzo, feldespato, mica, hornblenda, granito	Homocristalina (metálica)	Homocristalina (metálica)	Oscura	2,0-2,8	0,5-1,5	500-2500	50-200			
	Hornblenda	Mica, granito, piroxenos, cuarzo, feldespato y carbonatos	Alfandica, hornbléndica	Alfandica, hornbléndica	Clara a oscura							
	Granito	Cuarzo, granito, mica, silicatos	Granulítica	Granulítica	Clara	2,4-2,7	0,1-0,5	1500-3000	100-300	200-600		
METAFÓNICAS o METASÓNICAS	Micas	Calcita, dolomita, drópsida, y silicatos de caliza y olivino	Granulítica	Granulítica	Clara a oscura	2,6-2,7	0,5-2,0	1000-2500	70-200			

clasificación sencilla como la que se da en la tabla 1.

- Color.

El color es un índice cualitativo de escasa utilidad. Consiste en tres componentes: Matiz, Tono y Valor. El matiz es el parámetro generalmente conocido como color (p.e. rojo), tono es un adjetivo calificativo (p.e. grisáceo) y el valor es un parámetro amplio (claro o obscuro). La tabla 2 da los términos usados.

TABLA 2
COLORES Y TONOS

Matiz	Tonos	Valor
Gris	Grisáceo	Claro
Café		Obscuro
Amarillo	Amarillento	
Rojo	Rojizo	
Negro	Negruzco	
Verde	Vardoso	
Blanco	Blancuzco	
Anaranjado	Anaranjado	

- Estructura.

Se refiere a las características a gran escala que afectan a las rocas, las cuales están en función del origen de la roca y se emplean términos como: Derrames lávicos, estructura fluidal y vesicular o amigdaloidal (Rocas volcánicas); Batolitos, stocks, diques, mantos, etc. (Rocas intrusivas); Estratificación cruzada, ondulada, graduada, masiva o laminar, fisilidad, nódulos o arrecifal, etc. (Rocas sedimentarias). Foliación y esquistosidad (Rocas metamórficas). En la tabla 1 se muestra las estructuras características

de los diversos tipos de rocas.

- Textura.

La textura se refiere al arreglo que existe entre los granos o minerales individuales, con respecto a su tamaño, forma y grado de cristalización. Un concepto importante de la textura es la fábrica; término que indica el arreglo especial y la orientación de los elementos de la fábrica (cristales, granos de arena o grava, fósiles u otros componentes).

La textura es una propiedad compleja y depende principalmente del origen de la roca y de las características de los granos. En Mecánica de Rocas es importante ya que se relaciona íntimamente con propiedades índice y mecánicas como la porosidad, permeabilidad y resistencia de las rocas.

Para propósitos ingenieriles se puede describir la textura con los siguientes términos, según el tipo de roca (ver tabla 1):

Rocas Igneas.- Afanítica (Cuando los minerales no pueden determinarse a simple vista o con ayuda de lente de mano).

Fanerítica (Los cristales si son visibles).

Rocas Sedimentarias.- Clásticas (Agregados de granos o minerales de carácter fragmentario claramente

visible. Los agregados tienen una amplia gama de tamaños de partículas y el material debe subdividirse y describirse en grano, matriz y cementante, aunque no haya una diferencia marcada en el tamaño de las partículas entre ellos).

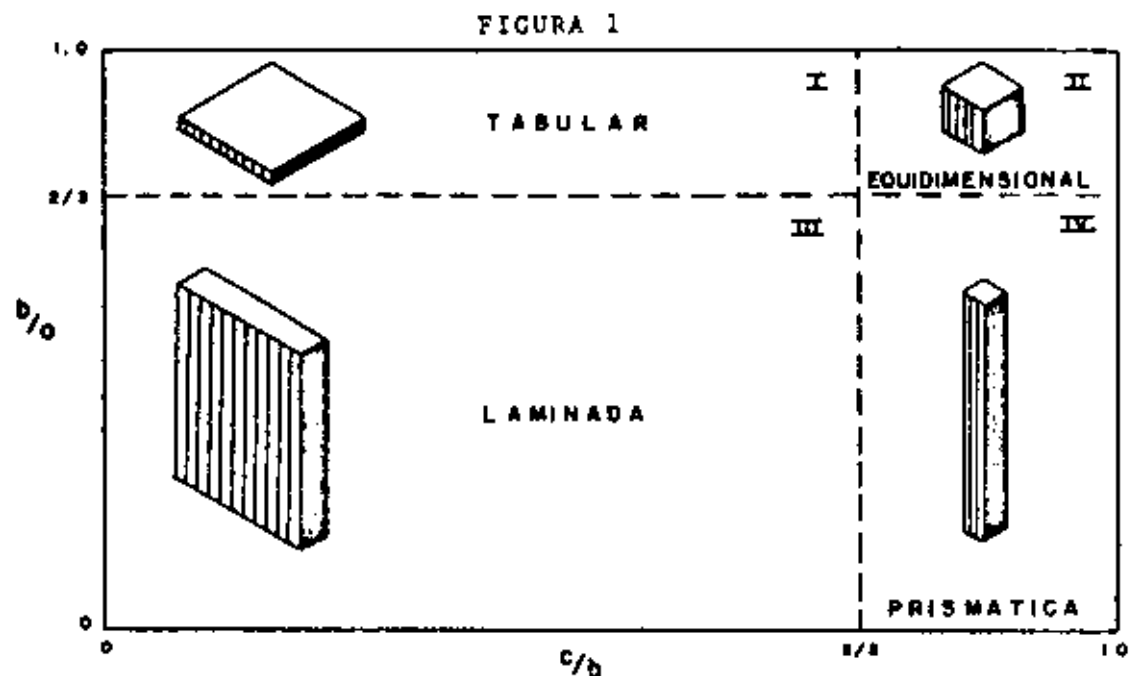
No Clásticas (Conjunto de cristales entrelazados de origen químico o orgánico, en donde los agregados puedan o no estar visibles a simple vista. Las texturas más comunes de estas rocas son: Macrocrystalina (granos mayores de .75 m), Mesocrystalina (0.20 - 0.75 mm), Microcrystalina (sólo visibles en microscopio 0.01 - 0.20 m), y Criptocrystalina o Amorfa (Menor de 0.01 mm)

Rocas Metamórficas. Foliada (Minerales visibles orientados en franjas paralelas de granos planos o alargados, se describe en función del espesor de la foliación).

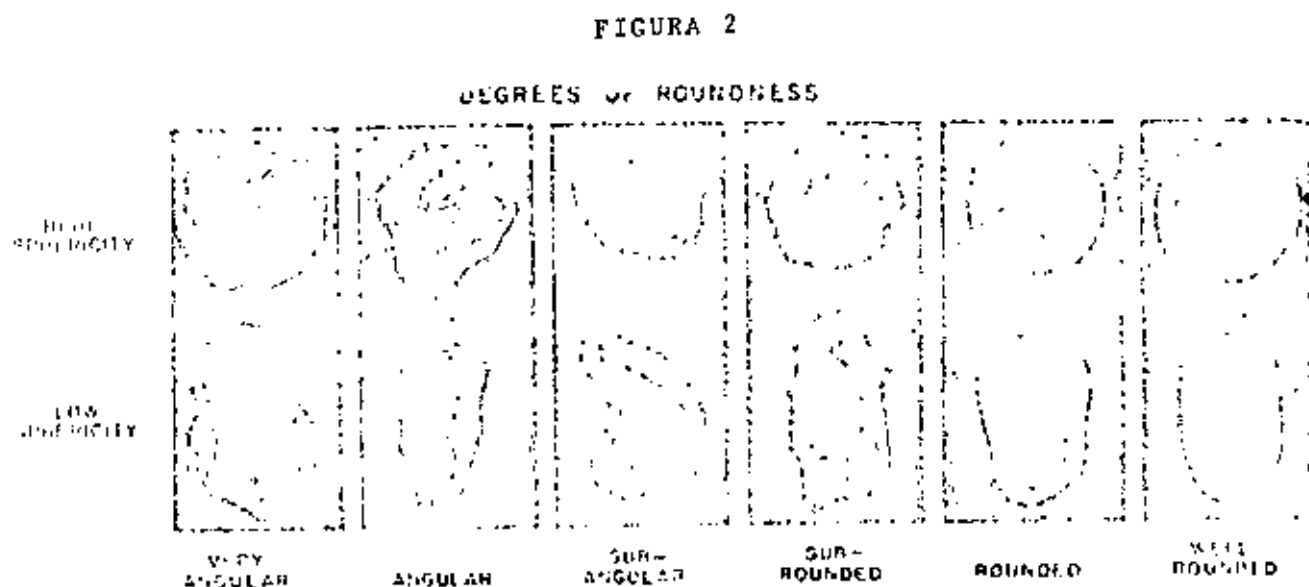
No Foliada (de textura densa, no se distinguen a simple vista y no muestran la foliación o clivaje).

Para describir en forma adecuada los componentes generales de las texturas de los tres tipos de rocas, se presentan las siguientes tablas relativas al tamaño, forma y redondez de los granos o minerales, al grado y tipo de cementante

La figura 1 muestra cuatro grandes clases de formas de los granos de acuerdo con Zingg:



La figura 2 muestra una clasificación del grado de redondez y esfericidad.



te.

La tabla 4 muestra una clasificación sencilla que puede usarse con fines ingenieriles:

TABLA 4
TAMAÑO DE LOS GRANOS

TERMINO	LIMITES DE TAMAÑO	EJEMPLO
Bloque	Mayor a 300 mm	Mayor Pelota Basquetbol.
Canto Rodado	75 - 300 mm	Naranja a Sandía
Grava Gruesa	20 - 75 mm	Uva a Naranja
Grava Fina	4.7 - 20 mm	Chicharo a Uva
Arena Gruesa	2 - 4.7 mm	Sal de Cocina
Arena Mediana	0.42 - 2 mm	Azúcar
Arena Fina*	0.074 - 0.42 mm	Azúcar en Polvo
Finos	Menores que 0.074 (MNo, 200)	

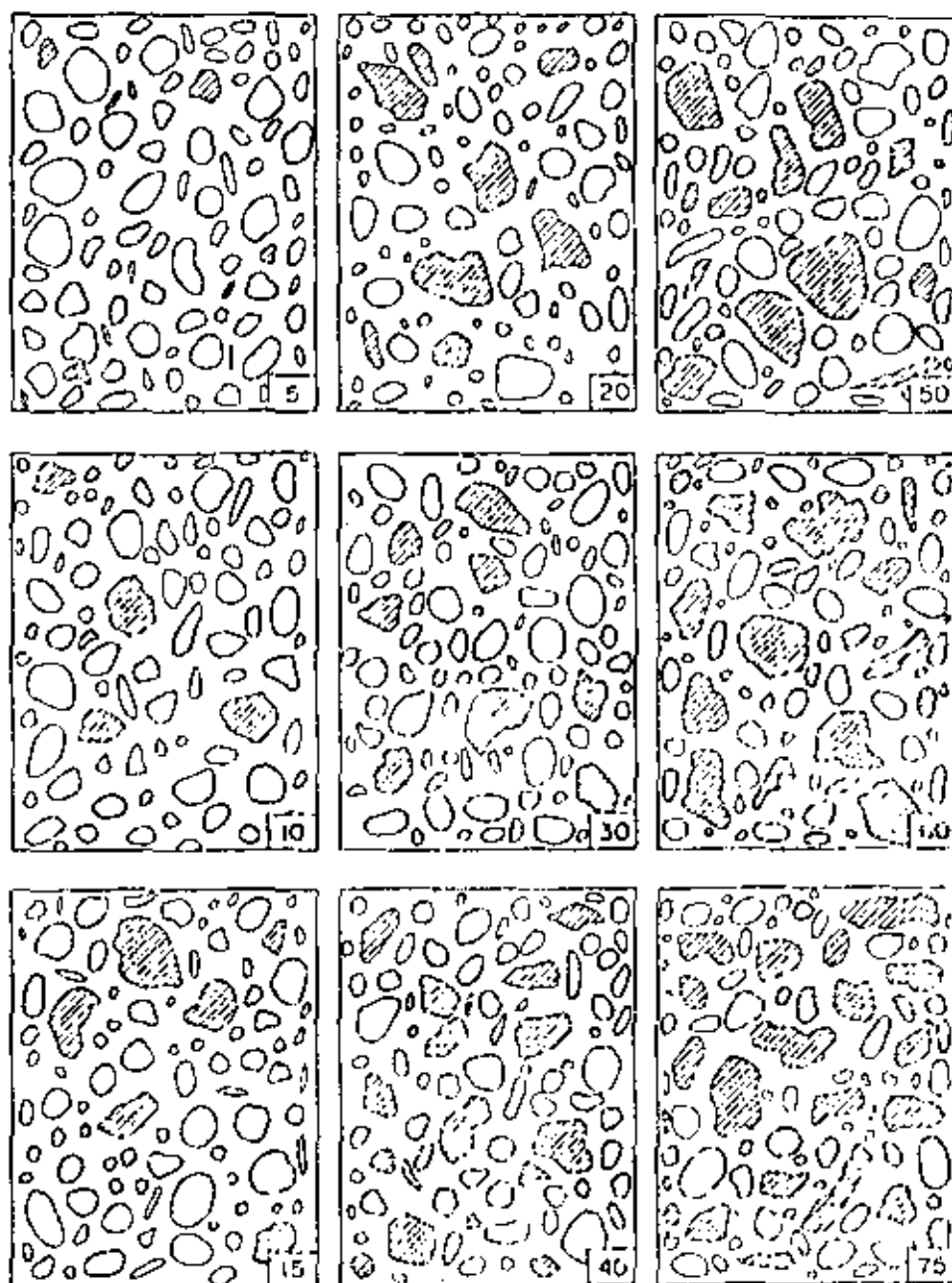
* Las partículas menores que la arena fina no se pueden distinguir a simple vista a una distancia de 20 cm.

(Tomada de PEMEX, 1975)

La figura 3 muestra una carta para estimar el porcentaje de un tipo de roca, mineral o tamaño de grano.

FIGURA 3

CARTA PARA LA ESTIMACION DE PORCENTAJES



- Cementación.

En el caso de Mecánica de Rocas es de gran importancia la determinación del tipo y grado de cementación que presentan las rocas, principalmente las rocas clásticas sedimentarias y las rocas ígneas piroclásticas. Estas características se relacionan ampliamente con la porosidad, permeabilidad y con la estabilidad de los macizos rocosos.

Los tipos más comunes de minerales de cementantes son:

- Calcita
- Dolomita
- Silice
- Siderita

El grado de cementación puede describirse en términos cualitativos como:

- Muy bien cementado
- Bien Cementado
- Pobremente Cementado
- Sin cementación

- Estado de Intemperismo.

El intemperismo es el resultado de los procesos mecánicos y químicos en la superficie de la tierra o cercana a ella cuando los minerales originales (primarios) se descomponen y otros minerales (secundarios) se forman modificando su color, textura, composición, dureza o forma. Es muy impor

tante en Mecánica de Rocas ya que transforma a las rocas, disminuyendo generalmente las propiedades mecánicas de la roca intacta.

El intemperismo generalmente se presenta cerca de la superficie, pero puede extenderse a grandes profundidades como en las rocas muy fracturadas que permiten el fácil acceso del oxígeno atmosférico y la circulación de aguas superficiales; normalmente se presentan varios estados de intemperismo, decreciendo en intensidad a mayor profundidad generalmente, pero no siempre.

La tabla 5 define un esquema de clasificación propuesto por Fookes (1972).

- Resistencia.

Es importante distinguir entre la resistencia de una simple pieza de roca que el macizo rocoso completo, cual esta determinado principalmente por las discontinuidades. Existen pruebas de laboratorio y "in situ" que miden la resistencia de la roca. Sin embargo, aquí se pretende mostrar una forma de estimar y describir la dureza de la roca en el campo y la correlación con la prueba de resistencia a la compresión simple (Tabla 6).

TABLA 5

CLASIFICACION PARA GRADO DE INTEMPERISMO DE LA ROCA (DE FOKES, 1972)

GRADO	GRADO DE DESCOMPOSICION	RECONOCIMIENTO DE CAMPO	
		SUELOS (Rocas Suaves)	ROCAS (Rocas Duras)
I	ROCA FRESCA	-El suelo original no muestra decoloración u otros efectos debido a intemperismo.	-La roca original no muestra decoloración o disminución de resistencia o otros efectos debido a intemperismo.
II	LIGERAMENTE INTEMPERIZADO	-El material esta compuesto de fragmentos angulares de suelo fresco, el cual puede o no estar descolorido. -Algunos materiales alterados comienzan a penetrar hacia dentro de las discontinuidades separando los bloques.	-La roca puede estar ligeramente decolorada particularmente junto a las discontinuidades. -Las discontinuidades pueden estar abiertas y tener superficies ligeramente decoloradas. -La roca intacta no esta notablemente más débil que la roca fresca.
III	MODERADAMENTE INTEMPERIZADA	-El suelo esta compuesto de largos relictos del suelo original separados por materiales alterados. -El intemperismo penetra por medio de las superficies de las discontinuidades.	-La roca está descolorida. -Las discontinuidades pueden estar abiertas y las superficies estarán descoloridas por la alteración y la estructura original de la roca cerca de la discontinuidad esta alterada penetrando hacia adentro. -La roca intacta esta notablemente más débil, que la roca fresca. -El macizo rocoso no es friable.
IV	ALTAMENTE INTEMPERIZADO	-El suelo esta muy alterado con algunos fragmentos del suelo original. -Poco o nada de la traza de la estructura original.	-La roca esta descolorida. -Las discontinuidades pueden estar abiertas y tener decoloradas las superficies. -La estructura original de la roca se encuentra alterada cerca de las discontinuidades. -El intemperismo penetra profundamente hacia abajo, pero los núcleos de la roca estan todavía presente. -El macizo de roca esta parcialmente friable.

TABLA 5 (CONTINUACION)

GRADO	GRADO DE DESCOMPOSICION	RECONOCIMIENTO DE CAMPO	
		SUELOS (Rocas Suaves)	ROCAS (Rocas Duras)
V	COMPLETAMENTE	-El suelo está descolorido y alterado, sin ningún indicio de su estructura original.	-La roca esta descolorida. -Esta totalmente descompuesta y deleznable pero su estructura original esta preservada. -Las propiedades de la roca dependen en parte de la naturaleza de la roca original.
VI	SUELO	-El suelo original esta totalmente cambiado a uno con nueva estructura y composición. Y esta en armonía con las condiciones del terreno superficial existente.	-La roca esta descolorida y completamente cambiada a un suelo, en la cual la estructura original esta totalmente destruida. -Hay un gran cambio de volumen.

16

TABLA 6
RESISTENCIA DE LA ROCA

(Tomada Anónimo, 1977)

TERMINO	ESTIMACION DE CAMPO DE LA DUREZA	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (MPa)
Roca muy dura	Requiere más de un golpe de martillo para romper la muestra de mano.	100
Roca dura	La muestra se rompe con un simple golpe de martillo.	50 - 100
Roca suave	Se logran hacer hoyos de 5 mm con el pico del martillo.	12.5 - 50
Roca moderadamente suave.	Muy duro de romperse con la mano un espaciamiento triaxial.	5.0 - 12.5
Roca muy suave	El material se desmorona bajo golpes de martillo	1.25 - 5.0
Roca muy débil o suelo duro	Quebradizo o tenaz, se rompe con la mano con dificultad.	0.60 - 1.25
Muy duro	Puede ser mellado con las uñas.	0.30 - 0.60
Duro	No puede ser moldeado en los dedos.	0.15 - 0.30
Firme	Puede ser moldeado solo por fuerte presión con los dedos.	0.08 - 0.15
Suave	Fácilmente moldeado con los dedos.	0.04 - 0.08
Muy suave	El suelo se escurre entre los dedos cuando se remueve en las manos.	0.04

2.2. DESCRIPCION DE LOS MACIZOS ROCOSOS

El comportamiento mecánico de los macizos rocosos está gobernado principalmente por las discontinuidades que afectan generalmente a las rocas. Por lo tanto, la descripción se enfocará a ellas, determinando todas sus características de importancia.

Las discontinuidades son planos de debilidad de los macizos rocosos, a lo largo de la cual la roca tiene una baja o nu-

la resistencia a la tensión, o una baja resistencia al corte. Esos planos incluyen fracturas, fallas, juntas, clivaje, foliación, esquistosidad, vetas, planos de estratificación y discordancias.

El artículo del anexo 1 contiene una excelente descripción de las discontinuidades, por lo que en estas notas solo se mencionaran los diez parámetros descriptivos y su significado. Remitiendo al lector al citado trabajo.

INDICES PARA DESCRIBIR MACIZOS ROCOSOS:

- 1) ORIENTACION.- Posición de la discontinuidad en el espacio. Descrita por el rumbo y echado de la línea de máxima inclinación en el plano de discontinuidad. De gran importancia para diferenciar y representar los diferentes sistemas de discontinuidades.
- 2) ESPACIAMIENTO.- Es la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes. Normalmente, se refiere al espaciamiento de el sistema principal de fracturas.
- 3) PERSISTENCIA.- Es la longitud de traza de la discontinuidad como se observa en un afloramiento. Puede ser una burda medida de la extensión de un área dada o una longitud de penetración de una fractura. La terminación en roca sa lida o en otras discontinuidades reduce la persistencia.
- 4) RUGOSIDAD.- Se refiere a la rugosidad y ondulación inhe-

rente al principal plano de una discontinuidad. Ambas características contribuyen a la resistencia al corte del macizo rocoso. Ondulaciones de gran magnitud pueden llegar a alterar los echados localmente. Estará influenciada por la textura, tamaño de los granos o minerales y el grado de descomposición de algunos minerales.

- 5) RESISTENCIA DE LAS PAREDES.- Es equivalente a la resistencia a la compresión de las paredes de las rocas adyacente de una discontinuidad. Puede ser menor que la resistencia del bloque de roca debido al intemperismo o alteración de las paredes. Es un importante componente de la resistencia al corte si las paredes de roca están en contacto.
- 6) APERTURA.- Es la distancia perpendicular entre las paredes de roca adyacentes de una discontinuidad, en la cual el espacio intermedio está relleno de aire o agua.
- 7) RELLENO.- Es el material que separa las paredes de roca adyacentes de una discontinuidad y es usualmente más débil que la roca madre. Los materiales típicos de relleno son arena, limo, arcilla, brecha, ganga y milonita. También se incluyen delgadas capas minerales y cicatrices de discontinuidades, por ejemplo vetas de cuarzo y calcita.
- 8) FILTRACIONES.- Flujos de agua y humedad visible en las discontinuidades individuales o en la masa rocosa en conjunto.

9) NUMERO DE JUEGOS.- El número de juegos de fracturas o juntas abarca los sistemas de fracturas que se interseccionan. El macizo rocoso puede ser nuevamente dividido por discontinuidades individuales.

10) TAMAÑO DE BLOQUES.- Las dimensiones de los bloques de roca son resultado de la orientación de los sistemas de fracturas que se interseccionan y del espaciamiento de los sistemas individuales. Las discontinuidades individuales pueden además influenciar en la forma y tamaño del bloque.

2.3. DESCRIPCION DE NUCLEOS DE ROCA

Los núcleos de roca obtenidos con máquinas perforadoras proporcionan una valiosa información geotécnica de los materiales del subsuelo.

Una descripción ingenieril de los núcleos debe comenzar con los siguientes parámetros:

- RECUPERACION TOTAL DE NUCLEOS (R).- Es la suma total de todas las piezas recuperadas expresadas como un porcentaje de la longitud perforada que debe ser medida y registrada.

$$R = \frac{\text{Longitud Recuperada}}{\text{Longitud Perforada}} \times 100$$

Cuando los núcleos están muy fragmentados la longitud de esas porciones es estimada uniendo los fragmentos y estimando la longitud del núcleo que los fragmentos aparentan representar.

La recuperación normalmente se describe por corridas o barrenos completos, y no define unidades de roca. Es necesario tener cuidado en la interpretación ya que en ocasiones la recuperación depende de diversos factores como la calidad de la roca, tipo de maquinaria, operador, etc.

El término "Recuperación de núcleos compactos", se refiere cuando los materiales que se recuperan son únicamente pedazos de núcleos compactos de diámetro completo, sin material fragmentario ni material suave o friable.

- FRECUENCIA DE DISCONTINUIDADES (F).- Se define como el número de discontinuidades naturales cortadas en una longitud unitaria de recuperación de núcleo, debe ser contada para cada metro de corazonas de roca.

Debe tomarse en cuenta cuando las fracturas son naturales y cuando son resultado de roturas por el proceso de perforación.

- INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA (RQD).- Se refiere a un porcentaje de recuperación modificada en la cual todas las piezas del núcleo mayores de 10 cm son tomadas en cuenta como recuperación, y es expresada como un porcentaje de la

longitud total perforada, los fragmentos pequeños de fracturas poco espaciadas, fallas o roca intemperizada son e liminadas. Según Deere, et al (1967) debe ser utilizada únicamente para diámetro NX o NQ.

$$RQD = \frac{\text{Fragmentos mayores de 10 cm}}{\text{Longitud total perforada}} \times 100$$

Si el núcleo se rompe por manejos o por procesos de perforación los fragmentos rotos deberán unirse juntos y contarse como una sola pieza, probablemente ellos formen la longitud requerida de 10 cm.

Los materiales obviamente débiles que rodean la roca se de ben descontar, aún cuando parezcan piezas intactas de 10 cm o más.

La longitud de los fragmentos individuales debe ser tomada a lo largo de la línea central del núcleo, así que las discontinuidades que aparezcan paralelos al ahujero de perforación calificarían indebidamente al RQD de la masa roca sa masiva.

Se sugiere que el valor de RQD determine para longitudes de corridas de núcleo variables mas que para fijas.

Este parámetro es de suma importancia para conocer la calidad de la roca, la densidad de fracturamiento y una valio sa ayuda para las clasificaciones geomecánicas de los naci zos rocosos.

INFORMACION GEOLOGICA.- En un núcleo de roca es posible obtener todos los parámetros que se describieron para el material rocoso o "roca intacta". Sin embargo, en cuanto a las características del macizo rocoso es posible obtener con mayor certeza parámetros como la orientación, espaciamiento y número de sistemas de las discontinuidades, siempre que este adecuadamente muestreado.

Si se planean y ejecutan cuidadosamente las perforaciones seguida por una descripción detallada del núcleo y una inspección del ahujero, pueda proporcionar información aproximada acerca de muchos de los 10 parámetros específicos de los macizos rocosos descritos en el capítulo 2.2. Los procedimientos aconsejables para obtener dicha información se describen con detalle al final del capítulo 11 de la referencia

De acuerdo con el grupo de Ingeniería de la Sociedad Geológica de Londres (1970) la información geológica debe obtenerse en forma sistemática de acuerdo a la siguiente secuencia:

- a) Estado de Alteración
- b) Estructura y discontinuidades
- c) Color
- d) Tamaño de grano
 - d.1) Tamaño de las partículas subordinadas
 - d.2) Textura
 - d.3) Estado de alteración

- d.4) Estado de cementación
- e) Resistencia del material rocoso
- f) Nombre de la Roca
 - f.1) Tipo de Minerales

REFERENCIAS

1. Anon (1977). The Description of Rock Masses for Engineering Purposes. Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 10, pp 355-388.
2. Attewell, P. B. and Farmer, I.W. (1976), Principles of Engineering Geology Chapman and Hall, Ltd, London.
3. Bates R. and Jackson, J. (1980) Glossary of Geology American Geological Institute, Virginia, USA.
4. Bell, E. G. (1980) Engineering Geology and Geotechnics Butter Worth London.
5. British Standards Institution, (1981) Code of Practice for Site Investigation (formerly CP 2001) Bs 5930:1981.
6. C.F.E. (1979) Manual de Diseño de Obras Civiles Sección Geotécnica tema B.1.2. Clasificación de Suelos y Rocas. I.I.E. México.
7. Deere, D. U. (1964) Technical description of Rock Cores. Rock Mechanics Eng. Geology Vol. 1, pp 16-22.
8. Geological Society of London (1979) The Logging of Rock Cores for Engineering Purposes. Quat. Journal of Engineering Geology Vol. 3. pp. 1-24.
9. Harvey, J. C. (1982) Geology for Geotechnical Engineers. Cambridge University Press, London.
10. Huang, W. (1968). Petrología. Unión Tipográfica Editorial Hispano-Americana, México.
11. International Society for Rock Mechanics (1978), Suggested Method for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Ma-

ses. Int. J. Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanical Abstracts. Vol. 15, P. 319 - 360.

12. PEMEX, (1975). Manual de Exploración y Muestreo en Suelos PEMEX.
13. Pettijohn, E. J. (1975) Sedimentary Rocks. Harper International Edition, N.Y.
14. Swanson, R. G. (1981) Sample Examination Manual. The American Association of Petroleum Geologists, USA.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA
MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

SUGGESTED METHODS FOR THE QUANTITATIVE
DESCRIPTION OF DISCONTINUITIES IN ROCK MASSES

MAYO, 1984

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS
COMMISSION ON
STANDARDIZATION OF LABORATORY AND FIELD TESTS

SUGGESTED METHODS
FOR THE QUANTITATIVE DESCRIPTION OF
DISCONTINUITIES IN ROCK MASSES

CONTENTS:

	<i>Page</i>
INTRODUCTION (Historical)	320
ACKNOWLEDGEMENTS	320
INTRODUCTION (TECHNICAL)	321
GLOSSARY	321
SAMPLING PHILOSOPHY	322
Suggested methods for the quantitative description of the following:	
1. ORIENTATION	322
(A) Compass and Clinometer Method	322
(B) Photogrammetric Method	330
2. SPACING	333
3. PERSISTENCE	335
4. ROUGHNESS	338
5. WALL STRENGTH	346
6. APERTURE	351
7. FILLING	353
8. SEEPAGE	356
9. NUMBER OF SETS	359
10. BLOCK SIZE	360
11. DRILL CORE	363

The Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests on Rock was appointed in 1967. Subsequent to its first meeting in Madrid in October 1968, the Commission circulated a questionnaire to all members of the International Society for Rock Mechanics, the answers received clearly showing a general desire for standardized testing procedures. At a further meeting in Oslo in September 1969, tests were categorized as a priority for their standardization was agreed upon.

Subsequent meetings were held in Belgrade in September 1970, in Nancy in October 1971, in Lucerne in September 1972, in Katowice in October 1973, in Denver in September 1974, in Minneapolis in September 1975, in Salzburg in October 1976 and in Stockholm in September 1977. At the Lucerne meeting the Commission was subdivided into two committees, one on standardization of laboratory tests and the second on the standardization of field tests.

The present document, which covers category I(9) in Table 1, has been produced through the efforts of an international Working Party consisting of a large number of individuals, including several members of the Committee on Field Tests. A list of contributors is given below. Most of the work has been through correspondence, coordinated by Tor Brekke (before 1974) and by Nick Barton (since 1974). Meetings of the Working Party were held in Denver in September 1974 and in Minneapolis in September 1975.

The purpose of these "Suggested Methods" is to achieve some degree of uniformity in the description of discontinuities in rock masses, as an aid to communication between the geologist and the engineer. However, the various suggested methods should not be treated as standard procedures, rather as a frame of reference. The description of rock masses and discontinuities is necessarily a subjective operation and it must not be expected that the same degree of standardisation can be achieved as in the testing of a rock specimen.

Any person interested in these recommendations and wishing to suggest additions or modifications should address his remarks to the Secretary General, International Society for Rock Mechanics, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Avenida do Brasil, Lisboa 5, Portugal.

Acknowledgements—The following persons contributed to the drafting of their "Suggested Methods": W. T. Bamford, C. M. Barton, B. Bayazitov (Uzbekistan), M. A. Kazi (Brazil), K. Babcock, J. M. David, D. Cruden, J. V. Franklin, G. Bergel, G. Mackel and D. F. Peterson (Canada); D. Clowse, W. Dearman, M. DeLentris, J. M. Edmond, P. G. Fuster and E. R. Harper (England), K. Nishi, M. Tazawa (Japan); K. John (Germany); G. Manfredini (Italy), A. Bello (Mexico); N. Reepers (Netherlands); N. Barton (Canada); H. Burke, K. Lien, J. Loken, I. Lovst, and A. Palmstrom (Norway), N. F. Grossman and B. Oliveira (Portugal), J. M. DeBevoise, J. E. Jennings (South Africa), M. Bergman and S. Hansagi (Sweden); D. C. Banks, T. L. Brekke, D. A. Deere, H. H. Einstein, C. D. Miller, H. J. Pincus, D. Russ-Brown and S. Warriner (United States of America), J. Obradovic (Yugoslavia). 44 individuals, 14 countries.

TABLE 1. TEST CATEGORIES FOR STANDARDIZATION

Category I. Classification and Characterization

Rock material (laboratory tests)

- (1) Density, water content, porosity, absorption.
- (2) Strength and deformability in uniaxial compression; peak load strength.*
- (3) Anisotropy indices.
- (4) Hardness, abrasiveness.*
- (5) Permeability.
- (6) Swelling and slake-durability.*
- (7) Sound velocity.*
- (8) Micro-petrographic descriptions.*

Rock mass (field observations)

- (9) Joint systems: orientation, spacing, openness, roughness, geometry, filling and alteration.*
- (10) Core recovery, rock quality designation and fracture spacing.
- (11) Seismic tests for mapping and as a rock quality index.
- (12) Geophysical logging of boreholes.*

Category II. Engineering Design Tests

Laboratory

- (1) Determination of strength envelope (biaxial and uniaxial compression and tensile tests)*
- (2) Direct shear tests.*
- (3) Time-dependent and plastic properties.

In situ

- (4) Deformability tests.*
- (5) Direct shear tests.*
- (6) Field permeability, ground-water pressure and flow monitoring; water sampling.
- (7) Rock stress determination.*
- (8) Monitoring of rock movements, support pressures, anchor loads, rock noise and vibrations.
- (9) Uniaxial, biaxial and triaxial compressive strength.
- (10) Rock anchor testing.*

* Asterisks indicate that final drafts on these tests have been prepared.

INTRODUCTION (TECHNICAL)

The majority of rock masses, in particular those within a few hundred meters from the surface, behave as discontinua, with the discontinuities largely determining the mechanical behaviour. It is therefore essential that both the structure of a rock mass and the nature of its discontinuities are carefully described in addition to the lithological description of the rock type. Those parameters that can be used in some type of stability analysis should be quantified whenever possible.

For example, in the case of rock slope stability certain quantitative descriptions can be used directly in a preliminary limit equilibrium analysis. The orientation, location, persistence, joint water pressure and shear strength of critical discontinuities will be direct data for use in analysis. For purposes of preliminary investigation the last two parameters can probably be estimated with acceptable accuracy from a careful description of the nature of the discontinuities. Features such as roughness, wall strength, degree of weathering, type of infilling material, and signs of water seepage will therefore be important indirect data for this engineering problem.

For the case of tunnel stability and estimation of support requirements, all the descriptions will tend to be indirect data since a direct analysis of stability has yet to be developed. However, a careful description of the structure of a rock mass and the nature of its discontinuities can be of inestimable value for extrapolating experience of support performance to new rock mass environments. Descriptions should be sufficiently detailed that they can form the basis for a functional classification of the rock mass.

In time, as descriptions of rock masses and discontinuities become more complete and unified, it may be possible to design engineering structures in rock with a minimum of expensive *in situ* testing. In any case careful field description will enhance the value of *in situ* tests that are performed, since the interpretation and extrapolation of results will be made more reliable.

GLOSSARY

A selection of terms commonly used in these "Recommended Methods" are defined here. Contributors to the Working Party were divided in their recommendations for the best general term to represent all "breaks" in rock masses. However, a clear majority preferred *discontinuity* rather than *fracture*, as the collective term for all joints, bedding planes, contacts and faults.

Joint

A break of geological origin in the continuity of a body of rock along which there has been no visible displacement. A group of parallel joints is called a set and joint sets intersect to form a joint system. Joints can be open, filled or healed. Joints frequently form parallel to bedding planes, foliation and cleavage and may be termed bedding joints, foliation joints and cleavage joints accordingly.

Fault

A fracture or fracture zone along which there has been recognisable displacement, from a few centimeters to a few kilometres in scale. The walls are often striated and polished (slickensided) resulting from the shear displacement. Frequently rock on both sides of a fault is shattered and altered or weathered, resulting in fillings such as breccia and gouge. Fault widths may vary from millimetres to hundreds of metres.

Discontinuity

The general term for any mechanical discontinuity in a rock mass having zero or low tensile strength. It is the collective term for most types of joints, weak bedding planes, weak schistosity planes, weakness zones and faults. The ten parameters selected to describe discontinuities and rock masses are defined below:

1. *Orientation*—Attitude of discontinuity in space. Described by the *dip direction* (azimuth) and *dip* of the line of steepest declination in the plane of the discontinuity. Example: *dip direction/dip* (015°/35°).
2. *Spacing*—Perpendicular distance between adjacent discontinuities. Normally refers to the mean or modal spacing of a set of joints.
3. *Persistence*—Discontinuity trace length as observed in an exposure. May give a crude measure of the real extent or penetration length of a discontinuity. Termination in solid rock or against other discontinuities reduces the persistence.
4. *Roughness*—Inherent surface roughness and waviness relative to the mean plane of a discontinuity. Both roughness and waviness contribute to the shear strength. Large scale waviness may also alter the dip locally.
5. *Wall Strength*—Equivalent compression strength of the adjacent rock walls of a discontinuity. May be greater than rock block strength due to weathering or alteration of the walls. An important component of shear strength if rock walls are in contact.

6. *Aperture*—Perpendicular distance between adjacent rock walls of a discontinuity, in which the space is air or water filled.

7. *Filling*—Material that separates the adjacent rock walls of a discontinuity and that is usually weaker than the parent rock. Typical filling materials are sand, silt, clay, breccia, gouge, mylonite. Also includes thin mineral coatings and healed discontinuities, e.g. quartz, and calcite veins.

8. *Seepage*—Water flow and free moisture visible in individual discontinuities or in the rock mass as a whole.

9. *Number of Sets*—The number of joint sets comprising the intersecting joint system. The rock mass may be further divided by individual discontinuities.

10. *Block Size*—Rock block dimensions resulting from the mutual orientation of intersecting joint sets and resulting from the spacing of the individual sets. Individual discontinuities may further influence the block size and shape.

SAMPLING PHILOSOPHY

Geological engineering investigations are generally carried out in several stages, to provide information appropriate detail to the current state of the project:

- (i) feasibility
- (ii) detailed planning
- (iii) construction/operation

The degree of detail required for each stage will vary considerably from project to project.

There are two basic levels at which a rock mass survey may be carried out depending upon the amount of detail that is required. In a *subjective* (biased) survey only those discontinuities which appear to be important are described. In an *objective* (random) survey all discontinuities intersecting a fixed line or area of rock exposure are described.

A prerequisite for both types of survey is the study of any available geological maps followed by a geological reconnaissance of rock types, major geological structures, faults, dykes and lithological contacts. A study of air photographs will often be invaluable for planning this reconnaissance. At this preliminary stage efforts should be made to recognise *domains* where systematic features such as joints possess similar orientation or spacing. The fabric of the rock mass is statistically homogeneous in a domain.

The objective approach to sampling suffers from the major disadvantage that it is time consuming. Some form of automatic data processing may be required to analyse all the data. However, if structural domains cannot readily be delineated there may be no alternative. The subjective approach is best applied where structural domains are clearly recognised. This will save time and effort and will usually reveal all the discontinuity systems found in any subsequent line or area survey.

Rock masses and their component discontinuities can be described by the principal methods:

- (a) outcrop description
- (b) drillcore and drillhole description
- (c) terrestrial photogrammetry

1. ORIENTATION

(a) Compass and Clinometer Method

Scope

(a) The orientation of a discontinuity in space is described by the *dip* of the line of steepest declination measured from horizontal, and by the *dip direction* measured clockwise from true north. (Example: *dip direction/dip* (025°/45°).

(b) The orientation of discontinuities relative to an engineering structure largely controls the possibility of unstable conditions or excessive deformations developing. The importance of orientation increases when other conditions for deformation are present, such as low shear strength and a sufficient number of discontinuities or joint sets for slip to occur.

(c) The mutual orientation of discontinuities will determine the shape of the individual blocks, beds or mosaics comprising the rock mass.

Equipment

(a) Compass and clinometer. Compasses which need to be levelled by means of a spherical bubble, before taking a dip reading with the lid parallel to the dip, have the advantage that the maximum declination (dip) is measured directly. Other types of clinometer need to be moved across the discontinuity wall until the maximum value is registered.

(b) When the rock is strongly magnetic a clinorule and 50 m tape, or a direct reading azimuth protractor can be used.

(c) When estimating the dip of inaccessible joints a

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

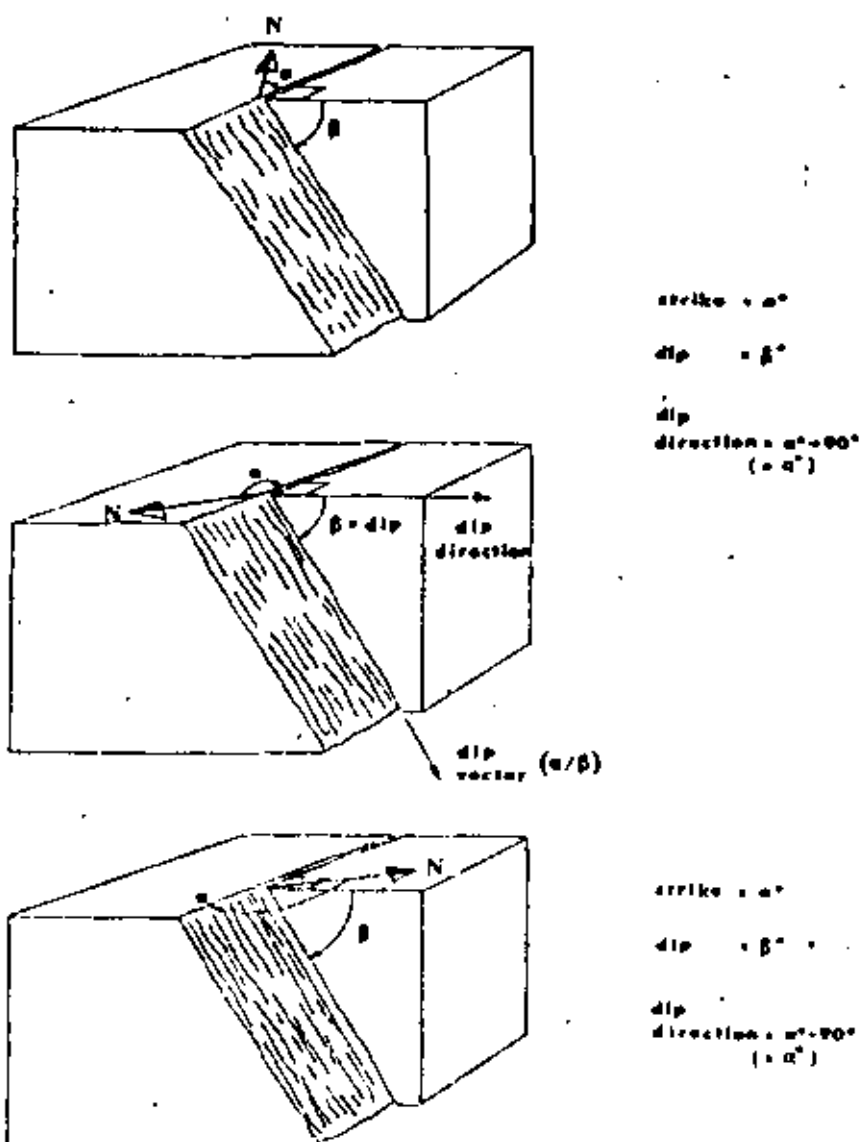


Fig. 1. Diagrams indicating the strike, dip and dip direction of three differently orientated planes

is convenient to use a clinometer with an inclinable sighting device, and incorporating a reflected image of a horizontal bubble.

Procedure

(a) The maximum declination (dip) of the mean plane of the discontinuity is measured with the clinometer, and should be expressed in degrees as a two digit number, e.g. 05° or 55° (00-90).

(b) The azimuth of the dip (dip direction) is measured in degrees counted clockwise from true north, and expressed as a three digit number, e.g. 010° or 105° (00°-360°).

(c) The dip direction and dip should be recorded in 10° order, with the three digit and two digit numbers separated by a line, e.g. 010/05°. The pair of numbers represents the dip vector. See Fig. 1.

Notes

(a) Magnetic deflections caused by iron pipes or rails, or anomalies due to ore bodies will sometimes cause compass readings to be unreliable. In such cases a 50m. long tape should be stretched parallel to the rock face or tunnel wall and orientated by means of plans and ground surveys. Dip direction can then be measured relative to this tape using a clino-rule, placing one leg parallel to the tape. The data should be corrected to true north before analysis of the field measurements is undertaken. Alternatively a direct reading azimuth protractor can be employed in place of the clino-rule and tape.

(b) The dip of discontinuities considered critical for stability should be measured using a down-dip base length exceeding the wave length of surface undulations. The local inclination of non-planar features rela-

tive to mean dip will be an important component in the shear strength of the surface in question. The estimated direction of potential movement may not coincide with the down-dip direction.

(c) It is desirable to measure a sufficient number of orientations to define the various joint sets of given domains. Opinions concerning the required number vary from about 80 to 300. A reasonable compromise would seem to be 150. It is clear that the number to be recommended will vary with the area to be mapped, with the randomness of the orientations, and with the detail required in subsequent analyses. If orientations are consistent, careful sampling will reduce the amount of orientation data considerably.

(d) Several countries on the European continent have for many years utilized survey equipment and compasses with horizontal scales divided into 400 parts (e.g. 0-400). This has obvious advantages when measuring to decimal point accuracy.

The vertical circle of many clinometers is also expressed in quadrants of 100° instead of 90°. The particular system utilized should be clearly stated when orientation data is reported. For the purpose of soil and rock mechanics stability analyses it is most convenient to have dip measurements measured in, or converted to, the older 0-90° system. (Conversion factor: 9/10).

(e) The accuracy of compass and clinometer orientation measurements will depend on several factors of which the following are probably most important: accessibility of the plane of interest, areal extent of the exposed plane, degree of planarity and smoothness, occasional magnetic anomalies, human errors. Human errors can be reduced by using a clinometer to locate the direction of maximum dip before taking the compass reading. It is probably sufficient for rock mechanics purposes to read *dip direction* to the nearest 5°, and *dip* to the nearest even number of degrees. However, if poles are to be plotted it may in the end be more convenient to read to the nearest degree to reduce the occurrence of coincidental plotted points.

(f) The mean orientation of major discontinuities can be obtained by the *three point method*. The coordinates of three points lying in the plane of the discontinuity are all that is required. In the case of surface outcrops the coordinates may be determined by accurate location on a contoured relief map. The orientation of major features may also be estimated from three boreholes that intersect the plane. However less persistent features may not be intersected by all the holes.

(g) The orientation of minor discontinuities can be estimated from a single borehole, provided that the core can be orientated or that the borehole walls can be viewed. Core can sometimes be orientated using structural features such as bedding or foliation if these natural markers have consistent orientation. Several artificial orientation devices operated from the core barrel are also available, e.g. the Craeliot core orientator. Alternatively, the orientation of minor discontinuities

can be estimated by down-the-hole visual techniques such as borehole television cameras, photographic cameras and borehole periscopes. In any orientation these methods also provide invaluable information concerning spacing, the thickness of the discontinuity fillings and the level of seepage paths (S. H. Drill Core for details).

(h) A special core recovery method known as the integral sampling method [1] is recommended for obtaining orientation data in heavily fractured rock mass. The method essentially consists of recovering a core sample which has previously been reinforced with a grouted bar whose azimuth is known from positive records. The reinforced bar is coaxially overcored with a larger diameter casing crown.

Presentation of results*

(a) *Strike and dip symbols.* The simplest methods of data presentation are the strike and dip symbols drawn in the correct location on the geological map of the area. For example:

- 45° ↘ represents a discontinuity with a dip of 45° and strike as shown by the orientation of the line. The dip direction is indicated by the down-dip symbol.
- ↕ represents a horizontal discontinuity.
- ↕ represents a vertical discontinuity with strike as shown by the orientation of the line.

Space limitations on the geological map obviously limit the number of planes which can be represented in the above manner. Nevertheless, for giving a general impression of the principal discontinuity orientations they can be quite useful.

Further detail can be obtained by using different symbols to represent the various types of discontinuities. For example, the following symbols are often used to represent joints, bedding and foliation:

- ↘ joints
- ↘ bedding
- ↘ foliation

A clear key to symbol terminology should always be given.

The outcrop of major discontinuities should be drawn directly on geological maps. For example, thick continuous lines (—) can be used for major, persistent discontinuities that are visible, and thick broken lines (---) for major discontinuities whose persistence is implied, but which are locally covered.

(b) *Block diagrams.* At an early stage in the assessment and communication of raw field data it is helpful to present orientation measurements qualitatively using some visual technique. Perspective drawings such as that shown in Fig. 2(a) help to give an overall view of the relationship between the engineering structure and the rock mass structure. (If available, a stress ellipsoid giving the measured principal stress vectors might also be presented on such a diagram, to aid in the evaluation of the optimum orientation of the structure.)

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

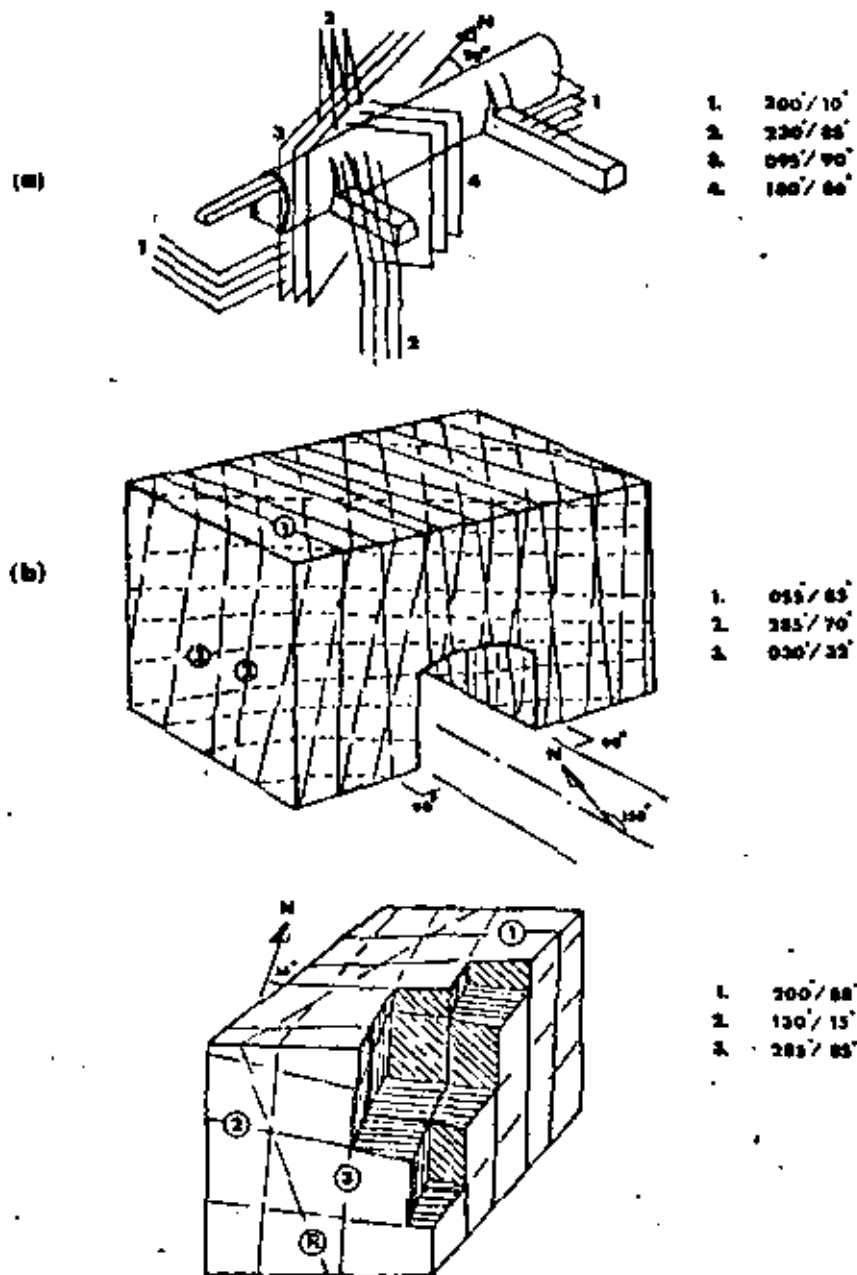


Fig. 2. Perspective views and block diagrams provide a qualitative picture of jointing and its relationship to engineering structures.

On a more detailed scale *block diagrams* can be used, such as that illustrated in Fig. 2(b). Many types of structure can be represented in this idealized manner, for example tunnel portals, cross-sections through tunnels or large rock caverns, rock slopes, dam abutments, etc. (Depending upon the scale the discontinuity spacing and persistence may be represented in addition to their orientation.)

Block diagrams showing "excavated" corners as in Fig. 2(c), give a visual impression of the rock structure. They are also a useful substitute for photographs where foliage or soil cover partly obscure the exposure.

In the examples shown in Fig. 2 it is helpful to

number the joint sets, show the orientation relative to true N, and list the dip direction and dip at the side of the diagram. (This is also helpful when presenting photographs of rock mass structures.)

(c) *Joint rosettes*. A common method of plotting and presenting a large number of orientation measurements in a more quantitative manner than the above is by means of joint rosettes.

In this instance measurements are represented on a simplified compass rose, marked from 0-360° (or 0-400°) with radial lines at 10° (or 10°) intervals. Observations are grouped in the nearest 10° sectors.

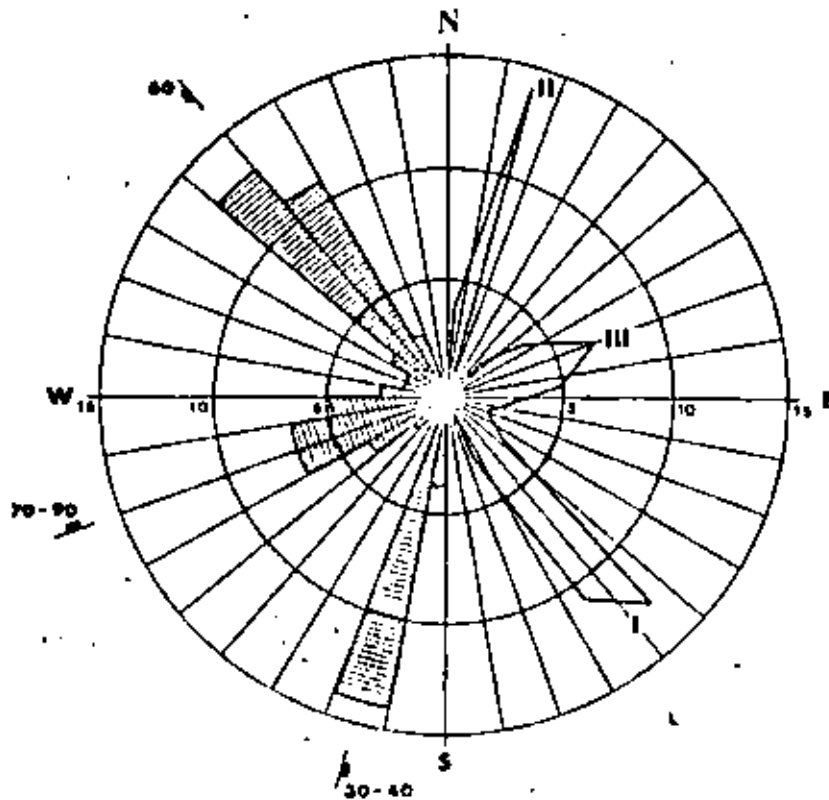


Fig. 3. Two methods of representing orientation data on a joint rosette

The number of observations are represented along the radial axes, using numbered concentric circles representing 3, 10 and 15 observations, or as convenient. The resulting strike "petals" have mirror images about the centre of the rosette. The range of dip observations for each discontinuity set cannot be represented within the rosette and must therefore be shown outside the circumference.

Note that measurements of strike or dip direction of sub-horizontal discontinuities are inherently unreliable. Therefore in general, such features cannot be represented satisfactorily using joint rosettes.

It should be noted that although the joint rosette is a widely used polar diagram it misrepresents the data to some extent. Large concentrations are exaggerated and small concentrations are suppressed. This bias results from the fact that areas in each angle sector vary with the square of the radial coordinate, whereas in a true histogram the area of each bar or sector should vary with the frequency, not with the square of the frequency. (Accordingly the polar diagrams should ideally have a square-root radial scale, Pincus [2]).

Figure 3 shows two methods of representing orientation data on a joint rosette. The observations grouped in the nearest 10° (or 15°) sectors can be represented either as solid radial sectors (left hand side), or their strike values averaged resulting in strike "petals" (right hand side). The latter method reduces the bias referred to above, but may not be satisfactory if there is little dispersion of the data.

(The radius of the polar diagram can be used to good effect in plotting other parameters than the frequency of observation. A particularly useful parameter is the total observed length of discontinuities of given orientation.)

(d) *Spherical projection.* Several projection methods are used to represent the orientation of geological planes. The geological text books listed in the reference give comprehensive discussions of the various techniques available. In this short summary only one projection will be mentioned, the *equal area projection* (in this method the spatial distribution of data is accurately represented on a Schmidt, or Lambert net. In the case of *equal angle projection* the angular relationships between features are accurately represented by plotting data on a Wulff net.)

A discontinuity plane (α/β) can be uniquely represented as a great circle or as a pole on a reference hemisphere, when the centre of the sphere lies in the plane of the discontinuity. (See Fig. 4a.) For engineering purposes the lower reference hemisphere is used. A two-dimensional representation is obtained by projecting this information onto an equal area net.

In Fig. 4(a) the pole P of the discontinuity K is the point of intersection of the normal to the plane with the lower hemisphere. To plot the pole on a polar equal area net (Fig. 4b), the dip β is counted from the centre of the net at right angles to the strike towards the periphery.

To plot the plane as a great circle on an equatorial equal area net (Fig. 4c), the strike ($\alpha + 90^\circ$) is counted

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

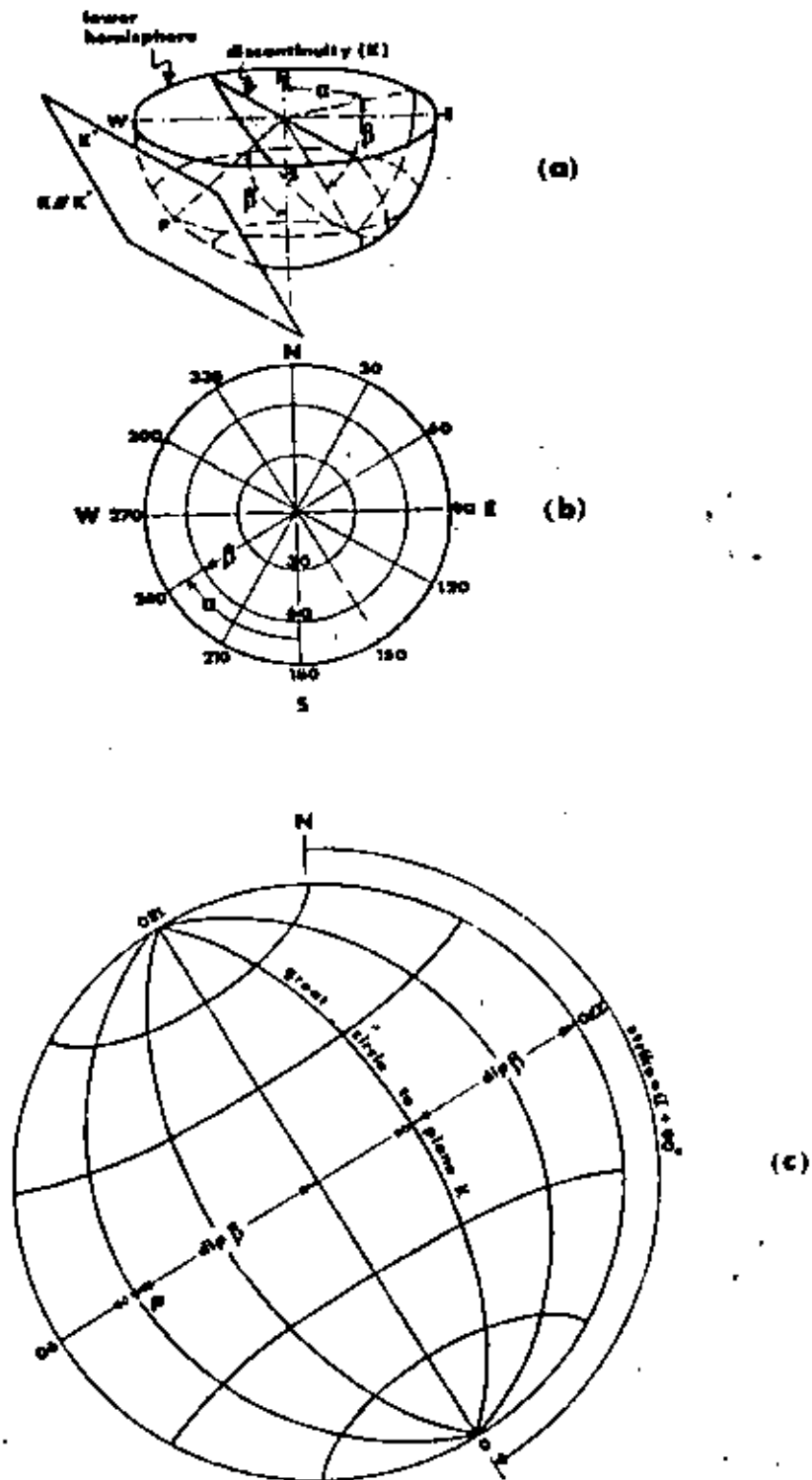


Fig. 4. Method of representing a discontinuity K as a pole P and as a great circle on a polar equal-area net (b) and on an equatorial equal-area net (c) using the lower reference hemisphere. A rotatable transparent overlay is used with the equatorial equal-area net.

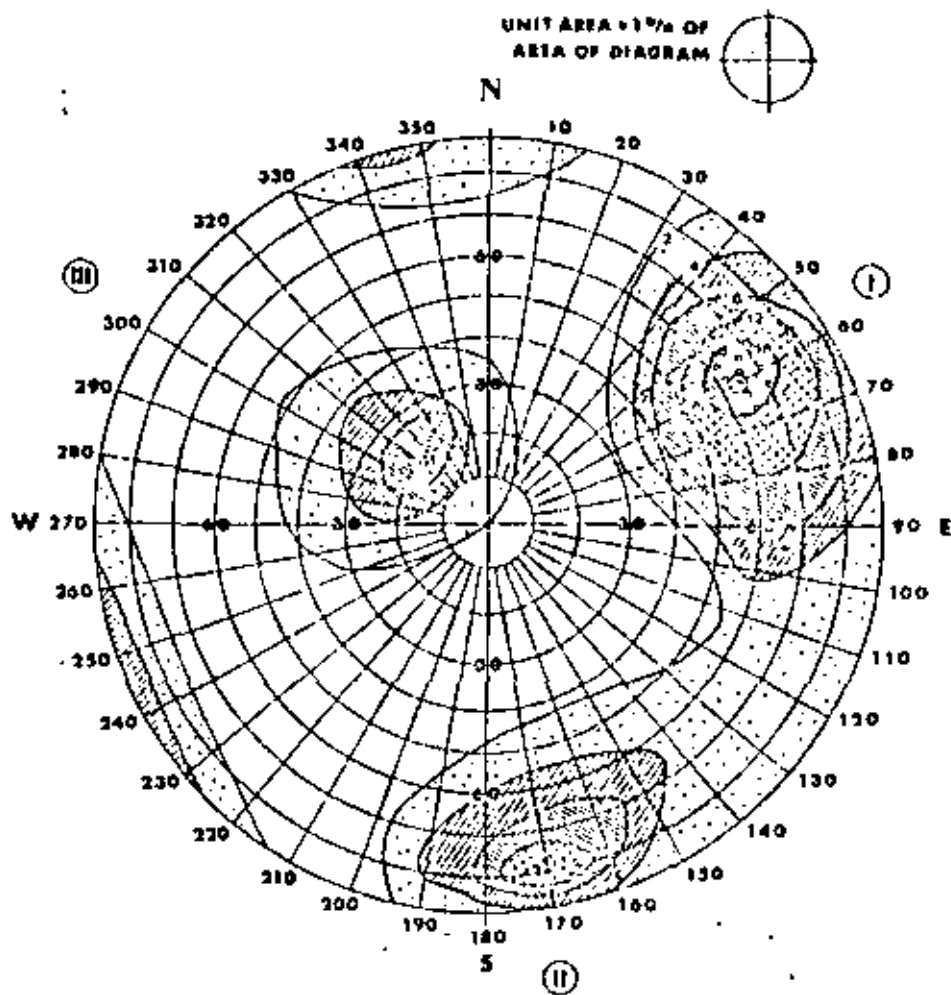


Fig. 5. Schmidt contour diagram representing the orientation of three sets of joints plotted on a polar equal area net. The main sets I and II are approximately normal to each other, and the minor set III is nearly horizontal.

from north clockwise on the periphery, using a rotatable tracing or plastic overlay on which N has been marked. The dip is plotted at right angles to the strike, measured from the periphery towards the centre. The pole P can also be represented on the equatorial equal area net, both nets yielding the same geometrical distribution of poles.

The polar equal area net is the most convenient for plotting poles as no rotation of overlay is necessary. The first step in obtaining mean orientation data for the different discontinuity sets requires that clusters of poles can be visually recognised. The Schmidt contouring method is used to determine the pole densities, an example of which is shown in Fig. 5.

The contouring involves superimposing a square grid on the equal area net. A circle, shown in Fig. 5, which represents 1% of the total area of the equal area net, is placed with its centre at the grid intersections. The number of poles within the circle is counted and noted

on each grid intersection. Pole densities can then be contoured, using up to six contour intervals.

The central value of highest concentration of poles can be taken as representing the mean orientation of the given set of discontinuities. However, since there are variations from the mean, orientation is strictly a random variable with a certain dispersion associated with each mean value. Probability techniques are recommended for a more precise analysis. (It should be noted that density contours obtained by the Schmidt method violate probability theory since poles are counted more than once.)

Figure 6 illustrates the use of equatorial equal area nets for plotting both poles and great circles to represent typical rock mechanics problems, such as slope stability. Spherical projection methods are of great value where stability depends on the relative three-dimensional orientation of discontinuities and free surfaces.

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

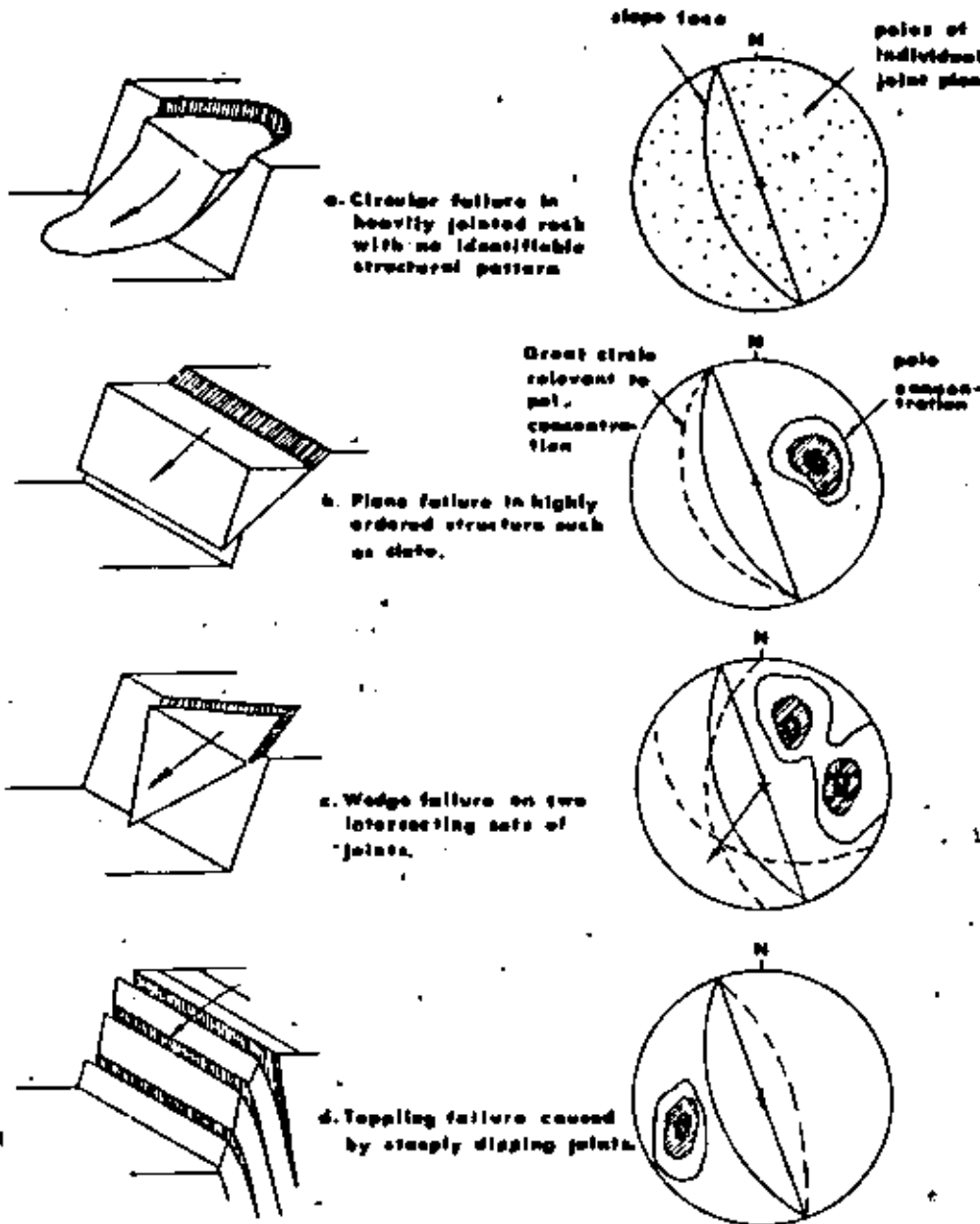


Fig. 6 Representation of structural data concerning four possible slope failure modes, plotted on equatorial equal-area maps as poles and great circles. [7].

REFERENCES

1. Rocha M. & Barroso M. Some applications of the new integral sampling method in rock masses. *Symposium of ISRM on Rock Fracture*, Nancy, Paper 1-23, 12 p. (1971)
2. Shreve H. J. The analysis of aggregates of orientation data in the earth sciences. *J. Geol.* 64, 482-509 (1953).
3. Hoek E. & Bray J. *Rock Slope Engineering*, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 307 p. (1974)
4. Ogley P. C. *Structural Methods for Exploration Geologists*, Harper Brothers, New York, 280 p. (1959)
5. Judson R. A. Regional study of jointing in the Comb Ridge-Nasajo Mountain area, Arizona and Utah. *Bull. Am. Ass. Petrol. Geol.* 45, 1-38 (1961).
6. John K. W. An approach to rock mechanics. *J. Soil Mech. Fdn. Div. Am. Soc. Civ. Engrs.* SM4, pp. 1-30 (1962)
7. Müller L. *Der Lotshum*, Ferdinand Vieweg, Stuttgart, 624 p. (1963)
8. Turner, F. J. & Weiss L. E. *Structural Analysis of Metamorphic Terranes*, McGraw-Hill, New York, 545 p. (1963)
9. Pincus H. J. A procedure for rapid plotting of point diagrams. *J. Geol. Edu.*, Vol. 13, 78 (1965)
10. Terzaghi R. D. Sources of error in joint surveys. *Geotechnique*, 15, 287-304 (1965).
11. Nickelsen R. P. & Hough V. N. D. Jointing in the Appalachian Plateau of Pennsylvania. *Bull. geol. Soc. Am.* 78, 609-630 (1967)
12. John K. W. Graphical stability of slopes in jointed rock. *J. Soil Mech. Fdn. Div. Am. Soc. Civ. Engrs.* 94, No. SM2, 497-526, with discussion and closure in 95, SM6, 1969, 1541-1545 (1968)
13. Broadbent C. D. & Ripper K. H. Fracture studies at the Kimberley Pit. *Proc. Symposium on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam, 1971, pp. 173-179 (1971)

14. Patton F. D. & Deere D. U. Significant geological factors in rock slope stability. *Symposium on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970 Balkema, Amsterdam 1971, pp. 143-151 (1971).
15. Phillips F. C. *The Use of Stereographic Projections in Structural Geology*, Edwards Arnold, London, 3rd edn, 90 p. (1971).
16. Pucou D. R. Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. *Symposium on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970 Balkema, Amsterdam 1971, pp. 55-71 (1971).
17. Robertson A. MacG. The interpretation of geological factors for use in slope theory. *Symposium on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970, Balkema, Amsterdam 1971, pp. 55-71 (1971).
18. Knoll J. L. The engineering geology of the Crucianan underground power station. *Engng Geol.* 6, 289-312 (1972).
19. Babcock F. A. Regional jointing in Southern Alberta. *Can. J. Earth Sci.* 10, 1769-1781 (1973).
20. Pincus H. J. Note: A modified transit for measuring strike on the underside of surfaces. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 10, 83-84 (1973).
21. Pucou D. R. Characterizing and extrapolating rock properties in engineering practice. *Rock Mechanics* (Springer-Verlag) Suppl. 2, 5-31 (1973).
22. Bobstad D. O. & Mahtab M. A. A Bureau of Mines direct reading azimuth protractor, USDM, Information Circular 8612, 7 p. (1973).
23. Curding E. J. & Mahar J. W. The effect of natural geologic discontinuities on behaviour of rock in tunnels. *Proc. 2nd North American Rapid Excavation and Tunneling Conference*, San Francisco, Vol. I, Chap. 12, pp. 107-138 (1974).
24. Posch R. *Berösknings* (Geoteknik), Ed. S. Hansbol Almqvist & Wiksell, Stockholm, 236 p. (1974).
25. Cruden D. M. A composite net for rock slope stability. *Q. J. Engng Geol.* 9, 119-124 (1970).
26. Goodman R. E. *Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks*, West Publishing N.Y. 472 p. (1976).

(B) Photogrammetric Method

Scope

(a) This discontinuity mapping technique utilizes photogrammetry to determine the coordinates of at least four points on each visible discontinuity plane, thereby defining the orientation of the given planes. Large planes may often be mapped quite precisely by the photogrammetric technique, but the accuracy decreases rapidly as the area of the plane decreases.

(b) The method is usually only economic if the orientation of a large number of discontinuities is required. However, there are occasions when photogrammetry is the only practical alternative, for example if the relevant rock face is in the vicinity of magnetic anomalies, or if the rock face is unstable and/or inaccessible.

(c) The following summary of equipment and procedures is designed as an introduction to the technique. Potential users should consult the detailed papers listed in the references.

Equipment

(a) Reconnaissance survey equipment: theodolite, square, Abney level, alidade and reconnaissance camera mounted on a plane table.

(b) Phototheodolite and tripod. A phototheodolite is a theodolite with a survey camera located between the upper and lower circles. The survey camera incorporates fiducial marks and has a lens of negligible distortion characteristics. Six control targets are required, one for each location on the rock face to be photographed. In order to be seen clearly in the stereoscopic model their minimum dimensions should be $\frac{1}{100}$ of the distance to the rock face. Their colour should be chosen for maximum contrast with the rock when viewed in black and white photography. Photographic plates, photographic development facilities (on site if possible, to check for proper exposures) and light meter are also required.

(c) Control survey equipment: tripods, tribrachs, tripod targets, plumbing devices, sublevel bar.

(d) Stereoscopic plotting instrument or stereorecorder, with automatic recording equipment (if punched tape). This equipment will normally be operated by a trained photogrammetrist.

Procedure

(a) *Reconnaissance survey*. The purpose of a reconnaissance survey is to determine suitable positions for both the camera stations overlooking the face, and for control targets on the face. (See Figs 7 and 8). If the height of the face being photographed, the accuracy required, the vertical and horizontal field angles of the camera and the available camera tilt must be considered prior to photography. In many cases there will be physical limitations imposed by the site itself, as illustrated in Fig. 9. Much better use of the available area is possible if the camera axes can be approximately normal to the face.

(b) *Photography*. The phototheodolite is set up on one of the base line tripods, with an interchangeable target on the other. The instrument is then levelled, the camera tilt, exposure time and counter are set, and the photographic plate is loaded. The camera is orientated at right angles to the theodolite, and the theodolite is sighted on the other station. With the camera axes thus normal to the base, the photograph is taken. The phototheodolite and target are then interchanged at the

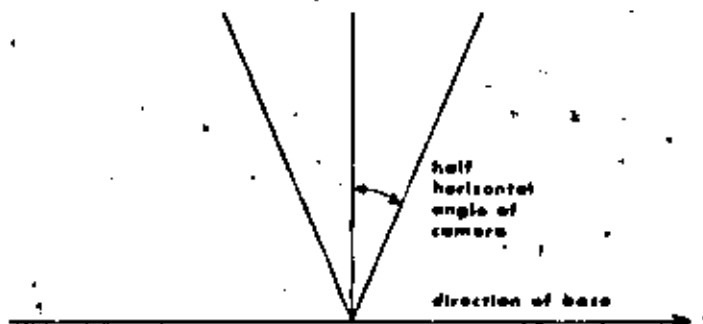


Fig. 7. Reconnaissance diagram mounted on plane table

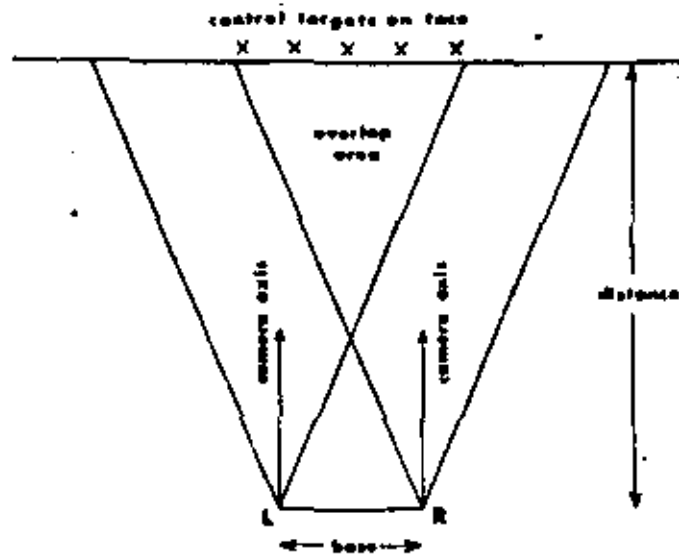


Fig. 8. Field set-up to obtain overlapping stereopair.

base-line stations and the procedure is repeated. It is recommended that the photographic plates are developed in a suitable site office dark room so that, if the plates are not up to the high standard required for photogrammetric analysis, the photography may be retaken before the camera station tripods and control targets are removed. It is desirable to complete all the photography as soon as possible in order to avoid differences caused by shadow on corresponding photographs of a stereopair.

(c) *Control survey.* After completion of the photography a control survey has to be performed in order to determine the coordinates of at least four targets within the overlap area. The camera can be removed from the theodolite and the necessary angle measurements recorded from each end of the baseline. Generally two rounds of horizontal and vertical angles are made to the control targets and at least three other stations whose coordinates are known. From these latter observations the camera coordinates may be determined by resection.

The baseline is measured by setting an interchangeable subtense bar on one station tribrach, and observing it from the other. The distance is calculated from the mean subtended angle. This procedure is performed from both ends of the baseline as a check.

A minimum of one day should normally be allowed for the field work associated with each stereopair. The baseline may subsequently be extended to a series of consecutive camera stations if the overlap area obtained with one stereopair is insufficient to cover the whole rock face.

(d) *Survey information.* The exact form of the survey information required depends on the program being used to analyse the results. Generally, if the theodolite observations have been made from the same tribrach positions as used for the photography, the survey information required consists of the theodolite coordinates in the ground system, and the vertical and horizontal theodolite observations, to the targets, reduced and meaned as appropriate.

(e) *Instructions to photogrammetrist.* It is convenient

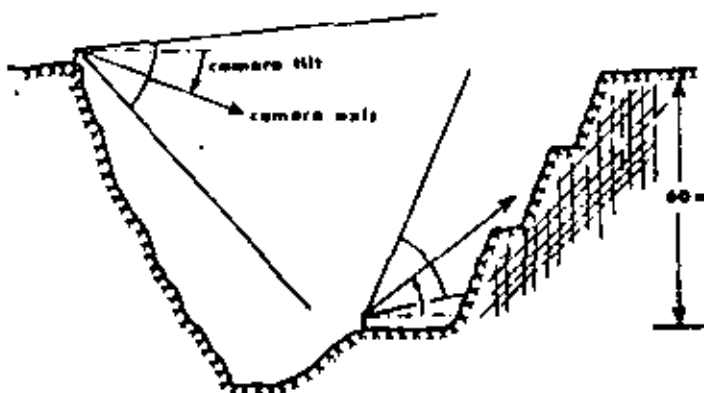


Fig. 9. Two alternative base line locations at a difficult site

to work in a routine manner in order that the information may subsequently be handled by a computer. The work is best specified by making detailed notes for the photogrammetrist and by making an enlarged photograph of the overlap area. The following information may be requested:

Joint areas—areas indicated on the enlarged photograph from which a specified number of orientations are required for statistical analysis (e.g. plotting on an equal area net).

Special discontinuities—particular planes, individually identified on the enlarged photograph, for which the location, orientation and extent are required more precisely, as for example for use in a stability analysis. Generally up to ten pointings per plane are sufficient for defining these features.

(f) *Observational procedure.* Usually the negative plates are observed directly but if preferred by the operator diapositives can be made. An operator unaccustomed with the technique of observing discontinuities usually requires a few hours observing practice. The coordinates of at least four points are required for each visible plane. Each pointing is punched onto tape in an identical format and consists of, an identifier followed by X, Y and Z coordinates of the pointing. Normally all the pointings referring to a particular discontinuity have the same identifier. The operator thus proceeds from pointing to pointing, discontinuity to discontinuity and area to area. About 10% of the larger discontinuities are identified on the large photographic print for the convenience of the engineering geologist doing the interpretation. It is important that the operator makes a number of independent checks on the accuracy of his observations at field scale. This will give all concerned a feel for the likely errors.

(g) *Computations.* The basic information required consists of the control survey data (c) and the photogrammetric punched tape (f). In summary, computer calculations comprise transformation of the target coordinates to the ground system and setting up the transformation matrix.

Planes are fitted to the sets of pointings by the method of least squares, and direction cosines are determined from a symmetric coefficient matrix and subsequently transformed by the transformation matrix. The planes may then be described in terms of dip direction and dip. The last part of the computational phase involves the calculation of probable errors. Special techniques are used to estimate the maximum probable errors in dip and dip direction for each joint [1].

Notes

(a) In any photogrammetric system the following sources of error have to be considered: film, camera, plotting instrument, recording method, control survey, earth's curvature, atmospheric refraction, instrument operator. Compared to the other sources of error, the operating errors caused by the instrument operator are

very significant. These are mainly due to the error in the operator's stereoscopic perception and to misinterpretation. The operator must make decisions as to the positioning of the footings on the instrument if discontinuity images are not clearly defined. These operating errors can usually be kept to tolerable levels by using large base/distance ratios.

(b) In highly altered or weathered rocks it is difficult to distinguish discontinuities and geological features even by close inspection. In such cases photogrammetry is clearly of little help. Somewhat rough or very curved discontinuities are encountered and the validity of fitting a plane to such surfaces may be questioned. The error in plane fitting may be negligible for discontinuities defining near-perfect planes with any orientation, and for planes normal to the camera axis of any roughness. However, the error may be significant for very rough planes approached at an edge-on position when viewed on the photographic plates. This is especially true of discontinuities with strike within 5° of the direction of the camera axis. If photogrammetry is the main mapping technique being used, then more than one stereo-pair taken in different directions may be required to pick up all discontinuities exposed on a face. Alternatively, edge-on discontinuities may be mapped conventionally in order to make the equal area net complete.

(c) There is a great deal of useful information that can be obtained from the photogrammetric mapping technique in addition to orientation data. For example, rock surface profiles can be plotted for use in estimating overall volumes involved in the stability analysis. If the camera to object distance is reasonable, roughness profiles of individual joints may be obtained. This may be used to estimate shear strength. The overall distribution of joint spacing can be measured and joint persistence may also be assessed. In addition, stereo-pairs exposed at different stages during the life of a project (e.g. an open pit), provide a permanent stereo-record, which can be especially useful when extrapolating major features.

Presentation of results

Suggested methods for presenting orientation data will be found under (A) *Compass and Clinometer Method*.

The large amount of orientation data likely to be produced by systematic photogrammetric work is not suitable for statistical treatment. A first step in the presentation of results will be the plotting of poles on equal area nets.

REFERENCES

1. Ross Brown D. M., Wickens E. H. & Markland J. I. Terrestrial photogrammetry in open pits: 2 - an aid to geological mapping. *Trans. Inst. Min. Metall.* (Section A, Min. Industry) 82, 47-48 (1973).
2. Imkowitz K. Terrestrials-photogrammetrische Klüfflungsstudien. *Rock Mech. Engng Geol.* 1, 152-159 (1963).
3. Terzaghi R. D. Sources of error in joint surveys. *Geotechnique* 15, 287-304 (1965).

4. Savage J. F. *Terrestrial Photogrammetry for Geological Purposes*. International Training Centre for Aerial Survey publication, Series B, No. 33, pp. 41-53 (1965).
5. Thompson M. M. (Ed.). *Manual of Photogrammetry* 3rd edn. American Soc. of Photogram. Falls Church, Virginia (1966).
6. Rengers N. *Terrestrial photogrammetry: a valuable tool for engineering geological purposes*. *Rock Mech. Engng Geol.* 5, 150-154 (1967).
7. Calder P. N., Bauer A. & Macdougall A. R. *Stereophotography and open pit mine design*. 72nd Annual Meeting Can. Inst. Min. Metall., April 1970. Preprints (1970).
8. Wickens E. H. & Barton N. R. *The application of photogrammetry to the stability of excavated rock slopes*. *Photogram. Rec.* 3(37), April, 46-54 (1971).
9. Ross-Brown D. M. & Atkinson K. B. *Terrestrial photogrammetry in open pits: 1—description and use of the phototheodolite in mine surveying*. *Trans. Inst. Min. Metall. (Sect. A: Min. Industry)* 81, pp. A205-A213 (1972).
10. Ross-Brown D. M. *Aspects of slope design in open pit mining*. PhD Thesis, University of London (1973).

2. SPACING

Scope

(a) The spacing of adjacent discontinuities largely controls the size of individual blocks of intact rock. Several closely spaced sets tend to give conditions of low mass cohesion whereas those that are widely spaced are much more likely to yield interlocking conditions. These effects depend upon the persistence of the individual discontinuities.

(b) In exceptional cases a close spacing may change the mode of failure of a rock mass from translational to circular or even to flow (e.g. a "sugar cube" shear zone in quartzite). With exceptionally close spacing the orientation is of little consequence as failure may occur through rotation or rolling of the small rock pieces.

(c) As in the case of orientation, the importance of spacing increases when other conditions for deforma-

tion are present, i.e. low shear strength and a sufficient number of discontinuities or joint sets for slip to occur.

(d) The spacing of individual discontinuities and associated sets has a strong influence on the mass permeability and seepage characteristics. In general the hydraulic conductivity of any given set will be inversely proportional to the spacing, if individual joint apertures are comparable.

Equipment

(a) Measuring tape of at least 3 m length, calibrated in mm divisions.

(b) Compass and clinometer.

Procedure

(1) Whenever possible, the measuring tape should be held along the exposure such that the surface trace of the discontinuity set being measured is approximately perpendicular to the tape. If the tape is not perpendicular, directional bias corrections are required to obtain the true spacing.

(b) All distances (d) between adjacent discontinuities are measured and recorded over a sampling length not less than 3 m (or the thickness of the rock unit being observed if this is less than 3 m). The sampling length should preferably be greater than ten times the estimated spacing. The distances (d) should be measured to within 5% of their absolute values.

(c) The smallest angle (α) between the measuring tape and the observed joint set is measured with a compass to the nearest 5°.

(d) The most common (modal) spacing is calculated from the equation:

$$S = d_n \sin \alpha$$

where d_n is the most common (modal) distance

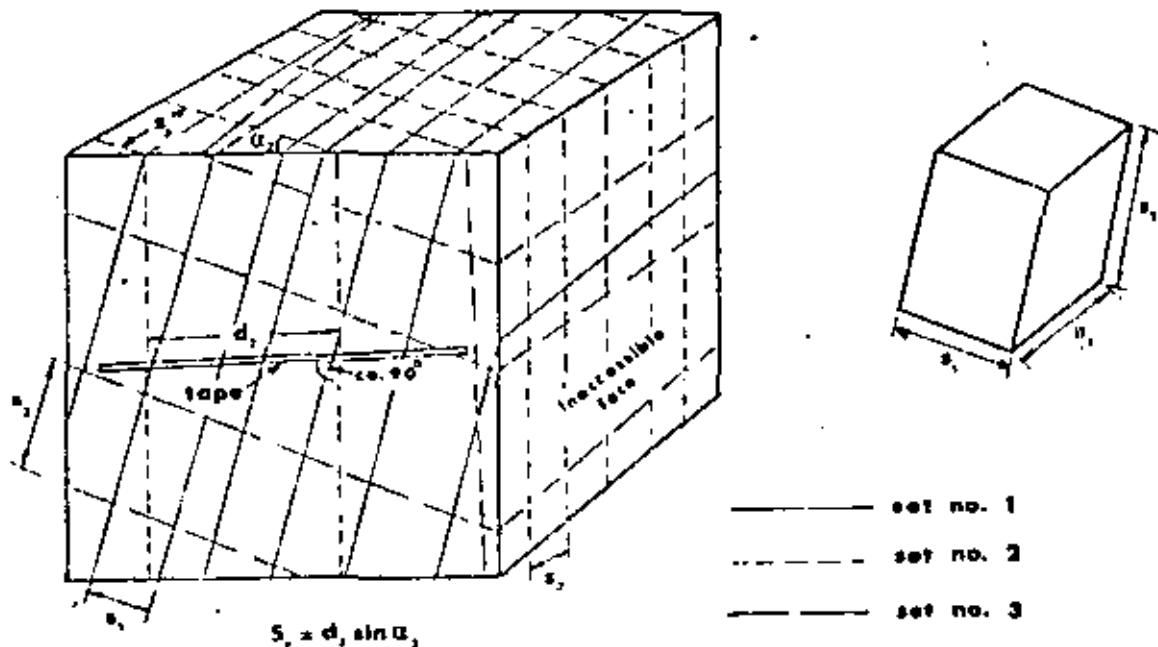


Fig. 10. Measurement of joint spacing from observation of a rock exposure

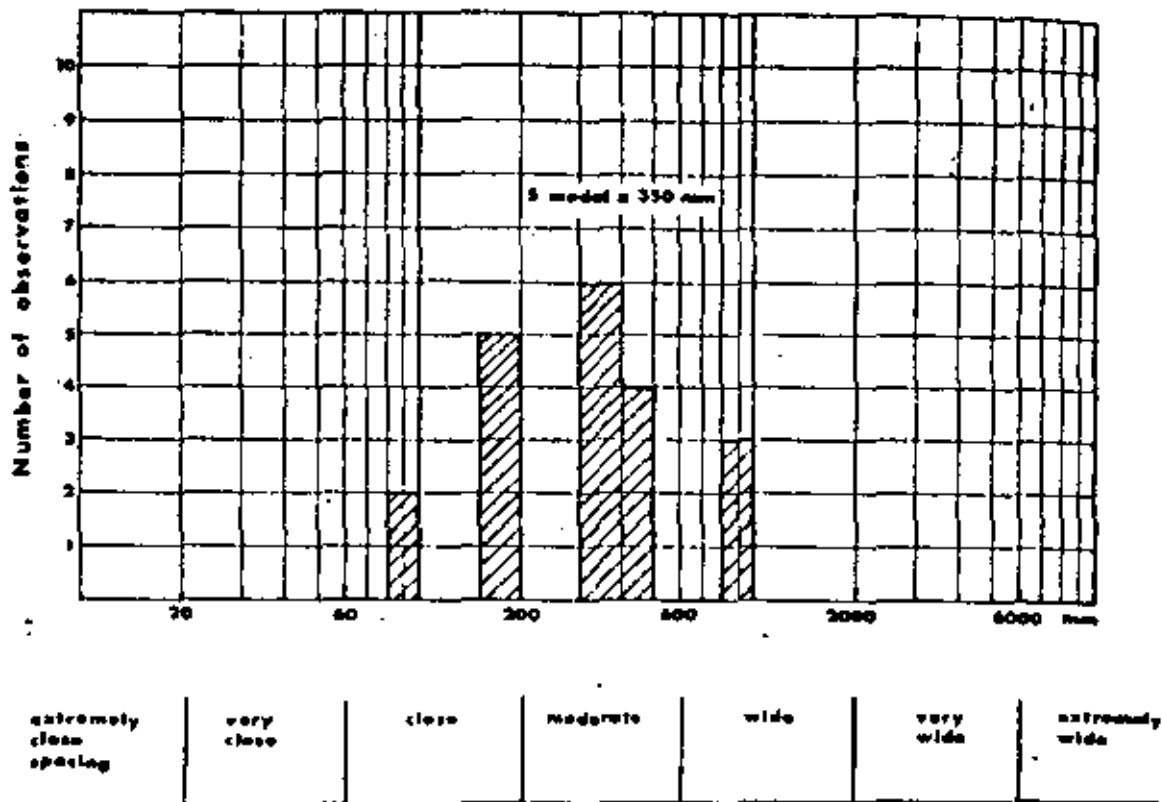


Fig. 11. Histogram showing modal, minimum and maximum spacings obtained from observations of the spacing of one set. Suggested descriptions given at base of histogram.

measured. It is helpful to present the variation in spacing by means of a histogram, as illustrated in Fig. 11.

Notes

(a) The use of a measuring tape and compass is strongly recommended, but it is not essential if the engineering geologist is experienced in taking these measurements using visual judgement. This will depend on the degree of precision required. It should be borne in mind that discontinuities such as joints may not be sufficiently parallel in a given set to justify great precision.

(b) The average value of individual modal spacings (S_1, S_2 etc.) represents the average dimension of typical rock blocks if persistence is assumed. Other methods of representing block size from observations of spacing are given under parameter 10, Block Size.

(c) In any given discontinuity set, domains with recognizably similar spacing may be separated by more massive rock containing a few widely spaced discontinuities. Block diagrams (Fig. 2b) or histograms (Fig. 11) can be used to indicate this type of variability.

(d) In general, fractures caused by blast damage should be excluded from consideration when measuring the spacing of discontinuities.

(e) In cases where rock exposures are of limited extent, or absent, seismic refraction techniques can be used to estimate spacing in the upper 20-30 m. Several investigators have found a fairly reliable relationship

between frequency, i.e. number of discontinuities per metre, and the longitudinal or compression (P) wave velocity V_p .

(f) The spacing or frequency of discontinuities can also be determined from analysis of drill core and from borehole viewing techniques such as borehole television cameras, photographic cameras and borehole periscopes (see 11, Drill Core for details).

Presentation of results

(a) The minimum, modal and maximum spacing, S (min) S , S (max) should be recorded for each discontinuity set. The distributions can conveniently be presented as histograms, one for each set (Fig. 11). The following terminology can be used:

Description	Spacing
Extremely close spacing	< 20 mm
Very close spacing	20-60 mm
Close spacing	60-200 mm
Moderate spacing	200-600 mm
Wide spacing	600-2000 mm
Very wide spacing	2000-6000 mm
Extremely wide spacing	> 6000 mm

(b) A convenient method of presenting large numbers of spacing measurements for which statistical treatment may be required is the use of histograms, one for each set of discontinuities. Frequency curves for each set can be drawn on the same diagram, giving an immediate

impression of the respective modal values and dispersions. (Note: using mean in place of modal spacings may help to eliminate difficulties with samples having multiple, poorly-defined modes, and with samples with modes at very small spacings, i.e. from negative exponential distributions.)

(c) Spacing may also be expressed as the inverse i.e. number of discontinuities per metre. This is termed frequency.

REFERENCES

1. Terzaghi R. Sources of error in joint surveys. *Geotechnique*, 13, 287-304 (1963).
2. Weaver R. & Call R. D. Computer estimation of oriented fracture set intensity. Reprint *Symp. on Computers in Mining and Exploration*, Tucson, Arizona, 17 p (1963).
3. Da Silva A. F., Rodrigues F. P., Grossman N. F. & Mendes F. Qualitative characterization of the geometric parameters of jointing in rock masses. *Proc. 1st. Congress of the Int. Soc. Rock Mech. Lisbon*, Vol. 1, pp 225-233 (1966).
4. Halstead P. N., Call R. D. & Rippere K. H. Geological structural analysis for open pit slope design, Kimberley pit, Ely, Nevada. Reprint, Annual AIIME meeting, New York, 25 p (1968).
5. Ward W. H., Burland J. B. & Gallos R. W. Geotechnical assessment of a site at Mundford, Norfolk, for a large proton accelerator. *Geotechnique*, 18, 399-431 (1968).
6. Broadbent C. D. & Rippere K. H. Fracture studies at the Kimberley pit. *Proc. Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam, 1971, pp 171-179 (1971).
7. Piteau D. R. Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. *Proc. Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam, 1971, pp 33-53 (1971).
8. Robertson A. MacG. The interpretation of geological factors for use in slope theory. *Proc. Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam, 1971, pp 55-71 (1971).
9. Grainger P., McCann D. M. & Gallos R. W. The application of the seismic refraction technique to the study of fracturing of the Middle Chalk at Mundford, Norfolk. *Geotechnique*, 23, 219-232 (1973).
10. Piteau D. R. Characterizing and extrapolating rock properties in engineering practice. *Rock Mechanics* (Springer-Verlag, Suppl. 2, pp 5-31 (1973).
11. Priest S. D. & Hudson J. A. Discontinuity spacings in rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 13, 135-148 (1976).

3. PERSISTENCE

Scope

(a) Persistence implies the areal extent or size of a discontinuity within a plane. It can be crudely quantified by observing the discontinuity trace lengths on the surface of exposures. It is one of the most important rock mass parameters, but one of the most difficult to quantify in anything but crude terms.

(b) The discontinuities of one particular set will often be more continuous than those of the other sets. The minor sets will therefore tend to terminate against the primary features, or they may terminate in solid rock.

(c) In the case of rock slopes and dam foundations it is of the greatest importance to attempt to assess the degree of persistence of those discontinuities that are unfavourably orientated for stability. The degree to which discontinuities persist beneath adjacent rock blocks without terminating in solid rock or terminating

against other discontinuities determines the degree to which failure of intact rock would be involved in eventual failure. Perhaps more likely, it determines the degree to which "down-stepping" would have to occur between adjacent discontinuities for a failure surface to develop. Persistence is also of the greatest importance to tension crack development behind the crest of a slope.

(d) In the case of tunneling, failure in the first instance may be a rather local affair, and persistence across a limited number of blocks may be all that is required provided that other conditions are compatible with failure, i.e. the existence of smooth or clay filled discontinuities or at least three sets. Planar discontinuities that can be traced without offset for 5-10 m in a tunnel construction may be of major significance to stability, while being of minor importance in the case of a 100 m high rock slope or large dam abutment.

(e) Frequently, rock exposures are small compared to the area or length of persistent discontinuities, and the real persistence can only be guessed. Less frequently it may be possible to record the dip length and the strike length of exposed discontinuities and thereby estimate their persistence along a given plane through the rock mass using probability theory. However, the difficulties and uncertainties involved in the field measurements will be considerable for most rock exposures encountered.

Equipment

- (a) Measuring tape of at least 10 m length.

Procedure

(a) Individual rock exposures, or recognised domains, should first be described according to the relative persistence of the different discontinuity sets present. The sets of discontinuities can be distinguished by the terms *persistent*, *sub-persistent* and *non-persistent* respectively. Simple labelled field sketches such as those illustrated in Fig. 12, can be useful aids in subsequent interpretation.

(b) Efforts should then be made to measure the discontinuity lengths in the direction of dip and in the direction of strike. This may be impossible in the case of limited planar exposures. However, in the case of large three-dimensional exposures such as curved open pits with benches, or underground openings with intersecting tunnels, it may be possible to obtain useful size-frequency histograms for each of the discontinuity sets.

The modal trace lengths measured for each set can be described according to the following scheme:

Very low persistence	< 1 m
Low persistence	1-3 m
Medium persistence	3-10 m
High persistence	10-20 m
Very high persistence	> 20 m

(c) A useful procedure during the mapping of discontinuity lengths is to record the type of termination according to the following scheme. Discontinuities

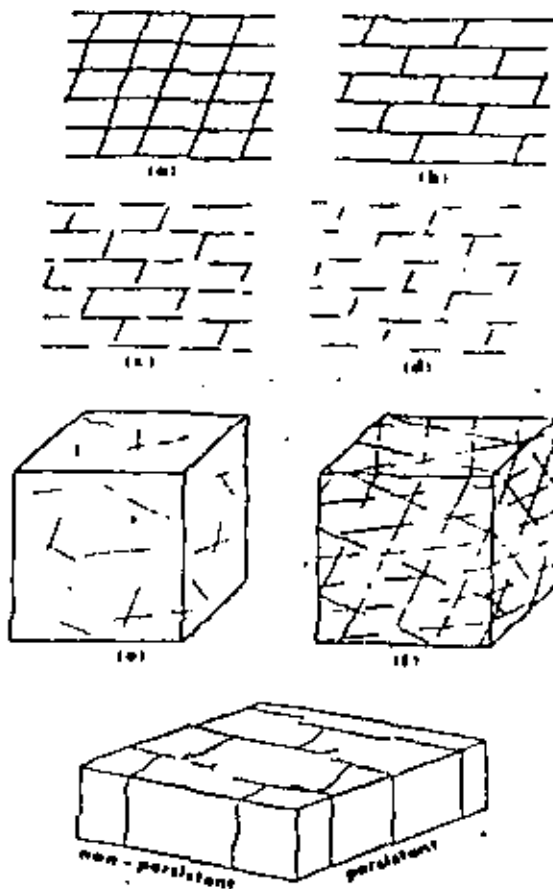


Fig. 12. Simple sketches and block diagrams help to indicate the relative persistence of the various sets of discontinuities. Examples adapted from [1] and [2].

which extend outside the exposure (c) should be differentiated from those that visibly terminate in rock in the exposure (f), and from those that terminate against other discontinuities in the exposure (d). A systematic set of discontinuities with a high score in (c) is obviously more persistent than a sub-systematic set with predominant scores in (d). Non-systematic discontinuities will tend to have highest scores in (f).

(d) Termination data (c, e or f) should be recorded for each end of the relevant discontinuities, together with the length in metres. (Example: 8(dx) = discontinuity length of 8 m, one termination against another discontinuity other termination invisible because feature extends beyond the limits of the exposure). It is important to specify the dimensions of the exposure on which measurements were made since this will obviously influence both the number of (c) observations and the relevant lengths.

Notes

(1) Piteau [3] has demonstrated that discontinuities where both terminations can be seen are generally smaller than discontinuities where one or no terminations can be seen. In a sample of 3844 joints at the Nchanga Mine, 1394 (36%) with an average length of 1.4 m had both ends exposed, 1538 (40%) with an aver-

age length of 2.9 m had one end exposed, and 912 (24%) with an average length of 6.3 m had no ends exposed.

(2) Analyses of dip lengths and strike lengths performed by Robertson [4] have indicated that discontinuities tend to be of approximately isotropic dimensions. When terminating in solid rock they may therefore tend to be circular, and presumably rectangular when terminating against other discontinuities.

(3) Statistical tests simulating circular outline discontinuities with a normal distribution of diameters randomly spaced in the rock mass, indicate that the mean trace length can range from slightly smaller to slightly larger than the mean diameter [5]. This is the result of the greater probability of intersecting the larger discontinuities outweighing the fact that trace lengths (chords) are inherently shorter than diameters.

(4) Statistical methods can be used to analyse the maximum lengths of discontinuities. Using such techniques it is possible to estimate the expected recurrence interval for discontinuities of any specified length. Alternatively it is possible to estimate the mean probability of a discontinuity exceeding a specified length, occurring in any portion of the rock mass. For example, if after analysis it is found that major discontinuities with strike lengths of 50 m or more are spaced on the average at 150 m, it is possible to estimate the probability of strike lengths of 50 m or more occurring in any 100 m interval measured normal to the strike. The probability is equal to $(\frac{100}{150})^2 = 0.66$. If the complete distribution of sizes is known (Procedure (b)), the probability of occurrence of a discontinuity of a certain size can be evaluated on the basis of extreme value statistics. A useful example of its application to rock slope stability analysis is given by McMahon [6]. Note that the ill-defined lower bound to observations of trace length (inevitable if the shortest features are ignored) leads to underestimation of the frequency of discontinuities and overestimation of their size.

(5) The descriptive term *persistence* may in theory be quantified by defining it as the percentage of the total area of a plane through the rock mass which is formed by discontinuities coincident (co-planar) with this reference plane. In practice, waviness of most discontinuities frustrates strict interpretation. A practical alternative is to select a band width equal to the mean spacing of the discontinuities in the particular set, and to estimate the persistence within this reference band. Since, on a probability basis, only one discontinuity would be expected to occur within this band, a slightly more realistic estimate of persistence is obtained.

(6) When assessing the persistence of the various discontinuity sets it is important to investigate the possibility of a stepped failure surface forming, as illustrated by failure modes (2) and (3) in Fig. 13. This mode of failure may tend to occur when the set involved in shear has less than 100% persistence. Downstepping will tend to develop such that only a minimum percentage of the resulting shear surface passes through intact rock. The persistence of a potential failure surface will normally be higher than that along planes or bands.

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

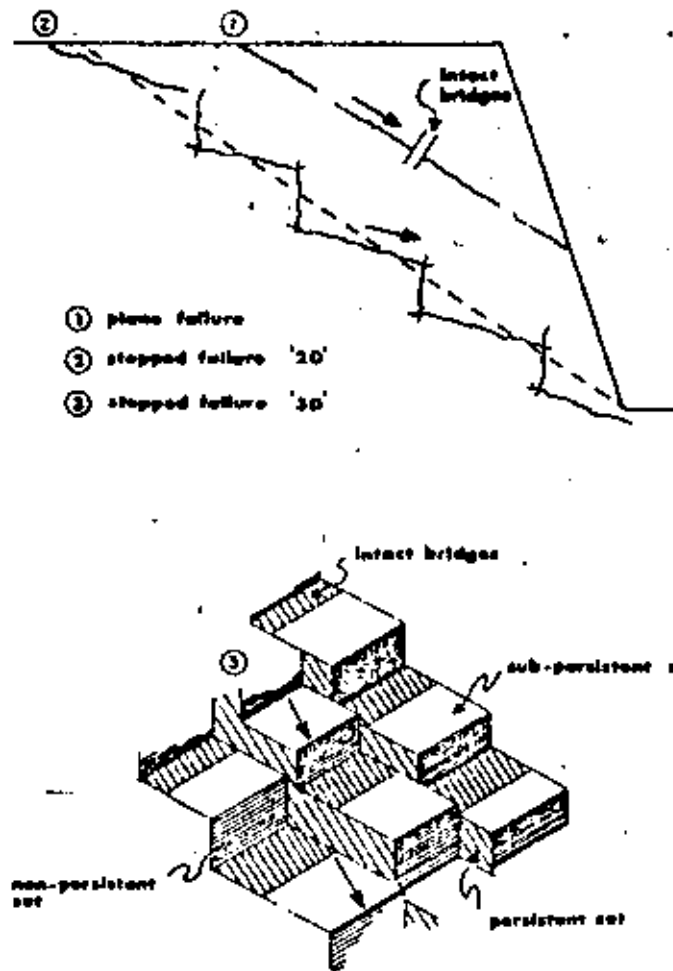


Fig. 13 Idealized examples of potential failure planes showing the importance of "intact bridges" and "down-stepping". Examples adapted from [4] and [7].

parallel to a single set, unless the latter have 100% persistence.

(g) Estimates of *persistence* for given planes, bands or specific failure surfaces have at present to be based on engineering judgement and should be purposely weighted in the direction of conservatism (i.e. closer to 100% persistence since the shear strength of the intact rock bridges will form a dangerously high percentage of the total shear strength of the compound failure surface. The shear strength (cohesion) due to any intact rock bridges can be crudely estimated from the following relationship which is derived from the Mohr diagram, assuming a linear shear strength envelope:

$$c = \frac{1}{2}(\sigma_c + \sigma_t)$$

where:

σ_c = uniaxial compressive strength of the intact rock
 σ_t = tensile strength of the intact rock.

If it is assumed for simplicity that $\sigma_c/\sigma_t = 9$, then the cohesive strength is equal to one sixth of the unconfined compressive strength. It is safer to assume 100% persistence when in doubt, since the above cohesion is usually one to two orders of magnitude greater than the shear strength of the discontinuities.

Presentation of results

(a) The various sets of discontinuities should be described as *systematic*, *sub-systematic* or *non-systematic* according to their relative persistence. Block diagrams or photographs should be labelled accordingly.

(b) Where exposures are of suitable dimensions, size-frequency histograms of trace lengths observed for each set of discontinuities should be given. (This is necessary if probability theory is to be applied subsequently.) Mean trace lengths (in both strike and dip directions) should be quoted.

(c) Termination data which has been recorded for each discontinuity sampled (e.g. Edx), should be presented in the form of a *termination index* (T_r) for the rock mass as a whole, or for chosen domains. T_r is defined as the percentage of the discontinuity ends terminating in rock (Σr) compared to the total number of terminations ($\Sigma r + \Sigma d + \Sigma x$). The latter is equal to twice the total sample since each trace has two ends.

$$T_r = \frac{(\Sigma r) \times 100}{2(\text{no. of discontinuities observed})} \%$$

(It is to be hoped that systematic collection of data

concerning T , through application of these ISRM Suggested Methods will eventually improve the estimation of persistence).

(d) The persistence of potential failure surfaces (including stepped surfaces) should be estimated, if this is appropriate to the project being investigated. The estimate should perhaps be rounded upwards, to the next multiple of 10% (i.e. 92% is assumed to be 100%).

REFERENCES

- Müller L. *Der Felsbau*. Ferdinand-Enke-Verlag, Stuttgart, 124 p (1961).
- Price N. J. *Fault and Joint Development in Brittle and Semibrittle Rock*. Pergamon, Oxford, 176 p (1966).
- Piteau D. R. Characterizing and extrapolating rock joint properties in engineering practice. *Rock Mechanics* (Springer-Verlag), Suppl. 2, pp. 5-31 (1973).
- Robertson A. MacG. The interpretation of geological factors for use in slope theory. *Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam 1971, pp. 55-71 (1971).
- Barton C. M. An analysis of rock structure and fabric in the CSA Mine, Cobarr, NSW. (SIRIO Division of Applied Geomechanics, Tech. Paper No. 24 (1976).
- McMahon B. K. Design of rock slopes against sliding on pre-existing fractures. *Proc. of 3rd Cong. of Int. Soc. Rock Mech.*, Denver, *Advances in Rock Mechanics*, Vol. II B, pp. 801-808 (1974).
- Jennings J. E. A mathematical theory for the calculation of the stability of slopes in open cast mines. *Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg 1970. Balkema, Amsterdam 1971, pp. 87-102 (1971).
- Hodgson R. A. Regional study of jointing in the Comb Ridge-Navajo Mountain area, Arizona and Utah. *Bull. Am. Ass. Petrol. Geol.* 45, 1-34 (1964).
- John K. W. An approach to rock mechanics. *J. Soil Mech. Fdn. Div. Am. Soc. Civ. Engrs* SM4, 1-30 (1962).
- McMahon B. K. Indices related to the mechanical properties of jointed rock. *Proc. of 9th Symp. on Rock Mech., Status of Practical Rock Mech.*, Ch. 6, pp. 117-133 (1967).
- Nickelsen R. P. & Hough V. N. D. Jointing in the Appalachian Plateau of Pennsylvania. *Bull. Geol. Soc. Am.* 78, 609-630 (1967).
- Halstead P. N., Call R. D. & Rippre K. H. Geotechnical analysis for open pit slope design. *Kimbley Pap. Civ. Engrs. Inst. AASIE*, Preprint No. 68-Am 25 (1968).
- Piteau D. R. Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. *Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam 1971, pp. 13-53 (1971).
- Hallock E. A. Regional jointing in Southern Alberta. *Can. J. Earth Sci.* 10, 1769-1781 (1973).
- Bernard J. Properties of rock and rock masses (General). *Proc. 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mech.*, Denver, *Advances in Rock Mechanics*, Vol. IA, pp. 9-38 (1973).
- Cruden D. M. Describing the size of discontinuities. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* (Pergamon) 14, 151-152 (1977).

4. ROUGHNESS

Scope

(a) The wall roughness of a discontinuity is a potentially important component of its shear strength, especially in the case of undisplaced and interlocked features (e.g. unfilled joints). The importance of wall roughness declines as aperture, or filling thickness, or the degree of any previous displacement increases.

(b) In general terms the roughness of discontinuity walls can be characterized by a waviness (large scale undulations which, if interlocked and in contact, cause dilation during shear displacement since they are too large to be sheared off) and by an unevenness (small scale roughness that tends to be damaged during shear displacement unless the discontinuity walls are of high strength and/or the stress levels are low, so that dilation can also occur on these small scale features).

(c) In practice waviness affects the initial direction of shear displacement relative to the mean discontinuity plane, while unevenness affects the shear strength that would normally be sampled in a laboratory or medium-scale *in situ* direct shear test (see Fig. 14).

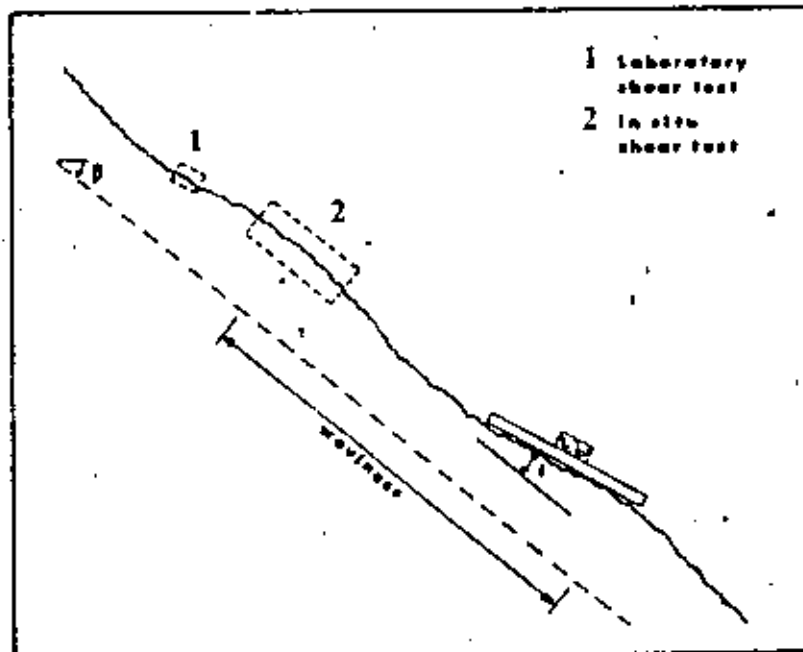


Fig. 14. Different scales of discontinuity roughness are sampled by different scales of tests. Waviness can be characterized by the angle θ .

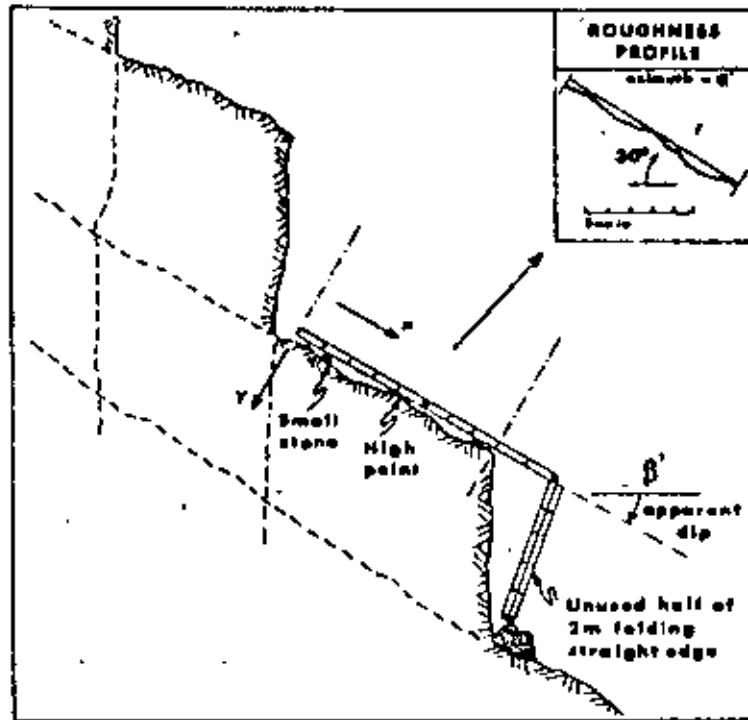


Fig. 15 A method of recording discontinuity roughness in two dimensions along the estimated direction of potential sliding

(d) If the direction of potential sliding is known, roughness can be sampled by linear profiles taken parallel to this direction. In many cases the relevant direction is parallel to the dip (dip vector). In cases where sliding is controlled by two intersecting discontinuity planes, the direction of potential sliding is parallel to the line of intersection of the planes. In the case of arch dam abutment stability, the direction of potential sliding may have a marked horizontal component.

(e) If the direction of potential sliding is unknown, but nevertheless of importance, roughness must be sampled in three dimensions instead of two. This can be done with a *compass and disc-clinometer*. Dip and dip direction readings can be plotted as poles on equal-area nets. Alternatively, discontinuity surfaces can be contoured relative to their mean planes using *photogrammetric* methods. This can be a useful technique if the critical surfaces are inaccessible.

(f) The purpose of all roughness sampling methods is for the eventual estimation or calculation of shear strength and dilation. Presently available methods of interpreting roughness profiles and estimating shear strength are summarised under the section *Presentation of results*.

Equipment

(a) The *linear profiling* method of sampling roughness requires the following equipment: (i) folding straight edge of at least 2m length graduated in mm, (ii) compass and clinometer, (iii) 10m of light wire or nylon with paint markings at 1m intervals (red) and 10cm intervals (blue). The line should be attached to small wooden blocks or similar at each end, so that

it can be tensioned to form a straight reference line above the plane of large undulating discontinuities.

(b) The *compass and disc-clinometer* method of sampling roughness requires the following equipment: (i) Clar (Breitaupt) geological compass which incorporates a horizontal levelling bubble and a rotatable lid which is connected to the main body of the compass through a graduated hinge for recording dip, (ii) four thin circular plates made of light alloy of various diameters (i.e. 5, 10, 20 and 40 cm) which can be fixed in turn to the lid of the compass [1].

The *photogrammetric* method of sampling roughness requires assorted equipment described under *Photogrammetric Method* (page 330).

Procedure

(a) *Linear profiling*. Discontinuities are selected that are accessible and typical of the surface presumed to be involved if shear failure was to occur.

Depending upon the relevant dimensions of each plane either the 2m straight edge or the 10m wire (or sections of either) are placed or stretched above the plane of the discontinuity *parallel* to the *mean direction* of potential sliding. For convenience they should be in contact with the highest point or points of the discontinuity and they should be as straight as possible. (A small lump of "plasticene" can be helpful in preventing the straight edge from sliding down steeply dipping joints. It can be placed between the straight edge and the high spots.) The perpendicular distances (y) from the straight edge (or wire) to the surface of the discontinuity are recorded to the nearest mm, for given tangential distances (x) (see Fig. 15). It is advisable to be flex-

ible in the choice of (x) since a regular interval (for example 5 cm) might result in missing a small step or similar feature of potential importance to the shear strength. On average, (x) intervals equal to approximately 2% of the total measuring length are sufficient to give a good overall impression of roughness.

The (x) and (y) readings are recorded in parallel, together with the azimuth and dip of the measuring direction. This may be different from the orientation α/β of the discontinuity.

Profiles typical of the minimum, most common and maximum roughness are recorded using the above procedures. These profiles may apply to a whole discontinuity set, to one critical discontinuity, or to each surface measured, depending upon the detail required.

The waviness angle (θ) illustrated in Fig. 14, should be recorded using the straight edge and clinometer, if the profile was so short that waviness was not automatically sampled during profiling.

The approximate wave length and amplitude of waviness too large to be sampled by profiling should be estimated, or measured where accessibility is no problem.

Photographs representing the surfaces of minimum, modal and maximum roughness should be taken, with a 1 m rule placed against the surface in question clearly visible.

(b) *Compass and disc-clinometer.* Discontinuities are selected that are accessible, and typical of the surface presumed to be involved if shear failure was to occur.

The small scale roughness angles (θ) (Fig. 16) are measured by placing the largest circular plate (e.g. 40 cm dia) against the surface of the discontinuity in at least 25 different positions, and recording dip direction and dip for each position. (A surface area at least ten times as large as the area of the largest plate is assumed).

This procedure is repeated in turn for the other plate diameters. The overall sensitivity of the measurements is improved if a large number of positions are recorded with the smaller plate diameters, for example 50 positions with a 20 cm plate, 75 positions with a 10 cm plate and 100 positions with a 5 cm plate.

Each set of dip direction and dip data is plotted on a separate equal area net in terms of poles. Contours are drawn for each set of poles.

Photographs representing surfaces of minimum, modal and maximum roughness should be taken, with a 1 m rule placed against the surfaces in question clearly visible.

(c) *Photogrammetric method.* In special cases, terrestrial photogrammetry can be used to obtain the coordinates of numerous points on the surface of inaccessible discontinuities using the procedures outlined under *Photogrammetric Method* (page 27). From this data it is possible to compute contour maps or profiles of the surface roughness. The minimum contour intervals will depend on the distance of the camera base from the surface in question. In some instances 1 mm intervals might be achieved, though 1 cm or 5 cm would

be more likely. Profiles should be computed for the direction of potential sliding, if this is known.

Notes.

(a) *Linear profiling.* The mm graduated ruler used to measure the perpendicular distances (y) should be tapered to a point so that the fine details of roughness can be recorded if desired.

Several automatic recording profilographs are described in the literature [1, 3]. Most of these are suitable for describing the finest details of roughness. They obviously give a much more accurate picture of roughness than that obtained by the present suggested method. Normally this accuracy is unnecessary for rock mechanics purposes.

Offsets or steps dividing a discontinuity surface into several parallel planes are indicative of lack of persistence, and should be carefully profiled.

There are many other methods of recording roughness in addition to the profiling method. For example the *wave-length* and *amplitude* of surface features could be measured and recorded for several different scale intervals, i.e. <1 cm, 1-10 cm, 10-100 cm, >1 m. Alternatively a very large undulating joint exposure could be rapidly recorded by laying a straight edge (for example 1 m length) against the surface at 1 m intervals in the down-dip direction and recording the dip of each position by means of a clinometer fixed to the straight edge. The length of straight edge could be varied in the same manner as with the compass method, if desired.

(b) *Compass and disc-clinometer.* The smallest base plates give the greatest scatter of readings and also the largest roughness angles. The largest base plates give the least scatter of readings and also the smallest roughness angles.

The large number of dip direction and dip readings (from approximately 200 plate positions) represents at least one hour's work per sampled plane. This will only be justified in special circumstances. If a large number of discontinuities need to be measured, the *photogrammetric* method is recommended. Alternatively if the potential sliding direction is known, the *profiling* method is recommended, thereby reducing the amount of data collection to the single direction of potential sliding.

The maximum roughness angles for the given disc sizes can be plotted for any direction of potential sliding. (See Fig. 16). The tangent of these maximum roughness angles multiplied by the appropriate base length (disc diameter) gives the displacement (dilatation) that will occur perpendicular to the discontinuity for a shear displacement equal to the given base length. Several base lengths (disc diameters) are analysed in this way, so that a dilation curve can be obtained. This will give a realistic picture of the shearing process when there is minimal damage to asperities. The method is therefore most appropriate to shearing of joints in hard rocks at low effective normal stress levels. (Asperities smaller than the minimum plate diameter are assumed

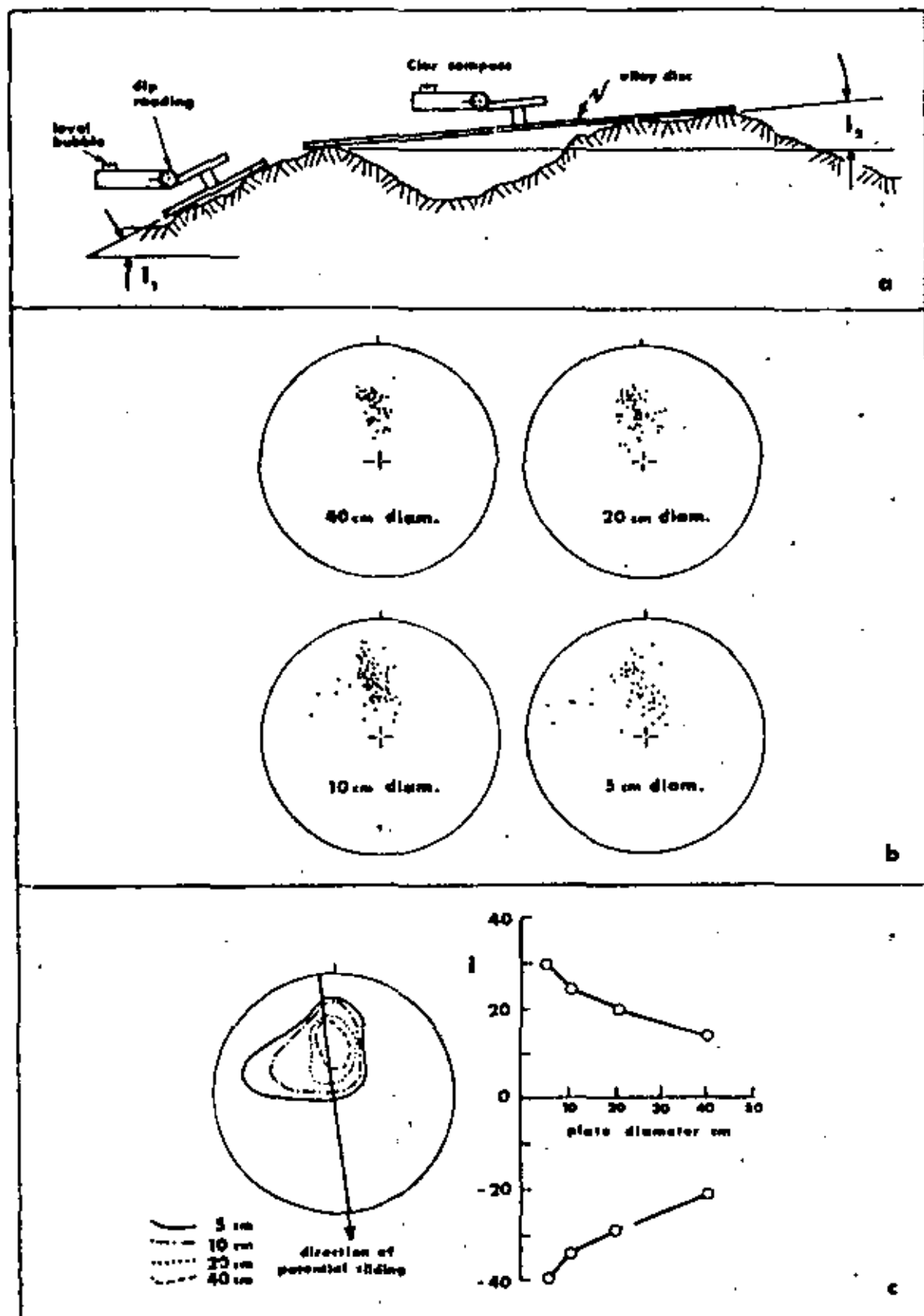


Fig. 16 A method of recording discontinuity toughness in three dimensions, for cases where the potential direction of sliding is not yet known. Circular discs of different dimensions (e.g. 5, 10, 20 and 40 cm) are fixed in turn to a Clear compass and clinometer. The dip direction and dip readings are plotted as poles on equal-area nets. Adapted from [1] and [2].

not to influence the process of dilation). See Fecker and Rengers [1] for further details.

(c) *Photogrammetric method.* The coordinates representing points on the surface of the given discontinuity are recorded using a stereoscopic plotting instrument or a stereo comparator, with automatic recording equipment (i.e. punched tape). Roughness profiles can be drawn by computer.

Methods are available for estimating the shear strength and dilation characteristics of discontinuities (specifically unfilled joints), based on statistical analysis of these surface coordinates [4, 5].

Presentation of Results

(a) *Linear profiling.* The (x) and (y) readings should be plotted to the same scale (not distorted), and inclined correctly, as shown diagrammatically in the inset to Fig. 15. Profiles representing the minimum, most common, and maximum roughness should be drawn on the same page to make comparison easier. The three profiles may represent a discontinuity set, a single critical discontinuity, or each surface sampled. This will depend on the amount of detail required. A scale should be included in all the drawings. Profiles should be identified clearly, and the azimuth and dip of the measuring direction should be stated, in case this differs from the previously recorded orientation α/β of the discontinuity.

Photographs of the relevant surfaces showing minimum, modal and maximum roughness should be presented together with the profiles.

(b) *Compass and dialclinometer.* The field measurements of dip direction and dip obtained with the various diameters of discs should be plotted as poles on equal area nets, one for each disc. These can be combined and presented on a single contoured plot, as shown in Fig. 16.

Measurements from several discontinuities of a given set may be grouped on the same equal area net if desired, to show the range of roughness (and the overall variation in orientation caused by any waviness).

Photographs of the relevant surfaces showing minimum, modal and maximum roughness should be presented together with the pole diagrams.

(c) *Photogrammetric method.* For purposes of visual presentation in a report, the most useful figures will be profiles rather than contour diagrams of surface roughness. The profiles, which will normally be plotted by computer, should be presented with 1:1 vertical/horizontal scales, in preference to exaggerated vertical scales.

If the direction of potential sliding is unknown, the profiles should be computed and presented to represent the roughness in the line of dip (dip vector direction). Correctly orientated profiles can be produced at a later stage.

Photographs of the relevant surfaces showing minimum, modal and maximum roughness should be presented together with the profiles.

(d) *Descriptive terms.* In the preliminary stage of field mapping (i.e. during feasibility studies) roughness measurements may prevent the use of the above roughness measuring techniques. The description of roughness will be limited to descriptive terms which should be based on two scales of observation:

- Small scale (several centimetres)
- Intermediate scale (several metres)

- I Rough (or irregular), stepped
- II Smooth, stepped
- III Slickensided, stepped
- IV Rough (or irregular), undulating
- V Smooth, undulating
- VI Slickensided, undulating
- VII Rough (or irregular), planar
- VIII Smooth, planar
- IX Slickensided, planar

The term "slickensided" should only be used if there is clear evidence of previous shear displacement along the discontinuity.

The intermediate scale of roughness is divided into three degrees: stepped, undulating and planar, and the small scale of roughness superimposed on the intermediate scale is also divided into three degrees: rough (or irregular), smooth, slickensided. The direction of striations or slickensides should be noted as shear strength may vary with direction. Roughness profiles typical of the nine classes are illustrated in Fig. 17.

(The effective roughness angles (θ) displayed by the categories of profile mean that in terms of θ , I > II > III, IV > V > VI and VII > VIII > IX assuming that mineral coatings are entirely absent or present in equal amounts. It is also evident that I > IV > VII, II > V > VIII, III > IX and VI > IX. Some of the inequalities are less certain. For example, VII might be stronger than III. This would depend on whether or not dilation was inhibited. Around an underground excavation dilation is usually inhibited. On the stiffer side of the surrounding rock mass (beneath a rock slope it may not be).

There may also be a large scale roughness superimposed on the above small and intermediate scales of observation. In such cases these characteristics should also be noted, i.e. smooth, undulating (class VI) or large scale waviness (10 m wave length, 50 m amplitude).

The descriptions associated with persistence, i.e. systematic, sub-systematic, non-systematic will obviously be of the greatest importance in determining the relative importance of the above descriptions of roughness.

Estimation of shear strength

The main purpose in describing the roughness of the walls of discontinuities is to facilitate the estimation of shear strength, in particular in the case of unfilled discontinuities where estimates may be quite uncertain.

In crude terms, shear strength will consist of a maximum (peak) or minimum (residual) friction angle at some intermediate angle (depending upon the details

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

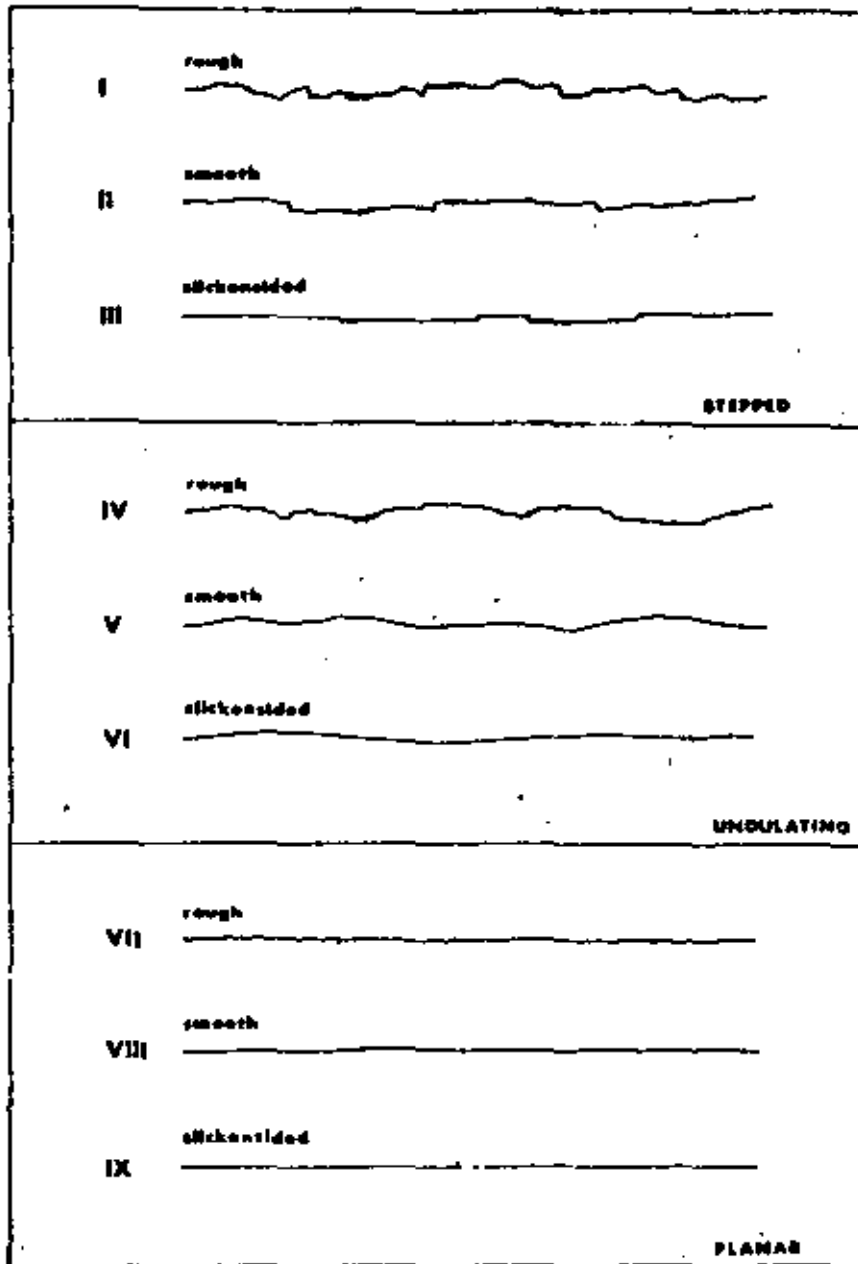


Fig. 17. Typical roughness profiles and suggested nomenclature. The length of each profile is in the range, 1 to 10 metres. The vertical and horizontal scales are equal.

of previous shear displacement) plus a contribution (i) due to large scale waviness, if this exists.

$$\tau = \sigma_n \tan (\phi + i)$$

τ = shear strength (peak or residual)
 ϕ = friction angle (peak or residual)
 σ_n = effective normal stress
 i = waviness (if present)

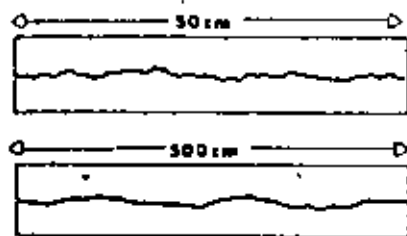
The value of $\tau_{(peak)}$ will depend on the value of σ_n and on the degree of roughness. In the case of unfilled joints $\phi_{(peak)}$ values generally range from about 30° to 70° and commonly average about 45°. In the case of joints having vertical or very steep steps, or less than 100% persistence, there will also be a cohesion (c) to

add to the above value of τ . (e.g. profiles I, II, and III, Fig. 17)

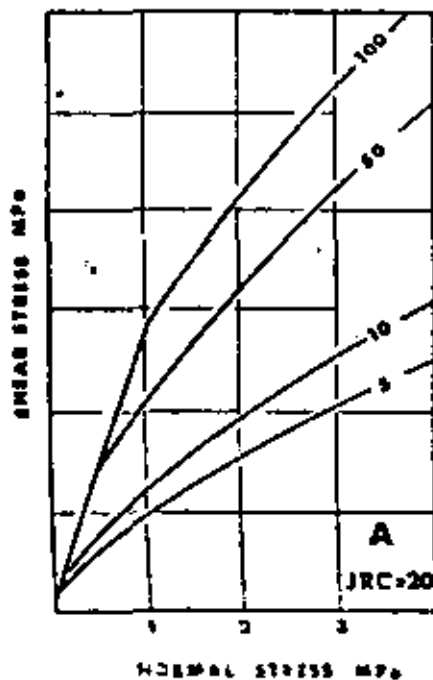
The value of $\phi_{(residual)}$ will depend on the degree of weathering of the discontinuity walls and on the rock type. In the absence of weathering, $\phi_{(residual)}$ usually varies from about 25° to 35°, most commonly around 30°. In the case of strongly weathered walls, the value may fall to around 15°, even in the absence of actual clay fillings. A method of estimating $\phi_{(residual)}$ is described by Barton and Chouhey [6]. The estimate is based on the ratio between the Schmidt hammer rebound (r) obtained on the weathered joint wall and the rebound (R) obtained on the unweathered rock.

Values of $\phi_{(peak)}$ can be estimated using the following

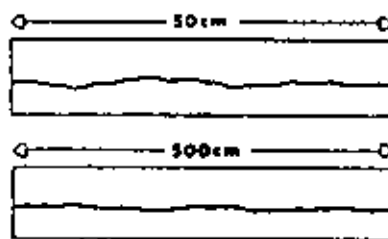
A. ROUGH UNDULATING - tension joints, rough sheeting, rough bedding.



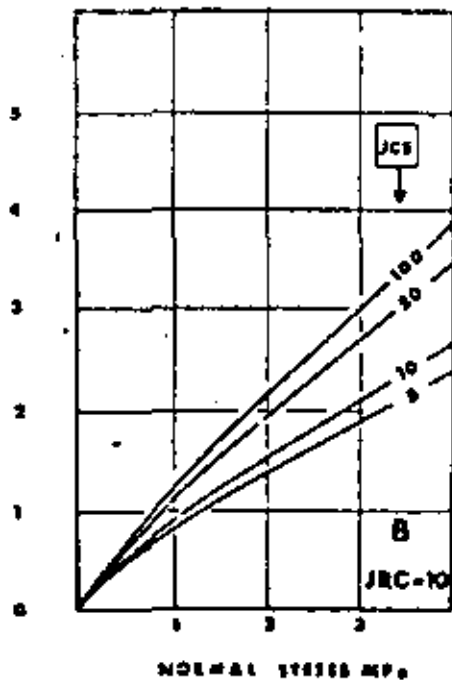
$$\tau / \sigma_n = \tan(20 \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + 30^\circ) \quad (A)$$



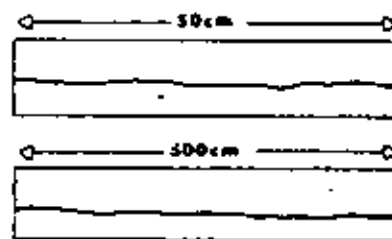
B. SMOOTH UNDULATING - smooth sheeting, non-planar foliation and bedding.



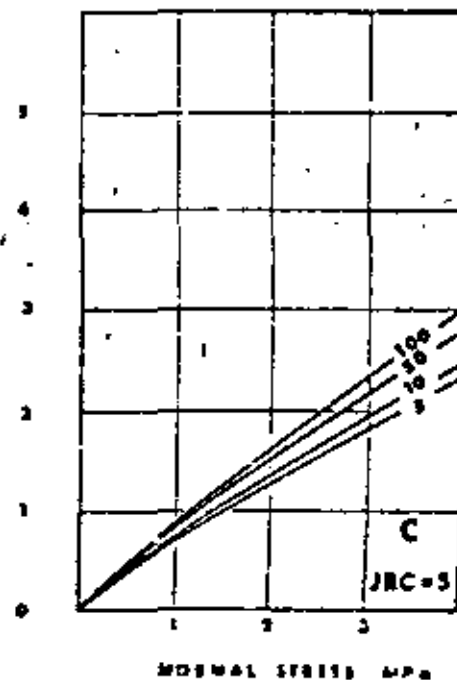
$$\tau / \sigma_n = \tan(10 \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + 30^\circ) \quad (B)$$



C. SMOOTH NEARLY PLANAR - planar shear joints, planar foliation, bedding.



$$\tau / \sigma_n = \tan(5 \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + 30^\circ) \quad (C)$$



Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

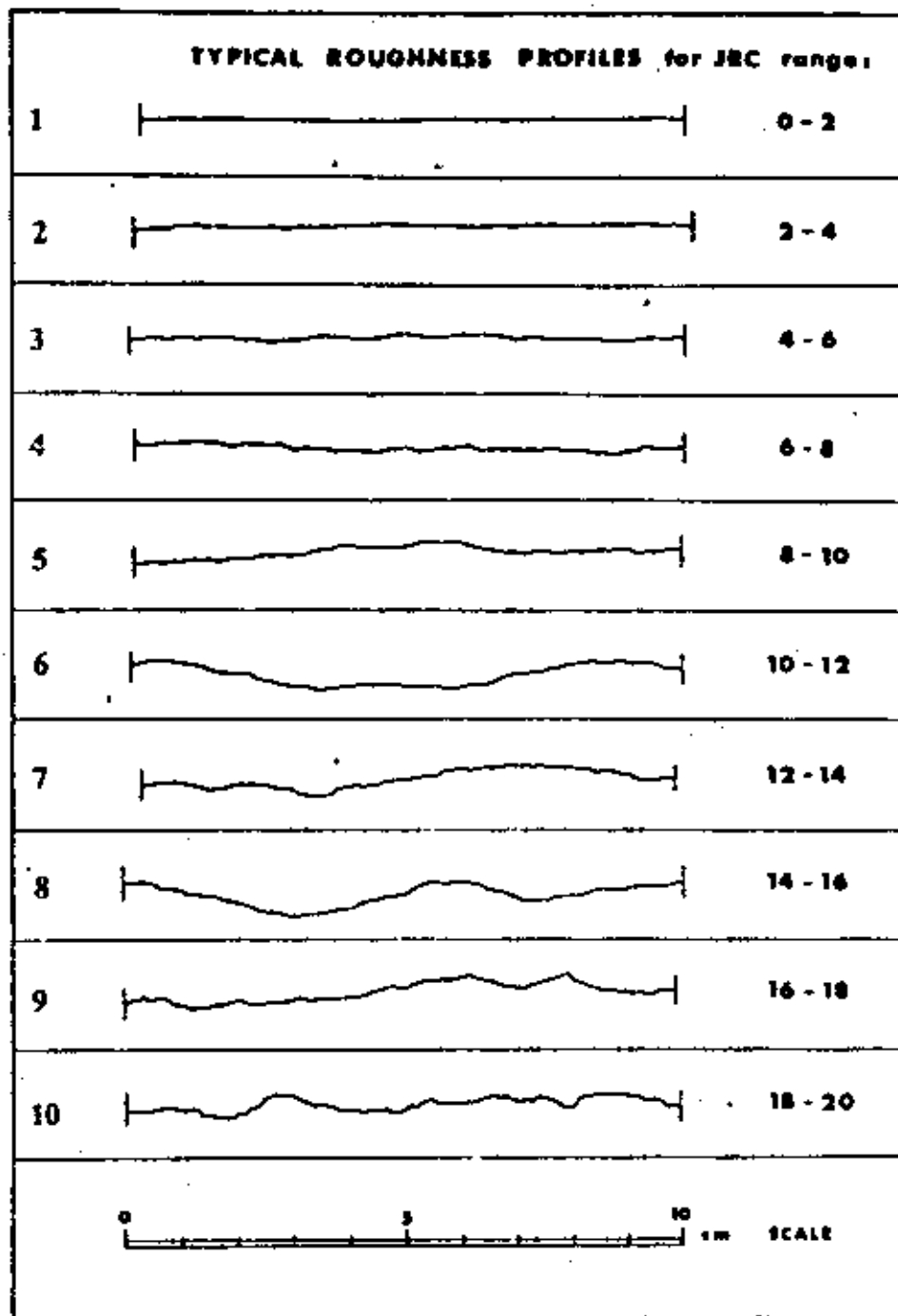


Fig. 19. Roughness profiles and corresponding range of JRC values associated with each one [6]

formula:

$$\phi_{peak} = JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_c} \right) + \phi_r$$

where

JRC = joint roughness coefficient

JCS = joint wall compression strength

$\phi_r = \phi_{residual}$

The method of application is illustrated in Fig. 18. Firstly, the measured roughness profiles are matched with the three sets given at the top of Fig. 18, to obtain an estimate of the appropriate JRC value. (More

detailed profiles are given in Fig. 19 to facilitate this quantification) Secondly, the discontinuity walls are tested with a Schmidt hammer to estimate JCS and ϕ_r . Note that in Fig. 18, ϕ_r has been assumed as 30° in every case. The above method is a surprisingly accurate and cheap method of estimating ϕ_{peak} . Further details are given by Barton and Choubey [6].

Since peak shear strength is mobilized after relatively small displacements it may not be realistic to add the large scale waviness angle (θ) to this estimate of ϕ_{peak} . For most practical purposes ϕ_{peak} can be regarded

maximum value for a joint of 100% persistence. However, ϕ_{residual} is not mobilized until relatively large displacements have occurred, which generally makes the large scale waviness angle (i) a realistic addition to shear strength. In the case of completely planar discontinuities or discontinuities that have sheared to the extent that no further dilation is possible, then ϕ_{residual} will be the only shear strength component left, and will represent the absolute minimum shear strength for that discontinuity.

The above method for estimating the JRC value of a measured roughness profile is obviously subjective. Objective methods of analysing profiles are described in the literature by Fecker and Rengers [1] (compass and disc-clinometer method) and by Barton [5] (photogrammetric method). As described under Note (b), the method of analysing compass and disc-clinometer readings results in a dilation curve which is a plot of roughness (i) angles versus shear displacement. These (i) angles are added to ϕ , to estimate the shear strength for displacements intermedating between peak and residual strength.

REFERENCES

1. Fecker E. & Rengers N. Measurement of large scale roughness of rock planes by means of profilograph and geological compass. *Rock Fracture, Proc. of Int. Symp. Rock Mech. Nancy, Paper 118* (1971).
2. Hoek E. & Bray J. *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 309 p (1974).
3. Fecker E. *Geologische Kartierung des Gebietes nordwestlich von Neustadt Weinstrasse sowie Bau und Anwendung eines Profilographen*. Dipl.arbeit, Universität Karlsruhe (1970).
4. Rengers N. Influence of the surface roughness on the friction properties of rock planes. *Proc. of 2nd Cong. of Int. Soc. Rock Mech., Belgrade, Vol. 1, pp. 229-234* (1970).
5. Barton N. A relationship between joint roughness and joint shear strength. *Proc. Int. Symp. Rock Mech. Nancy, Rock Fracture, Paper 118* (1971).
6. Barton N. & Choubey V. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics* (Springer-Verlag) 10, 1-54 (1977).
7. Barton N. Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Int. J. Numer. Anal. 7, 287-332* (1973). IAFG NGI Publ. No. 195, Oslo, 1974.
8. Patton F. D. Multiple modes of shear failure in rock and related materials. Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois, 282 p (1966).
9. Patton F. D. & Peete D. U. Significant geologic factors in rock slope stability. *Proc. Symp. on Planning Open Pit Mines, Johannesburg 1970, Balkema, Amsterdam, 1971, pp. 143-151* (1970).
10. Piteau D. R. Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. *Symp. on Planning Open Pit Mines, Johannesburg, 1970, Balkema, Amsterdam, 1971, pp. 33-53* (1971).
11. Rengers N. *Ursachen und Reibungswiderstand von Gesteinsstreifenflächen*. Dr. Ing. Dissertation, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität Karlsruhe, 129 p (1971).
12. Wickens E. H. & Barton N. R. The application of photogrammetry to the stability of excavated rock slopes. *Photogram. Rec.* 7(37), April, 46-54 (1971).
13. Ross-Brown D. M., Wickens E. H. & Markland J. Y. Terrestrial photogrammetry in open pits: 2- an aid to the geological mapping. *Trans. Inst. Min. Metall. (Sect. A, Mining Industry) 82, pp. A115-A130* (1973).
14. Schneider H. J. Rock friction—a laboratory investigation. *Proc. of Cong. of Int. Soc. Rock Mech., Denver, Advances in Rock Mechanics, Vol. 11, A, pp. 311-315* (1974).
15. Richards E. R. The shear strength of joints in weathered rock. Ph.D. Thesis, Univ. of London, 427 p (1975).
16. Goodman R. E. *Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks*. West Publishing, N.Y., 422 p (1976).
17. Schneider H. J. The friction and deformation behaviour of rock joints. *Rock Mechanics* (Springer-Verlag) 8, 169-184 (1976).

5. WALL STRENGTH

Scope

(a) The compressive strength of the rock comprising the walls of a discontinuity is a very important component of shear strength and deformability, especially if the walls are in direct rock to rock contact as in the case of unfilled joints. Slight shear displacements of individual joints caused by shear stresses within the rock mass often results in very small asperity contact areas and actual stresses locally approaching or exceeding the compression strength of the rock wall material, hence the asperity damage.

(b) Rock masses are frequently weathered near the surface, and are sometimes altered by hydrothermal processes. The weathering (and alteration) generally affects the walls of discontinuities more than the interior of rock blocks. This results in a wall strength some fraction of what would be measured on the fresher rock found in the interior of the rock blocks, for example that sampled by drill core. A description of the state of weathering or alteration both for the rock material and for the rock mass is therefore an essential part of the description of wall strength.

(c) There are two main results of weathering: one dominated by *mechanical disintegration*, the other by *chemical decomposition* including solution. Generally, both mechanical and chemical effects act together, but, depending on climatic regime, one or other of these aspects may be dominant. Mechanical weathering results in opening of discontinuities, the formation of new discontinuities by rock fracture, the opening of grain boundary cracks, and the fracture or cleavage of individual mineral grains. Chemical weathering results in discoloration of the rock and leads to the eventual decomposition of silicate minerals to clay minerals; some minerals, notably quartz, resist this action and may survive unchanged. Solution is an aspect of chemical weathering which is particularly important in the case of carbonate and saline minerals.

(d) The relatively thin "skin" of wall rock that affects shear strength and deformability can be tested by means of simple index tests. The apparent uniaxial compression strength can be estimated both from Schmidt hammer tests and from scratch and geological hammer tests; since the latter have been roughly calibrated against a large body of test data.

(e) Mineral coatings will affect the shear strength of discontinuities, to a marked degree if the walls are planar and smooth. The type of mineral coating should be described where possible. Samples should be taken when in doubt.

(f) Procedures (a) and (b) concerning the weathering grade of the rock mass and the rock material are descriptive only. Procedures (c) *manual index tests* and (d) *Schmidt hammer tests* are increasingly quantitative. The latter is recommended for obtaining estimates of wall strength for subsequent calculation of shear strength, when utilizing the wall roughness coefficient (JRC) described under Roughness.

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

Term	Description	Grade
Fresh	No visible sign of rock material weathering, perhaps slight discolouration on major discontinuity surfaces.	I
Slightly weathered	Discolouration indicates weathering of rock material and discontinuity surfaces. All the rock material may be discoloured by weathering and may be somewhat weaker externally than in its fresh condition.	II
Moderately weathered	Less than half of the rock material is decomposed and/or disintegrated to a soil. Fresh or discoloured rock is present either as a continuous framework or as coredstones.	III
Highly weathered	More than half of the rock material is decomposed and/or disintegrated to a soil. Fresh or discoloured rock is present either as a discontinuous framework or as coredstones.	IV
Completely weathered	All rock material is decomposed and/or disintegrated to soil. The original mass structure is still largely intact.	V
Residual soil	All rock material is converted to soil. The mass structure and material fabric are destroyed. There is a large change in volume, but the soil has not been significantly transported.	VI

Equipment

- Geological hammer with one tapered point.
- Strong pen knife or similar.
- Schmidt hammer (L type) with conversion table and graph:
 - to correct for orientation of hammer (supplied by the manufacturer)
 - to convert corrected rebound number to an estimate of uniaxial strength (Fig. 20)
- Facilities for measuring the dry density of small rock samples, e.g. oven, balance, beaker, water.

Procedure

(a) *Weathering grade of rock mass.* The grade of weathering (or alteration) of the rock mass as a whole should be described first. The terms above are general and may be modified to suit particular situations.

(b) *Weathering grade of rock material.* The grade of weathering (or alteration) of the rock material comprising the walls of individual discontinuities or of the walls of a particular set of discontinuities (e.g. an unfavourably orientated set of joints) should be described according to the following scheme:

(c) *Manual index tests.* The manual index tests detailed in the table on page 348 should be performed on the walls of discontinuities or on material representative of the walls. The choice and number of test locations will depend on the detail required. The approximate range of strength for the walls of a critical set of joints may be sufficient. Alternatively a single critical discontinuity may need to be characterised in detail.

The manual index tests can be performed on hand-sized pieces of freshly broken rock if the strength of intact rock bridges is of interest. Alternatively, the results of point load tests, if available, can be used to estimate the strength of the intact portions of any potential failure surface (see Persistence).

(d) *Schmidt hammer test.* The Schmidt hammer is applied in a direction perpendicular to the discontinuity wall of interest. The rock surface should be tested under saturated conditions to give the most conservative result. If the surfaces are unavoidably dry, this fact should be reported in the results. The surface should be free of loose particles, at least under the hammer position.

If the impulse from the spring-loaded projectile of the Schmidt hammer is sufficient to move the surface being tested, the resulting rebound will be artificially

Term	Description
Fresh	No visible sign of weathering of the rock material.
Discoloured	The colour of the original fresh rock material is changed. The degree of change from the original colour should be indicated. If the colour change is confined to particular mineral constituents this should be mentioned.
Decomposed	The rock is weathered to the condition of a soil in which the original mineral fabric is still intact, but some or all of the mineral grains are decomposed.
Disintegrated	The rock is weathered to the condition of a soil in which the original fabric is still intact. The rock is friable, but the mineral grains are not decomposed.

The stages of weathering described above may be subdivided using qualifying terms, for example "slightly discoloured", "moderately discoloured", "highly discoloured".

Grade	Description	Field Identification	Approx. range of uniaxial compressive strength (MPa)
S1	Very soft clay	Easily penetrated several inches by fist	<0.025
S2	Soft clay	Easily penetrated several inches by thumb	0.025-0.05
S3	Firm clay	Can be penetrated several inches by thumb with moderate effort	0.05-0.10
S4	Stiff clay	Readily indented by thumb but penetrated only with great effort	0.10-0.25
S5	Very stiff clay	Readily indented by thumbnail	0.25-0.50
S6	Hard clay	Indented with difficulty by thumbnail	>0.50
R0	Extremely weak rock	Indented by thumbnail	0.25-1.0
R1	Very weak rock	Crumbles under firm blows with point of geological hammer, can be peeled by a pocket knife	1.0-5.0
R2	Weak rock	Can be pried by a pocket knife with difficulty, shallow indentations made by firm blow with point of geological hammer	5.0-25
R3	Medium strong rock	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with single firm blow of geological hammer	25-50
R4	Strong rock	Specimen requires more than one blow of geological hammer to fracture it	50-100
R5	Very strong rock	Specimen requires many blows of geological hammer to fracture it	100-250
R6	Extremely strong rock	Specimen can only be chipped with geological hammer	>250

Note: Grades S1 to S6 apply to cohesive soils, for example clays, silty clays, and combinations of silts and clays with sand, generally slow draining. Discontinuity wall strength will generally be characterized by grades R0-R6 (rock) while S1-S6 (clay) will generally apply to joint discontinuities (see Filling).
Some rounding of strength values has been made when converting to SI units.

low. Such test results can normally be heard, since there is a "drummy" sound. These results should be ignored. For the above reason this field index test is unsuitable in a loose rock mass containing very closely spaced discontinuities. (In such cases small block samples can be removed and tested when clamped rigidly to a heavy base.)

Each surface of interest should be tested a number of times to ensure a representative set of results. It is suggested that tests are performed in groups of 10 (i.e. 10 tests per discontinuity, or 10 tests per unit area of a large critical discontinuity, applying the hammer to a new part of the surface before each impact. The five lowest readings of each group of 10 are discounted and the mean value (\bar{r}) of the five highest readings is quoted.

The mean values of the Schmidt rebound (\bar{r}) and rock density (ρ) (see individual ISRM "Suggested Method") for a given discontinuity are used to estimate the value of the *joint wall compressive strength* (JCS) using Fig. 20 (see Note (c)).

The Schmidt hammer test can be performed on the surfaces of, or on material obtained from freshly broken rock when the strength of the intact rock bridges (σ_c)

is of interest. Alternatively the results of point load tests, if available, can be used to estimate the strength of the intact portions of any potential failure surface. (see Persistence)

Discontinuities with thin mineral coatings that appear quite persistent over a given surface, and which would probably prevent initial rock to rock contact should be tested with the Schmidt hammer as above, applying the hammer to the surface of the mineral coating. Depending upon the thickness of the mineral coating and its hardness, the estimate of JCS may or may not be relevant for estimation of shear strength. In such cases of mineral coatings, the mineralogy should be described i.e. calcite, chlorite, talc, pyrite, gypsum, kaolinite, etc. Samples should be taken when in doubt. An estimate of the areal extent of the coating (Fig. 20) and the range of the thickness of the coating should be included.

Notes

(a) Weathering grades of rock mass and rock matrix. Distribution of weathering grades in a rock mass should

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

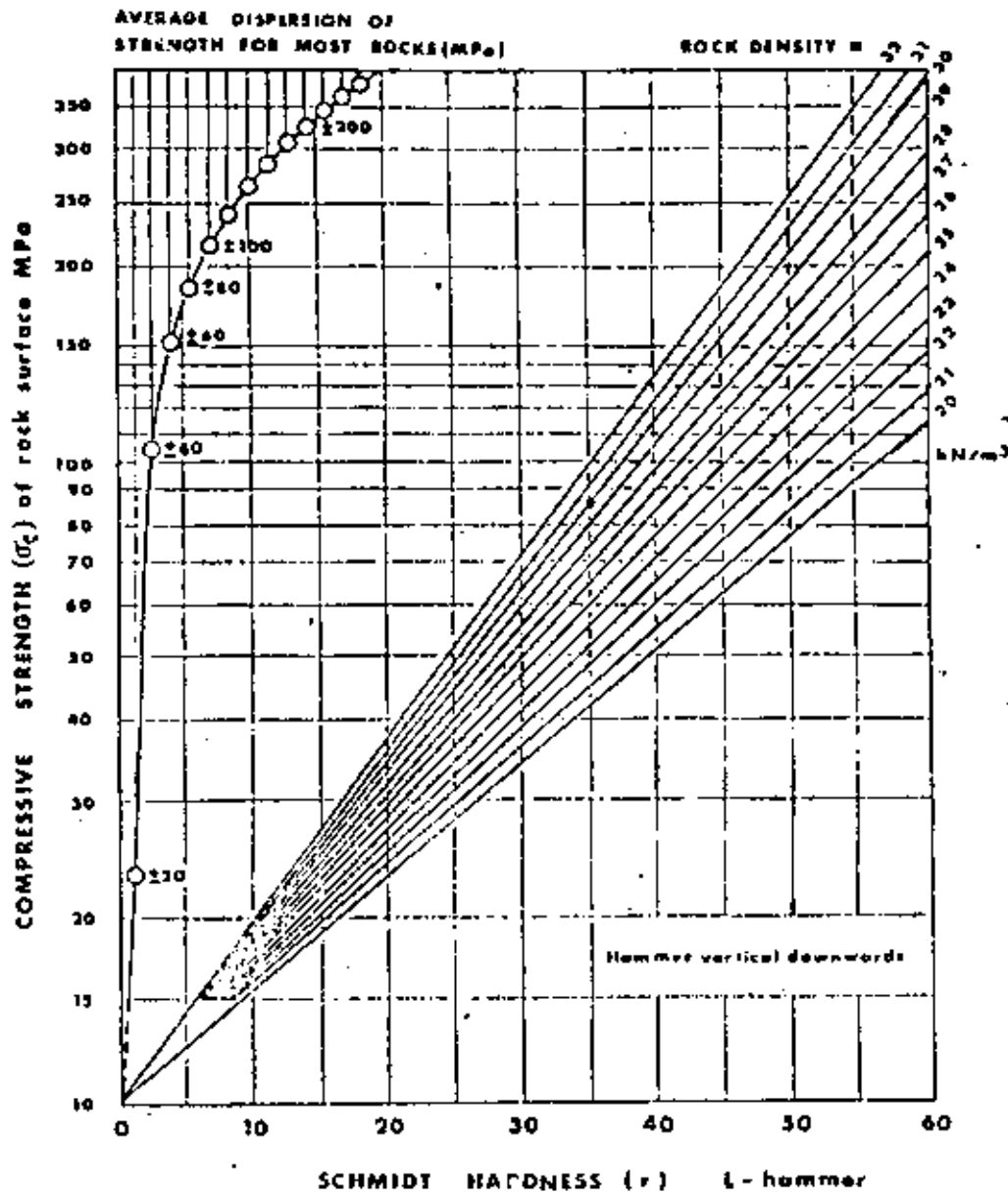


Fig. 20. Correlation chart for Schmidt (L) hammer, relating rock density, compressive strength and rebound number, after Miller [1].

to be determined by mapping natural and artificial exposures. However, it should be borne in mind that isolated natural exposures of rock and excavations of limited extent are not necessarily representative of the whole rock mass, since weathering can be extremely variable.

Furthermore, all grades of weathering may not be seen in a given rock mass, and in some cases a particular grade may be present to a very small extent. Distribution of the various weathering grades of the rock material may be related to the porosity of the rock material and the presence of open discontinuities. In logging cores the distribution of weathering grades of the rock material may be recorded, but the distribution of weathering grades of the rock mass from which the cores were obtained can only be inferred.

Rock masses which are weathered due to exposure to, or infiltration from surface agents should be distinguished where possible from those that are altered as a result of infiltration of hydrothermal solutions. However, in many instances the effects of alteration are not easily distinguished from those brought about by weathering.

An abundant class of rock materials, notably those with high clay content, are prone to swelling, weakening or disintegration when exposed to short term weathering processes of a wetting and drying nature. Special tests are necessary to predict this aspect of mechanical performance. (See ISRM Suggested Methods for determination of swelling and slake-durability index properties.)

(b) *Manual index tests.* The manual index tests are

Corrections for reducing measured Schmidt hammer rebound (r) when the hammer is not used vertically downwards

Rebound r	Downwards		Upwards		Horizontal $\alpha = 0^\circ$
	$\alpha = -90^\circ$	$\alpha = -45^\circ$	$\alpha = +45^\circ$	$\alpha = +90^\circ$	
10	0	-0.8	—	—	-3.2
20	0	-0.9	-4.8	-6.9	-3.4
30	0	-0.8	-7.8	-6.2	-3.1
40	0	-0.7	-6.6	-5.3	-2.7
50	0	-0.6	-5.3	-4.3	-2.2
60	0	-0.4	-4.0	-3.3	-1.7

preferred to conventional tests on carefully prepared rock cylinders because a very large number of discontinuities can be sampled, thereby giving a more representative picture of the condition of the walls. Furthermore conventional tests cannot be applied to the thin skin of wall rock or mineral coatings that dominate the shear strength and deformability of the rock mass.

The manual index tests for determining grades S1-S6 (clay, see Filling) can be replaced by more accurate assessment using a standard soil mechanics pocket penetrometer. This contains a stylus which is pressed into the sample at a constant rate. The maximum resistance can be read off a scale which is calibrated to show the maximum compressive strength of the sample. (This value is equal to twice the undrained shear strength = $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$.)

(c) *Schmidt hammer tests.* The Schmidt hammer rebound number ranges in practice from about 10 to 60. The lowest number applies to "weak" rocks (uniaxial compressive strength $\sigma_c < 20$ MPa), while the highest number applies to "very strong" and "extremely strong" rocks ($\sigma_c > 150$ MPa). "Very weak" rocks and "extremely weak" rocks cannot be tested with the L-hammer. *Manual index tests* must therefore be resorted to for rock weaker than 15–20 MPa.

For a given strength of surface the rebound number is minimum when the hammer is used vertically downwards (rebound against gravity) and maximum when used vertically upwards. The correlation given in Fig. 20 applies to vertical downwards tests only. The corrections given in the following table should be applied when the hammer is used in other directions.

Block movement (drumminess) in closely jointed rock, or crushing of loose grains are some of the reasons for unexpectedly low rebound numbers in a given set of results. Unexpectedly high readings are seldom obtained. The following two sets of actual results illustrate the suggested method of obtaining a realistic mean value:

(a) rough, planar iron-stained joints in granite

34, 36, 38, 44, 32, 44, 44, 40, 34, 42

mean of highest 5: $r = 44$

(mean of 8 sets of 10 tests: $r = 43$)

(b) rough, undulating calcite-coated joints in hornfels

28, 28, 30, 30, 28, 24, 24, 28, 30, 20

mean of highest 5: $r = 29$

(mean of 3 sets of 10 tests: $r = 30$).

The Schmidt test is one of the few tests (with the exception of scratching tests) which takes into account the mechanical strength of the thin band of weathered wall material close to a discontinuity surface. Since it is this wall material which (in combination with roughness) controls the shear strength, it is of considerable importance as an index of rock quality. The *joint wall compressive strength* (JCS) is often as low as 25% of the adjacent intact rock strength (σ_c) due to weathering effects. (See section *Estimation of Shear Strength* pp. 342–346.)

Presentation of results

(a) *Weathering grades of rock mass and rock material.* The weathering grades of recognizable weathering domains in the rock mass should be recorded on simplified sketches and/or vertical sections, with a clear key indicating the different weathering grades I, II, III etc.

The weathering grade of the rock material of individual discontinuities or of specific discontinuity sets should be described, i.e. "joint set no. 1: majority walls moderately discoloured, approx. 20% fresh".

(b) *Manual index tests.* The strength of the wall rock material of individual discontinuities or of specific discontinuity sets should be noted together with the assumed range of uniaxial compressive strength, i.e. "joint set no. 1: majority medium strong (R4, 25–50 MPa), approx. 20% strong (R4, 50–100 MPa)".

Values that are pertinent to the discontinuity walls should be carefully distinguished from any values that might have been recorded for the material representing the fresher rock within the rock blocks.

(c) *Schmidt hammer tests.* The mean rebound (r) for the wall rock material of individual discontinuities or of specific discontinuity sets should be noted, together with the mean rock density (γ) and the estimate of wall strength (JCS) in MPa. One set of 10 results should be selected to show the typical range of rebound values.

Values that are pertinent to the discontinuity walls should be carefully distinguished from any values that might have been recorded for the material representing the fresher rock within the rock blocks.

REFERENCES

1. Miller R. P. Engineering classification and index propagation intact rock. Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois (1963).

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

2. Hucks V. A rapid method of determining the strength of rocks *in situ*. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 2, 127-134 (1965)
3. Terzaghi K. & Peck R. B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd edn, 329 p Wiley, New York, (1967).
4. Jennings J. F. & Robertson A. MacG. The stability of slopes cut into natural rock. *Proc. of 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, Vol. II, pp. 585-590 (1969).
5. Fookes P. G., Dearman W. R. & Franklin J. A. Some engineering aspects of rock weathering with field examples from Dartmoor and elsewhere. *Q. Jl. Engng Geol.* 4, 179-185 (1971).
6. Patton F. D. & Deere D. U. Significant geologic factors in rock slope stability. *Proc. Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg 1970, Balkema, Amsterdam, pp. 143-151 (1971).
7. Piteau D. R. Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. *Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, Symp. 1970, Balkema Amsterdam 1971, pp. 33-53 (1971).
8. Robertson A. MacG. The interpretation of geological factors for use in slope theory. *Symp. Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970, Balkema Amsterdam 1971, pp. 55-71 (1971).
9. Geological Society Engineering Group Working Party Report on "The preparation of maps and plans in terms of engineering geology". *Q. Jl. Engng Geol.* 5, 295-342 (1972).
10. International Society For Rock Mechanics. Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties. ISRM Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, 36 p (1972)
11. Barton N. Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engng Geol.* Amsterdam 7, 278-332 (1973) (also NGI Publication No. 105, 1974, Oslo)
12. Dearman W. R. The characterization of rock for civil engineering practice in Britain. *La Géologie de l'ingénieur*, Société Géologique de Belgique, Liège, pp. 1-25 (1974)
13. Franklin J. A. Rock quality in relation to the quarrying and performance of rock construction materials. *Proc. of 2nd Int. Conf. of the Int. Assoc. of Engng Geology*, São Paulo, Brazil, Vol. I, IV-PU-2, 11 p (1974)
14. Martin G. R. & Millar P. J. Joint strength characteristics of a weathered rock. *Proc. of 3rd. Cong. of Int. Soc. Rock Mech.*, Denver. *Advances in Rock Mechanics*, Vol. II A, pp. 263-270. (1974)
15. Richards L. R. The shear strength of joints in weathered rock. Ph.D. Thesis, Univ. of London, 427 p (1975).
16. Barton N. & Choubey V. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics* (Springer-Verlag), 10, 1-54 (1977)

6. APERTURE

Scope

(a) Aperture is the perpendicular distance separating the adjacent rock walls of an open discontinuity, in which the intervening space is air or water filled. Aperture is thereby distinguished from the width of a filled discontinuity. (See Fig. 21) Discontinuities that have been filled (e.g. with clay) also come under this category if filling material has been washed out locally.

(b) Large apertures can result from shear displacement of discontinuities having appreciable roughness and waviness, from tensile opening, from outwash, and from solution. Steep or vertical discontinuities that have opened in tension as a result of valley erosion or glacial retreat may have very large apertures.

(c) In most sub-surface rock masses apertures are small and will probably be less than half a millimeter, compared to the tens, hundreds or even thousands of millimetres width of some of the outwash or extension varieties. Unless discontinuities are exceptionally smooth and planar it will not be of great significance to the shear strength that a "closed" feature is 0.1 mm wide or 1.0 mm wide. However, indirectly as a result

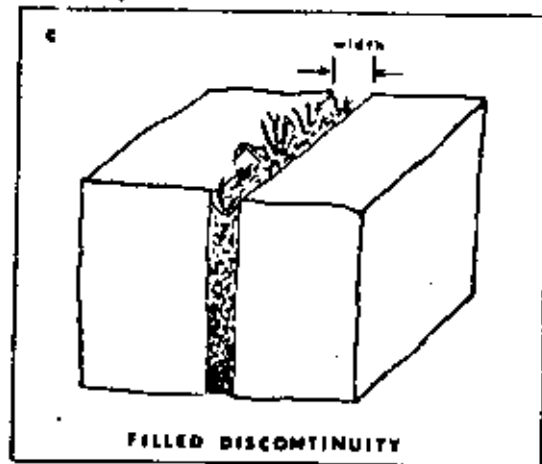
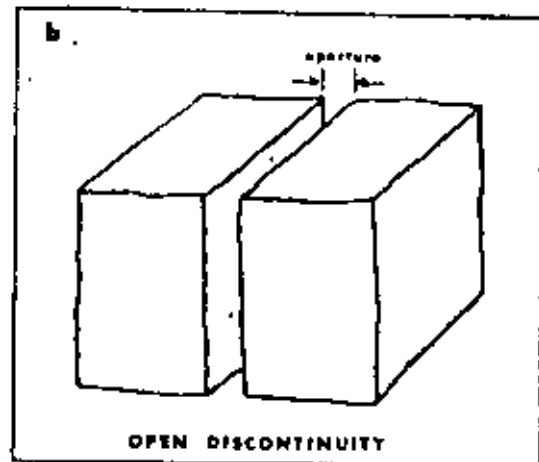
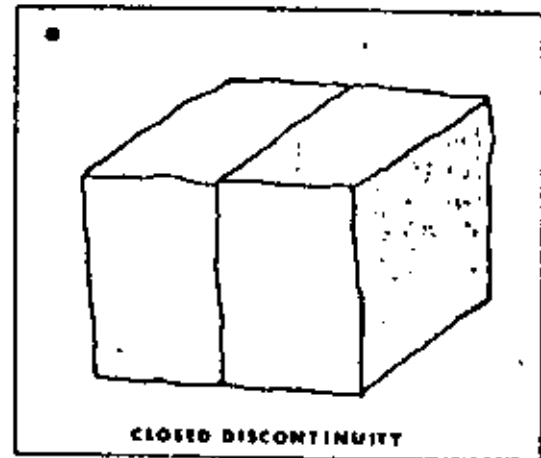


Fig. 21. Diagrams showing the suggested definitions of the aperture of open discontinuities and the width of filled discontinuities.

of hydraulic conductivity, even the finest may be significant in changing the effective normal stress and therefore also the shear strength.

(d) Unfortunately, visual observation of small apertures is inherently unreliable since, with the possible exceptions of drilled holes and bored tunnels, visible apertures are bound to be disturbed apertures, either

due to disturbance by blasting, or due to surface weathering effects. The influence of apertures is best assessed by water permeability testing. (This is the subject of an individual ISRM document.)

(e) Apertures are recorded from the point of view of both their loosening and conducting capacity. Joint water pressure, inflow of water and outflow of storage products (both liquid and gas) will all be affected by aperture.

Equipment

(a) Measuring tape of at least 3 m length, calibrated in mm.

(b) Feeler gauge (for estimating the width of fine apertures)

(c) White spray paint.

(d) Equipment for washing the rock exposure.

Procedure

(a) Dirty underground exposures should be washed clean. It is helpful to spray white paint along the desired lines of survey, so that the finest discontinuities are more easily visible. Good lighting is essential.

(b) Fine apertures can be measured approximately with feeler gauges, while the larger apertures can be measured with a rule graduated in mm. The apertures of all discontinuities intersecting the survey line will be recorded. Alternatively the variation in aperture of a major discontinuity can be measured along the trace of the discontinuity.

Notes

(a) The apertures visible in a rock exposure are inherently disturbed apertures, due either to localized surface weathering or to the mode of excavation. For these reasons measured apertures are likely to be larger than those existing within the rock mass. Tunnels that are machine bored (and borehole walls) should give a much more reliable indication of the undisturbed apertures. Borehole walls can be surveyed by means of periscopes, borehole cameras, and TV equipment, and by means of pressure sensitive packers, as described by Fairhurst and Roegiers [1].

(b) The borehole periscope is recommended when the depth from the surface does not exceed 30 metres. Greater depths result in distortion of the optical path which consists of a series of rigid tubes supporting a system of lenses and prisms. A mm calibrated scale, differently coloured from the rock, should be located on the outside of the periscope in such a position that the apparent apertures can be recorded. These readings must be corrected for orientation if the borehole does not intersect the discontinuities approximately at right angles.

(c) The core recovery method known as the *integral sampling method* [2] is recommended for obtaining aperture data in special circumstances. The method essentially consists of recovering a core sample which has previously been reinforced with a grouted bar. The reinforcing bar is co-axially overcovered with a larger diameter coring crown.

(d) Even undisturbed apertures give a poor indication of their water conducting potential. The surface roughness may reduce the actual conductivity to a fraction of its theoretical smooth-wall equivalent as a result of friction and tortuosity effects. In addition, there is much evidence that flow in joints may be tubular, rather than sheet-like [3]. *In situ* permeability testing will be a much more reliable indicator of the influence of apertures than direct measurement (*Field Permeability* forms the subject of an individual ISRM document).

(e) Apertures measured across discontinuities that are displaced by previous shearing (for example in an unstable slope) may vary widely from point to point. The "dead areas" caused by asperity contact and underlying debris will again make aperture measurements rather unreliable as a basis for conductivity estimation (c).

Presentation of results

(a) Apertures can be described by means of the following terms:

Aperture	Description	
<0.1 mm	Very tight	
0.1-0.25 mm	Tight	"Closed" fractures
0.25-0.5 mm	Partly open	
0.5-2.5 mm	Open	
2.5-10 mm	Moderately wide	"Gapped" fractures
>10 mm	Wide	
1-10 cm	Very wide	
10-100 cm	Extremely wide	"Open" fractures
>1 m	Cavernous	

(b) Modal (most common) apertures should be recorded for each discontinuity set.

(c) Individual discontinuities having apertures appreciably wider or larger than the modal value should be carefully described, together with location and orientation data.

(d) Photographs of extremely wide (10-100 cm) or cavernous (>1 m) apertures should be appended.

REFERENCES

1. Fairhurst C. & Roegiers J. C. Estimation of rock mass permeability by hydraulic fracturing—a suggestion. Discussion Paper for Soc. Rock Mech. Symp., Stuttgart, *Percolation Through Fractured Rock*, D2, pp. 1-5 (1972).
2. Rocha M. & Barroso M. Some applications of the new integral sampling method in rock masses. Proc. Int. Symp. on Rock Mech. Nancy, Rock Fracture Paper I-21 (1971).
3. Wolters R., Reinhardt M. & Jäger B. Beobachtungen über Art, Anordnung und Ausdehnung von Klüftöffnungen. Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp., Stuttgart, *Percolation Through Fractured Rock* VI-1, 13 p (1972).
4. Sharp J. C. & Maini Y. N. T. Fundamental considerations of the hydraulic characteristics of joints in rock. Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp., Stuttgart, *Percolation Through Fractured Rock* VI-2, 13 p (1972).
5. Cecil O. S. Correlations of rockbolt—shotcrete support and quality parameters in Scandinavian tunnels. Ph.D. Thesis, University of Illinois, 414 p (1970).
6. Schneider T. R. Sockberg tunnel: Beiträge des Bauprojekts. Schweiz. Nationalstrasse, NZ, Zürich (1970).

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

7. Newstadt L. Genesis und quantitative Charakteristik der Klüffigkeit (in Bezug auf den Wasserhaushalt). *Proc. Int. Symp. on Rock Mech., Nancy, Rock Fracture*, Paper 1-15 (1971).
8. Morfeldt C. O. Drainage problem in connection with tunnel construction in Precambrian granitic bedrock (in Sweden). *Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp., Stuttgart, Percolation Through Fractured Rock*, Paper T4-Cr. 9 p (1972).
9. Rocha M. Discussion. *Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp., Stuttgart, Percolation Through Fractured Rock*, D1, pp. 11-15 (1972).
10. Bieniawski Z. T. Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling. *Proc. 3rd. Cong. of Int. Soc. Rock Mech., Denver, Advances in Rock Mechanics*, Vol. IIA, pp. 27-32 (1974).
11. Kurhonen K.H., Gardemeister R., Jääskeläinen H., Nuuri B. & Vähäjarja P. Engineering geological rock classification (in Finnish) Geotechnical Laboratory, Report 12, Technical Research Centre of Finland, 78 p (1974).

7. FILLING

Scope

(a) Filling is the term for material separating the adjacent rock walls of discontinuities, e.g. calcite, chlorite, clay, silt, fault gouge, breccia etc. The perpendicular distance between the adjacent rock walls is termed the *width* of the filled discontinuity, as opposed to the *aperture* of a gapped or open feature.

(b) Due to the enormous variety of occurrences, filled discontinuities display a wide range of physical behaviour, in particular as regards their shear strength deformability and permeability. Short-term and long-term behaviour may be quite different such that it is easy to be misled by favourable short term conditions.

(c) The wide range of physical behaviour depends on many factors of which the following are probably the most important.

- (i) Mineralogy of filling material.
- (ii) Grading or particle size
- (iii) Over-consolidation ratio
- (iv) Water content and permeability
- (v) Previous shear displacement
- (vi) Wall roughness
- (vii) Width
- (viii) Fracturing or crushing of wall rock

(d) Every attempt should be made to record the above factors, using quantitative descriptions where possible, together with sketches and/or colour photographs of the most important occurrences. Certain index tests are suggested for a closer investigation of major discontinuities considered to be a threat to stability. In special cases the results of these field descriptions may warrant the recommendation for large scale *in situ* testing, at least in the case of dam foundations or major slopes.

Equipment

- (a) Measuring tape of at least 3 m length, graduated in mm.
- (b) Folding straight-edge of at least 2 m in length.
- (c) Plastic bags for taking samples of the filling material of up to 1 or 2 kg in weight. In some cases undisturbed samples may be required for shear testing.

Various soil mechanics tube samplers can be used for this operation

- (d) Geological hammer with one tapered point.
- (e) Strong pen knife or similar.

Procedure

(a) *Width*. The minimum and maximum widths of simple filled discontinuities (e.g. clay filled joints) should be measured to the nearest 10%, and an estimate made of the most common (modal) width. Marked differences between the minimum and maximum widths may indicate that shear displacement has occurred if the walls are essentially unaltered or unweathered.

In cases where fillings are thin it may be helpful to try to measure the mean amplitude of wall roughness using the straight edge, and compare this with the mean width of the filling as illustrated in Fig. 22. This will be especially valuable when assessing shear strength and deformation characteristics in detailed studies.

The principal dimensions of complex filled discontinuities (e.g. shear zones, crushed zones, faults, fault zones, dykes and lithological contacts) should be estimated, or measured to the nearest 10% when possible. In the case of important occurrences it is helpful to make field sketches such that the condition of the wall rock (i.e. degree of associated fracturing and/or alteration) is also communicated. See examples in Fig. 23.

(b) *Weathering grades*. Filled discontinuities that have originated as a result of preferential weathering along discontinuities may have fillings composed of *decomposed rock*, or *disintegrated rock*. The relevant type should be recorded.

Decomposed:— The rock is weathered to the condition of a soil in which the original material fabric is still intact, but some or all of the mineral grains are decomposed.

Disintegrated:— The rock is weathered to the condition of a soil, in which the original material fabric is still intact. The rock is friable, but the mineral grains are not decomposed.

(c) *Mineralogy*. For all types of filled discontinuities the finest fraction of the filling or gouge is of most interest since this usually controls the long term shear strength. The mineralogical composition of the finer filling material should therefore be determined, especially in cases where active clays or swelling clays are suspected. Samples should be taken when in doubt concerning the mineralogy.

In cases where swelling clay such as montmorillonite is identified or suspected, and where this condition might be critical for stability, samples should be taken for free swelling and swelling pressure tests. (It is of advantage to record the *in situ* water content of these samples where possible. Such samples should therefore be sealed.)

(d) *Particle size*. The method of describing the grad-

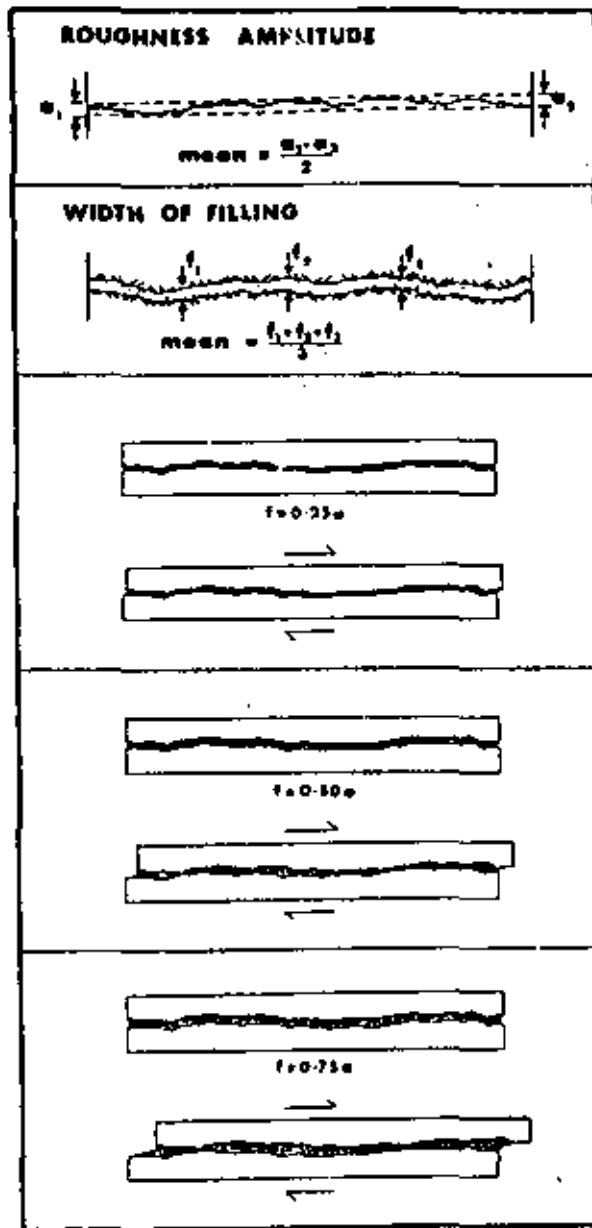


Fig. 22. In the case of simple filled discontinuities, the amplitude of the wall roughness and the thickness of the filling can help to indicate the amount of shear displacement required for rock contact (stiffening) to occur. (Zero volume change assumed during shear).

ing or particle size will depend on the type of occurrence. A rough quantitative description of the grading of discontinuity fillings can be given by estimating the percentages of clay, silt, sand and rock particles. ($\pm 10\%$). Several kilos of filling material may need to be extracted and fingered before making these estimates.

Particle size can be classified according to the modified Wentworth scale below:

boulders	200-600 mm
cobbles	60-200 mm
coarse gravel	20-60 mm
medium gravel	6-20 mm
fine gravel	2-6 mm

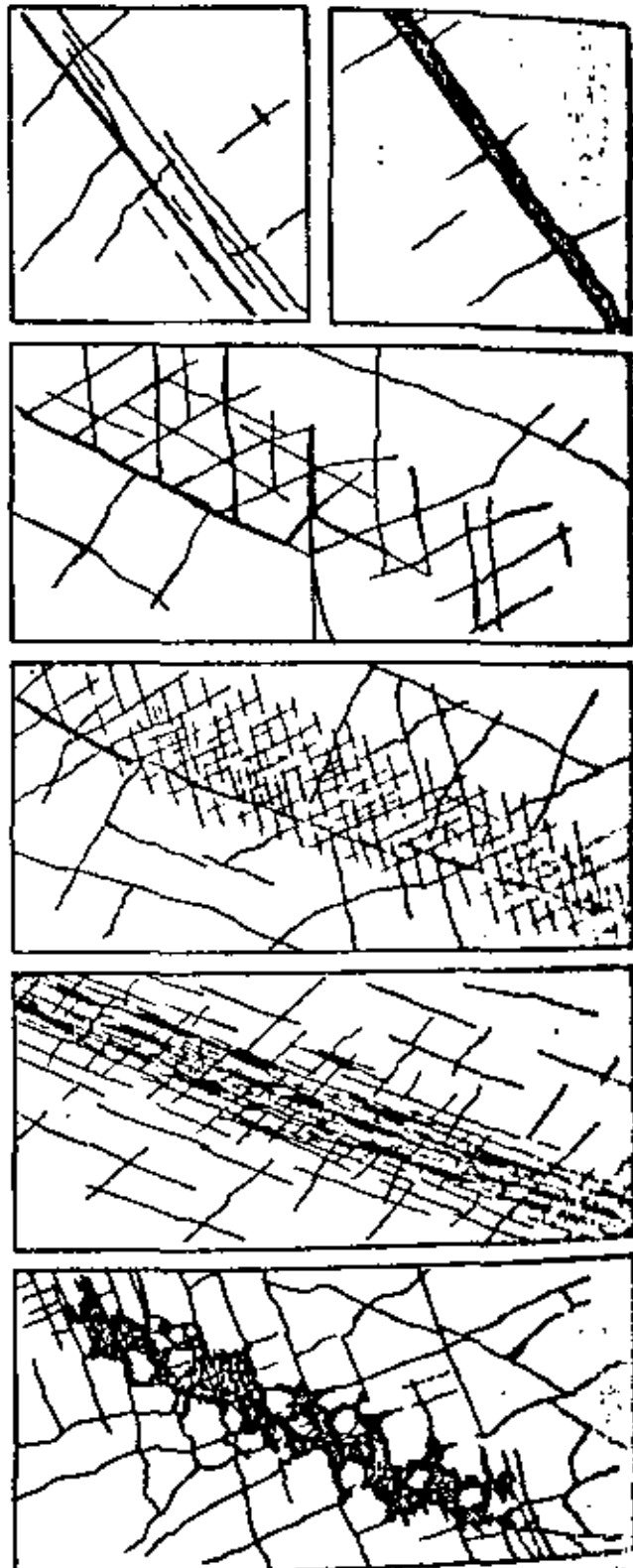


Fig. 23. Examples of field sketches of complex filled discontinuities [1].

coarse sand	0.6-2 mm
medium sand	0.2-0.6 mm
fine sand	0.06-0.2 mm
silt, clay	

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

If a detailed soil mechanics investigation is warranted the finest fraction can be analysed in the laboratory to determine:

clay fraction (% < 2 μ)

% passing No. 200 sieve (74 μ)

Atterberg index tests to determine liquid limit and plasticity index: $PI = (LL - PL) \%$

(c) *Filling strength.* Filling material, in particular the finer fraction which is usually weakest, can be assessed by means of the manual index tests tabulated below, as recommended under Wall Strength:

The undrained shear strengths of the soils represented in grades S1 to S6 are equal to one half of the given uniaxial compressive strengths (care should be taken in applying these estimates to fissured clays)

If a detailed soil mechanics investigation is warranted (e.g. drained shear strength determination) due to the critical nature of an individual filled discontinuity, then undisturbed samples of the filling material may be required. Various tube samplers are available for this sampling operation.

(f) *Previous displacement.* Care should be taken to determine whether a given filled discontinuity has suffered previous shear displacement or not. (Shear-sides,

shears, displaced cross joints, etc.) This should be recorded in conjunction with an estimate of the approximate over-consolidation ratio (OCR) of any clay filling.

(g) *Water content and permeability.* The water content and permeability of the filled discontinuity as a whole and of the clay filling in particular should be described as below (see also under Seepage). The decision to make actual measurements of these properties will depend on the importance of the occurrence to the project.

- W1 The filling materials are heavily consolidated and dry, significant flow appears unlikely due to very low permeability.
- W2 The filling materials are damp, but no free water is present.
- W3 The filling materials are wet, occasional drops of water.
- W4 The filling materials show signs of outwash, continuous flow of water (estimate litres/minute).
- W5 The filling materials are washed out locally, considerable water flow along out-wash channels (estimate litres/minute and describe pressure i.e. low, medium, high).

Grade	Description	Field identification	Approx. range of uniaxial compressive strength (MPa)
S1	Very soft clay	Easily penetrated several inches by fist	< 0.025
S2	Soft clay	Easily penetrated several inches by thumb	0.025-0.05
S3	Firm clay	Can be penetrated several inches by thumb with moderate effort	0.05-0.10
S4	Stiff clay	Readily indented by thumb but penetrated only with great effort	0.10-0.25
S5	Very stiff clay	Readily indented by thumbnail	0.25-0.50
S6	Hard clay	Indented with difficulty by thumbnail	> 0.50
R0	Extremely weak rock	Indented by thumbnail	0.25-1.0
R1	Weak rock	Crumbles under firm blows with point of geological hammer, can be peeled by a pocket knife	1.0-5.0
R2	Weak rock	Can be peeled by a pocket knife with difficulty, shallow indentations made by firm blow with point of geological hammer	5.0-25
R3	Medium strong rock	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with single firm blow of geological hammer	25-50
R4	Strong rock	Specimen requires more than one blow of geological hammer to fracture it	50-100
R5	Very strong rock	Specimen requires many blows of geological hammer to fracture it	100-250
R6	Extremely strong rock	Specimen can only be chipped with geological hammer	> 250
Note.	Grades S1 to S6 apply to cohesive soils, for example, clays, silty clays and combinations of silts and clays with sand, generally slow draining. Some rounding of the strength values has been made when converting to SI units.		

W6 The filling materials are washed out completely, very high water pressures experienced, especially on first exposure (estimate litres/minute and describe pressure).

Notes

(a) The manual index tests for determining grades S1 to S6 can be replaced by more accurate assessments using a standard soil mechanics penetrometer. This contains a stylus which is pressed into the sample at a constant rate. The maximum resistance can be read off a scale which is calibrated to show the maximum compressive strength of the sample. (This value is equal to twice the undrained shear strength = $2(\sigma_v - \sigma_h)$.)

(b) Hydrothermal alteration of gouge material and/or the deposition of hydrothermal products will complicate the mineralogical identification of fillings since products not associated with the petrography of the crushed rock or the wall rock may be present.

(c) If previous displacement has occurred through the potential weakest layers of a filled discontinuity, i.e. through the clay filling or clay gouge, as evidenced by slickensides and shears, then the over-consolidation ratio (OCR) of the clay will not be important since the discontinuity will be close to residual strength. However, if previous displacement through these weak layers is not suspected then the over-consolidation ratio will be important since the peak drained shear strength of the intact clay may be much higher than the residual strength. Short term stability will be deceptively high especially in the case of unloading, due to the reduced or negative pore pressures. However, in time swelling and softening may occur due to increased pore pressure and water content and possibly also due to strain softening caused by engineering loading, for example by excavation of an overlying rock slope. This potential for reduction in strength with time should not be underestimated during field assessment.

(d) Faults frequently contain highly permeable brecciated gouge adjacent to highly impermeable clay gouge. The water conducting capacity will therefore be strongly anisotropic, and may even be confined to flow parallel to the plane of the fault. It may be premature to describe a fault zone as "dry" or "impermeable" if the tunnel or exploratory adit has not completely penetrated the feature.

Presentation of results

The detail of presentation will be dependent on the importance of the individual filled discontinuity (or set) to the project as a whole. In general the description should be arranged as below, so as to include a description of those factors of particular relevance to the project in hand.

- (a) Geometry: width
wall roughness
field sketch
- (b) Filling type: mineralogy
particle size
weathering grade

(c) Filling strength:

(d) Seepage:

soil index parameters
swelling potential
manual index (S1-S6)
shear strength
over-consolidation ratios
displaced/undisplaced
water content (rating as
W1-W6) permeability
quantitative data

REFERENCES

- Koivonen K-H, Gardemester R, Jääskeläinen H, Niemi H & Vahäätaja P. Engineering geological rock classification (in Finnish). Geotechnical Laboratory, Report 12, Technical Research Centre of Finland, 76 p (1974)
- Müller L. *Der Felshau*. Ferdinand Enke-Verlag, Stuttgart, 626 p (1963)
- Brekke T L & Selmer-Olsen R. Stability problems in urban ground construction caused by montmorillonite-carrying seams and faults. *Engng Geol* 1, 3-19 (1965)
- Skepton A. W. Some observations on tectonic shear zones. *Proc. 19. Cong. of Int. Soc. Rock Mech* Lisbon, Vol. 1, pp. 329-335 (1966)
- Skepton A. W. & Peley D. J. The strength along structural discontinuities in stiff clays. *Geotech. Conf. on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks*, Oslo 1967, Proc. 5:1-2, pp. 29-46 (1968)
- Cook O S. Correlations of rock bolt-shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois, 414 p (1970)
- Selmer-Olsen R. *Ingenjörteknikk* (part 1), Tapir, Trondheim, 200 p (1971)
- Brekke T L & Howard T. R. Stability problems caused by seams and faults. *Proc. 1st North American Rapid Excavation and Tunneling Conference*, Chicago, Vol. 1, pp. 24-41 (1972)
- Brekke T L & Howard T. R. Functional classification of gouge materials from seams and faults in relation to stability problems in underground openings. Dept. of Civ. Eng., Univ. of California Berkeley, 153 p (1973)
- Deer D H. The foliation shear zone - an adverse engineering geologic feature of metamorphic rocks. *J. Geol. Soc. (Lond.)* 66, 163-176 (1973)
- Barton N. A review of the shear strength of filled discontinuities in rock. *Fjellsprengningsteknikk, Bergteknikk*. Oslo 1974. Tapir, Trondheim, pp. 183-193 (1974). Also NGU Publ. No. 125, Oslo 1974.
- Barton N, Lien B. & Lund J. Engineering classification of rock masses by the design of tunnel support. *Rock Mechanics* (Springer-Verlag), 6, 189-226 (1974)
- Cording E. J. & Mahar J. W. The effect of natural geologic discontinuities on behaviour of rock in tunnels. *Proc. 2nd North American Rapid Excavation and Tunneling Conference*, San Francisco, Vol. 1, Chap. 12, pp. 107-138 (1974)
- Dearman W. R. The characterization of rock for civil engineers in practice in Britain. *La Géologie de l'Ingénieur*, Société Géologique de Belgique, Liège, pp. 1-25 (1974)
- International Society for Rock Mechanics. Suggested methods for determining shear strength. ISRM Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, 23 p (1974)
- Norwegian Rock Mechanics Group. Suggested terminology, definitions and map symbols for rock mechanics and engineering geology (in Norwegian). Tapir, Trondheim (1974)
- Selmer-Olsen R. & Rokoengen K. About swelling tests and stability of clay zones in hard rock. *Proceedings of 3rd. Cong. of Int. Soc. Rock Mech.*, Denver, *Advances in Rock Mechanics*, Vol. II-B, pp. 1061-1064 (1974)

8. SEEPAGE

Scope

(a) Water seepage through rock masses results mainly from flow through water conducting discon-

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

tinuities ("secondary" permeability). In the case of certain sedimentary rocks the "primary" permeability of the rock material may be significant such that a proportion of the total seepage occurs through the pores. The rate of seepage is roughly proportional to the local hydraulic gradient and to the relevant directional permeability, proportionality being dependent on laminar flow. High velocity flow through open discontinuities may result in increased head losses due to turbulence.

(b) The prediction of groundwater levels, likely seepage paths, and approximate water pressures may often give advance warning of stability or construction difficulties. The field description of rock masses must inevitably precede any recommendation for field permeability tests so these factors should be carefully assessed at this early stage.

(c) Irregular groundwater levels and perched water tables may be encountered in rock masses that are partitioned by persistent impermeable features such as dykes, clay filled discontinuities or permeable beds. The prediction of these potential flow-barriers and associated irregular water tables is of considerable importance, especially for engineering projects where such barriers might be penetrated at depth by tunneling, resulting in high pressure inflows.

(d) Seepage of water caused by drainage into an engineering excavation may have far reaching consequences in cases where a sinking ground water level would cause settlement of structures founded on overlying clay deposits.

(e) The approximate description of the local hydrogeology should be supplemented with detailed observations of seepage from individual discontinuities or particular sets, according to their relative importance to stability. A short comment concerning recent precipitation in the area, if known, will be helpful in the interpretation of these observations. Additional data concerning groundwater trends and rainfall and temperature records will be useful supplementary information.

(f) In the case of rock slopes, the preliminary design estimates will be based on assumed values of effective normal stress. If, as a result of field observations one has to conclude that pessimistic assumptions of water pressure are justified (i.e. a tension crack full of water with zero exit pressure at the toe of the unfavourable discontinuity) then this will clearly have the greatest consequences for design. So also will the field observation that ice formation is possible or probable. Deterioration of rock slopes and tunnel portals through ice wedging and/or increased water pressure caused by iceblocked drainage paths are serious seasonal problems in many countries.

Equipment

(a) Visual observation (in the case of tunnels good lighting is essential).

(b) Air photographs, rainfall and temperature records as appropriate and depending upon avail-

Procedure

(a) Available air photographs should be studied to obtain an overall view of the local drainage pattern and likely groundwater levels. (Groundwater may be indicated by growth of vegetation along faults and basic dykes.) Information on seasonal variations of groundwater levels, and on rainfall and temperature records should be obtained where possible.

(b) Description of the local hydrogeology will usually be limited in the preliminary stages of field mapping. There will probably be no boreholes for pumping tests, no wells for water level determination and drawdown tests, no tracer tests, and no piezometer installations. The hydrogeology will therefore have to be assessed from geological predictions of the likely locations of aquifers, from predictions of the likely orientation and location of impermeable flow barriers, and from predictions of the likely resultant seepage directions and ground water levels. The need for exploratory boreholes for water level determination, tracer testing, piezometer installation and pumping or draw-down tests should be assessed, and their optimum location indicated on appropriate plans.

(c) The mutual interaction of the planned engineering project and the assumed groundwater flow regime should be assessed and important consequences summarized. The effect of seepage towards or into a planned excavation such as a tunnel or slope should be described with a view to preliminary analysis. The predicted effect of any resultant drawdown of groundwater levels on existing installations, and on the settlement of clay foundations should be summarized.

(d) Seepage from individual unfilled and filled discontinuities or from specific sets exposed in a tunnel or in a surface exposure, can be assessed according to the following descriptive scheme:

Unfilled discontinuities

Seepage rating	Description
I	The discontinuity is very tight and dry, water flow along it does not appear possible.
II	The discontinuity is dry with no evidence of water flow.
III	The discontinuity is dry but shows evidence of water flow, i.e. rust staining, etc.
IV	The discontinuity is damp but no free water is present.
V	The discontinuity shows seepage, occasional drops of water, but no continuous flow.
VI	The discontinuity shows a continuous flow of water. (Estimate \dot{m} and describe pressure i.e. low, medium, high).

Filled discontinuities

Seepage rating	Description
I	The filling materials are heavily consoli-

- oated and dry, significant flow appears unlikely due to very low permeability.
- II The filling materials are damp, but no free water is present.
 - III The filling materials are wet, occasional drops of water.
 - IV The filling materials show signs of outwash, continuous flow of water (estimate l/min).
 - V The filling materials are washed out locally, considerable water flow along out-wash channels (estimate l/min and describe pressure i.e. low, medium, high).
 - VI The filling materials are washed out completely, very high water pressures experienced, especially on first exposure (estimate l/min and describe pressure).

(e) In the case of a rock engineering construction which acts as a drain for the rock mass, for example a tunnel, it is helpful if the overall flow into individual sections of the structure are described. This should ideally be performed immediately after excavation since groundwater levels, or the rock mass storage, may be depleted rapidly. Descriptions may be based on the following scheme:

Rock mass (e.g. tunnel wall)

Seepage rating	Description
I	Dry walls and roof, no detectable seepage.
II	Minor seepage, specify dripping discontinuities.
III	Medium inflow, specify discontinuities with continuous flow (estimate l/min/10 m. length of excavation).
IV	Major inflow, specify discontinuities with strong flows (estimate l/min/10 m. length of excavation).
V	Exceptionally high inflow, specify source of exceptional flows (estimate l/min/10 m. length of excavation).

(f) A field assessment of the likely effectiveness of surface drains, inclined drill holes, or drainage galleries should be made in the case of major rock slopes. This assessment will depend on the orientation, spacing and apertures of the relevant discontinuities.

(g) The potential influence of frost and ice on the seepage paths through the rock mass should be assessed. Observations of seepage from the surface trace of discontinuities may be misleading in freezing temperatures. The possibility of iceblocked drainage paths should be assessed from the point of view of surface deterioration of a rock excavation, and from the point of view of overall stability.

Notes

(a) Local rainfall records should be obtained where possible, to help in the interpretation of seepage observations. This is especially important in the case of

observation of surface outcrops, slopes, and tunnels at shallow depth.

(b) In the case of open pit mines, boreholes are drilled for mineral exploration and rock mechanics as commonly entertained only at a subsequent stage, if mineral evaluation is encouraging. The pre-existence of boreholes will allow a comprehensive hydrogeological study to be performed, including tracer tests, piezometer installation, falling-head and pumping tests. Borehole walls can be surveyed for seepage horizons by means of periscopes, borehole cameras and TV equipment.

(c) Testing performed in drill holes (e.g. falling head and Lugon tests) for estimating rock mass permeability forms the subject of a separate ISRM "suggested method". The description of any available "Lugon values" is obviously an important supplement to the present suggested methods for description of rock masses and discontinuities. (See also Drill Core.)

(d) Bedding joints and beds of sedimentary rocks having high "primary" permeability tend to be persistent features with the potential for hydraulically connecting large areas of sedimentary rock masses. Such efficient hydraulic connection will be inherently less marked in igneous and metamorphic environments if major regional joints and faults are absent.

(e) Faults sometimes contain highly permeable breccia adjacent to highly impermeable clay gouge. The hydraulic conductivity may therefore be strongly anisotropic and may even be confined to flow parallel to the plane of the fault. It may be premature to describe a fault zone as dry if a tunnel or exploratory adit has not completely penetrated the feature.

(f) The highest location of seeping joints on a rock slope may be important indirect input for a preliminary stability analysis. Likewise the depth of a tunnel or its location relative to major weakness zones will be important, since this may imply potentially serious inflows.

Presentation of results

(a) Air photos, geological maps, or plans of suitable scale should be marked with arrows to indicate the general groundwater flow pattern that has been interpreted as a result of available hydrogeological data. If appropriate, rainfall and temperature records can be appended.

(b) Anticipated impermeable flow barriers such as dykes, major clay-filled discontinuities and impermeable beds, should be drawn on simplified geological maps and vertical cross-sections, together with anticipated groundwater levels. Optimum locations for investigatory boreholes (and any existing boreholes) should be indicated as appropriate.

(c) The anticipated mutual interaction of the planned engineering project and the assumed groundwater flow regime should be described where possible. If sufficient data is available for reliable predictions, anticipated pre-construction and post-construction phreatic surfaces should be sketched. The likely effect of extreme

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

weather conditions should be indicated if possible. Possible effects of frost and of artificial drainage measures should be appended.

(d) Local seepage observations for individual discontinuities, for specific sets, or for the rock mass as a whole can be presented as seepage ratings I-VI. If enough observations are available, sketches showing the distributions of ratings can be contoured, drawn as histograms, or, in the case of tunnels, presented on longitudinal sections in parallel with structural data, in the same way that Lugeon values are presented parallel with borehole geology.

REFERENCES

1. Casagrande A. Control of seepage through foundations and abutments of dams. *Geotechnique*, 11, 159-182 (1961).
2. Terraghi K. Stability of steep slopes on hard unweathered rock. *Geotechnique*, 12, 251-270 (1962).
3. Müller L. The rock slide in the Vajont Valley. *Felstechnik und Ing. Geol.* 2, 149-212 (1964).
4. Londe P. La stabilité des massifs rocheux: application aux barrages. *Ann. Inst. Tech. Document Trav. publ.* pp. 1617-1637 (1968).
5. Snow D. T. Rock fracture spacing, opening, and porosities. *ASCE, Proc.* Vol. 93, No. SM1, pp. 73-91 (1968).
6. Sharp J. C. Drainage characteristics of sub-surface galleries. *Proc. of 2nd Cong. of Int. Soc. Rock Mech.* Belgrade Vol. 3, Paper 6-10 (1970).
7. Saharj F., Pautre A. & Londe P. Quelques réflexions sur la drainabilité des massifs rocheux. *Proc. of 2nd Cong. of Int. Soc. Rock Mech.* Belgrade, Vol. 3, Paper 6-12 (1970).
8. Cecil O. S. Correlations of rock bolus-concrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois, 414 p (1970).
9. Murefeldt C. O. Significance of groundwater at rock constructions of different types. *Proc. Int. Symp. on Large Permanent Underground Openings*, O.A.S., 1969, pp. 305-317 (1969).
10. Sharp J. C., Mann Y. N. T., & Harper T. R. Influence of groundwater on the stability of rock masses: 1-hydraulics within rock masses. *Inst. of Min. and Metall. Trans.* Vol. 81, Sect. A, pp. A13-A20 (1972).
11. Wollers P., Reinhardt M. & Jäger B. Beobachtungen über Art, Ausdehnung und Ausdehnung von Klüftöffnungen. *Proc. of Int. Soc. Rock Mech. Symp. Stuttgart, Percolation Through Fractured Rock*, T1-1, 13 p (1972).
12. Murefeldt C. O. Drainage problem in connection with tunnel construction in Precambrian granitic bedrock (in Sweden). *Proc. of Int. Soc. Rock Mech. Symp. Stuttgart, Percolation Through Fractured Rock*, T4-G, 9 p (1972).
13. Louis C. Reconnaissance des massifs rocheux par sondages et classifications géotechniques de roches. *Sols et Fondations*, No. 319, July-August, pp. 97-122 (1974).
14. Brawner C. O. Rock mechanics in open pit mining. *Proc. 3rd Cong. of Int. Soc. Rock Mech.* Denver, Vol. 1A, pp. 755-773 (1974).
15. Hoek E. & Bray J. *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 309 p (1974).
16. Harper T. R. The Danstern groundwater pressure response to rainfall and the prediction of rock slope instability. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.* 4Biv, Vol. 12, pp. 175-179 (1975).

9. NUMBER OF SETS

Scope

(a) Both the mechanical behaviour and the appearance of a rock mass will be dominated by the number of sets of discontinuities that intersect one another. The mechanical behaviour is especially affected since the number of sets determines the extent to which the rock mass can deform without involving failure of the intact rock. The appearance of the rock mass is affected since

the number of sets determines the degree of overbreak that tends to occur with excavation by blasting. (See Fig. 24.)

(b) The number of sets of discontinuities may be a dominant feature of rock slope stability, though traditionally the orientation of discontinuities relative to the face is considered of primary importance. However, if insufficient sets exist the probability of instability may be reduced almost to zero. On the other hand a large number of sets having close spacing may change the potential mode of slope failure from translational or toppling to rotational/circular.

(c) In the case of tunnel stability three or more sets will generally constitute a three-dimensional block structure having considerably more "degrees of freedom" for deformation than a rock mass with less than three sets. For example a strongly foliated phyllite with just one closely spaced joint set may give equally good tunneling conditions as a massive granite with three widely spaced joint sets. The amount of overbreak in a tunnel will usually be strongly dependent on the number of sets.

Equipment

- (a) Geological compass and clinometer.
- (b) Visual recognition and/or photographic recording.

Procedure

(a) The number of sets will often be a function of the size of area mapped. In a preliminary investigation it is important to record all sets present. The recognition of individual sets will usually proceed simultaneously with the orientation measurements. Up to 150 joints may need to be measured, and the number of sets can usually be determined by contouring joint poles plotted on polar equal area nets (see Orientation).

(b) If orientations are consistent, careful sampling may reduce the number of joints that have to be measured to define the number of sets.

(c) In the detailed stages of field investigations, the number of sets present locally should be recorded as a supplement to procedure (a). The stability of a given section of tunnel or rock slope, or the deformability of a given foundation will be a function of the relevant number of sets found locally, rather than of the total number mapped under procedure (a).

(d) Visual recognition of the number of sets should be accompanied by some system of numbering for identification purposes. For example the most systematic and persistent set can be labelled "set No. 1" and so on. (See Fig. 24.) Alternatively sets can be numbered in the order of their importance to stability.

Notes

(a) Systematic joint sets should be distinguished from non-systematic joints when recording the number of sets. In general systematic joints will be persistent features, with individual joints parallel or sub-parallel in plan, while non-systematic joints display random rather

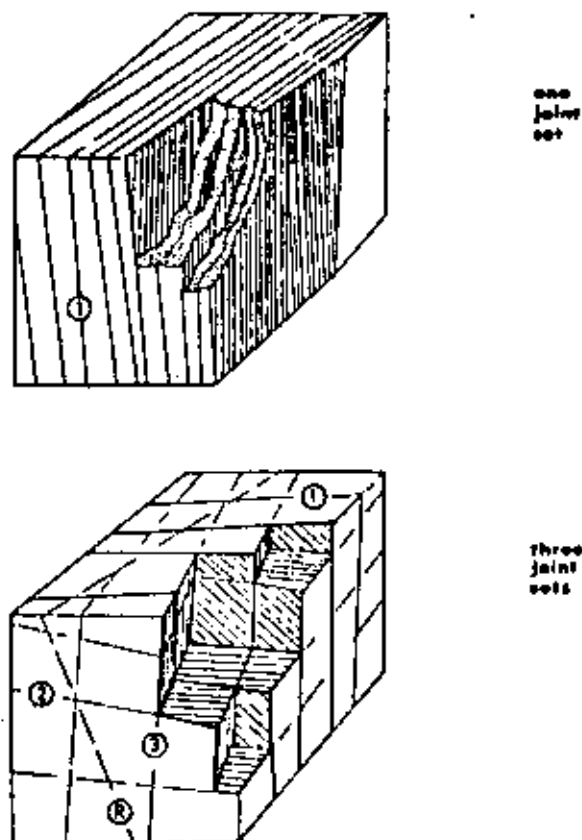


Fig. 24 Examples that demonstrate the effect of the number of joint sets on the mechanical behaviour and appearance of a rock mass

than oriented patterns in plan and section. Problems of set identification when sets cannot readily be distinguished in the field may be reduced by utilizing statistical tests for identifying trends in the distribution of poles plotted on polar equal area nets (See Fig. 5, under Orientation.)

(b) Incipient discontinuities such as those that may develop parallel to bedding, or parallel to foliation or cleavage, should be included in the local estimate of the number of sets, if it is considered that the method of excavation employed will sufficiently disturb the rock mass to cause development of these features into equivalent bedding joints, foliation joints, etc.

(c) As noted under procedures (a) and (b), the number of sets recorded will tend to be a function of the size of area mapped, and should be interpreted accordingly. The spacing of individual sets will play an important role in this interpretation. For example, four sets recognised following a "conventional" survey of an area (using the pole contouring method) may include some sets with such wide spacing that these would be of little relevance to the stability of a short length of tunnel, though possibly of considerable importance to the stability of a major slope.

Presentation of results

(c) The number of joint sets present can be represented visually as part of the presentation of orientation

data (See Fig. 2; block diagram, Fig. 3; joint rosettes, Fig. 5; Schmidt pole contour diagram.)

(b) The number of joint sets occurring locally (for example along the length of a tunnel) can be described according to the following scheme:

I	massive, occasional random joints
II	one joint set
III	one joint set plus random
IV	two joint sets
V	two joint sets plus random
VI	three joint sets
VII	three joint sets plus random
VIII	four or more joint sets
IX	crushed rock, earth-like

Major individual discontinuities should be recorded on an individual basis.

REFERENCES

- Hodgson R. A. Regional study of jointing in the Comb Ridge Navajo Mountain area, Arizona and Utah *Bull. Am. Assoc. Petrol. Geol.* 45, 1-38 (1961)
- John K. W. An approach to rock mechanics *J. Soil Mech. Fdn. Div., ASCE*, pp. 1-30 (1962)
- Müller L. *Der Felsbau*, Ferdinand Enke-Verlag, Stuttgart, 624 p (1963)
- Pike N. J. *Fault and Joint Development in Brittle and Semi-Brittle Rock*, Pergamon, Oxford, 176 p (1966)
- Nielson R. P. & Hough V. N. D. Jointing in the Appalachian Plateau of Pennsylvania *Bull. Geol. Soc. Am.* 78, 609-630 (1967)
- Fool U. S. Correlations of rock bolt-shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois (also Swedish Geotechnical Institute, Proceedings No. 27, Stockholm 1975, 275 p.) (1970)
- Piteau D. R. Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. *Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam, 1971, pp. 33-53 (1971)
- Robertson A. MacG. The interpretation of geologic factors for use in slope theory. *Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam, 1971, pp. 55-71 (1971)
- Balsuck J. A. Regional jointing in Southern Alberta. *Canadian J. Earth Sci.* 10, 1769-1781 (1973)
- Barton N., Lien R. & Lunde J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6, 109-236 (1974)
- Hock E. & Bray J. *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 309 p (1974)
- Goodman R. E. *Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks*. West Publishing, N.Y., 472 p (1976)

10. BLOCK SIZE

Scope

(a) Block size is an extremely important indicator of rock mass behaviour. Block dimensions are determined by discontinuity spacing, by the number of sets, and by the persistence of the discontinuities delineating potential blocks.

(b) The number of sets and the orientation determine the shape of the resulting blocks, which can take the approximate form of cubes, rhombohedrons, tetrahedrons, sheets, etc. However, regular geometric shapes are the exception rather than the rule since the joints in any one set are seldom consistently parallel. Jointing

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

in sedimentary rocks usually produces the most regular block shapes.

(c) The combined properties of block size and inter-block shear strength determine the mechanical behaviour of the rock mass under given stress conditions. Rock masses composed of large blocks tend to be less deformable, and in the case of underground construction, develop favourable arching and interlocking. In the case of slopes, a small block size may cause the potential mode of failure to resemble that of soil, (i.e. circular/rotational) instead of the translational or toppling modes of failure usually associated with discontinuous rock masses. In exceptional cases "block" size may be so small that flow occurs, as with a "sugar-cube" shear zone in quartzite.

(d) Rock quarrying and blasting efficiency are likely to be largely a function of the natural *in situ* block-size. It may be helpful to think in terms of a block size distribution for the rock mass, in much the same way that soils are categorized by a distribution of particle sizes.

(e) Block size can be described either by means of the average dimension of typical blocks (block size index I_b), or by the total number of joints intersecting a unit volume of the rock mass (volumetric joint count J_v).

Equipment

(a) Measuring tape of at least 3 m length, calibrated in mm divisions.

Procedure

(a) *Block size index (I_b)*. The index can be estimated by selecting by eye several typical block sizes and taking their average dimensions. Since the index may range from millimetres to several metres, a measuring accuracy of 10% should be sufficient.

Each domain should be characterized by a modal I_b , together with the range, i.e. typical largest and smallest block size indices.

The number of sets should always be recorded in parallel with I_b , since if there are only one or two sets, any subsequent attempt to convert I_b to typical block volumes may be unrealistic.

(b) *Volumetric joint count (J_v)*. The volumetric joint count is defined as the sum of the number of joints per metre for each joint set present. Random discontinuities can be included, but will generally have little effect on the results.

The number of joints of each set should be counted along the relevant joint set perpendicular. A sampling length of 5 or 10 m is suggested. Each joint count will then be divided by 5 or 10 to express the results as number of joints per metre.

A typical result for three joint sets and a random discontinuity counted along 5 or 10 m perpendicular sampling lines might appear as below:

$$J_v = 6/10 + 24/10 + 5/5 + 1/10$$

$$J_v = 0.6 + 2.4 + 1.0 + 0.1 = 4.1/m^3 \text{ (medium-size blocks)}$$

The following descriptive terms give an impression of the corresponding block size:

Description	J_v (joints, m^3)
Very large blocks	< 1.0
Large blocks	1-3
Medium-sized blocks	3-10
Small blocks	10-30
Very small blocks	> 30

Values of $J_v > 60$ would represent crushed rock, typical of a clay-free crushed zone.

(c) *Rock masses*. Rock masses can be described by the following adjectives, to give an impression of block size and shape:

- (i) *mastic* = few joints or very wide spacing
- (ii) *blocky* = approximately equidimensional
- (iii) *tabular* = one dimension considerably smaller than the other two
- (iv) *columnar* = one dimension considerably larger than the other two
- (v) *irregular* = wide variations of block size and shape
- (vi) *crushed* = heavily jointed to "sugar cube"

See Fig. 25 for examples of the above.

Notes

(a) *Block size index (I_b)*. The purpose of the block size index is to represent the average dimensions of typical rock blocks. The average value of individual modal spacings (S_1, S_2 , etc., see Spacing) may not give a realistic value of I_b if there are more than three sets, since the fourth set, if widely spaced, will artificially increase I_b , but may have little influence on actual block sizes as observed in the field.

In the case of sedimentary rocks, two mutually perpendicular sets of cross joints plus bedding constitute an extremely common cubic or prismatic block shape. In such cases I_b is correctly described by:

$$I_b = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{3}$$

(b) *Volumetric joint count (J_v)*. Field mapping can be performed very rapidly as a measuring tape can be dispensed with when individual joint spacings are not of interest. 5 or 10 m can be paced out or estimated with reasonable accuracy by most observers (i.e. to within $\pm 10\%$ of the correct length). The observer should face in the direction of strike for each joint set that is to be counted and count perpendicular to the strike, thereby removing the angular correction factor.

It should be noted that

$$J_v \text{ is not equal to } \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \dots + \frac{1}{S_n}$$

The calculation of J_v is based on the mean spacings, not modal spacing. Generally the results will be similar, but spacing tends to be log-normally distributed.

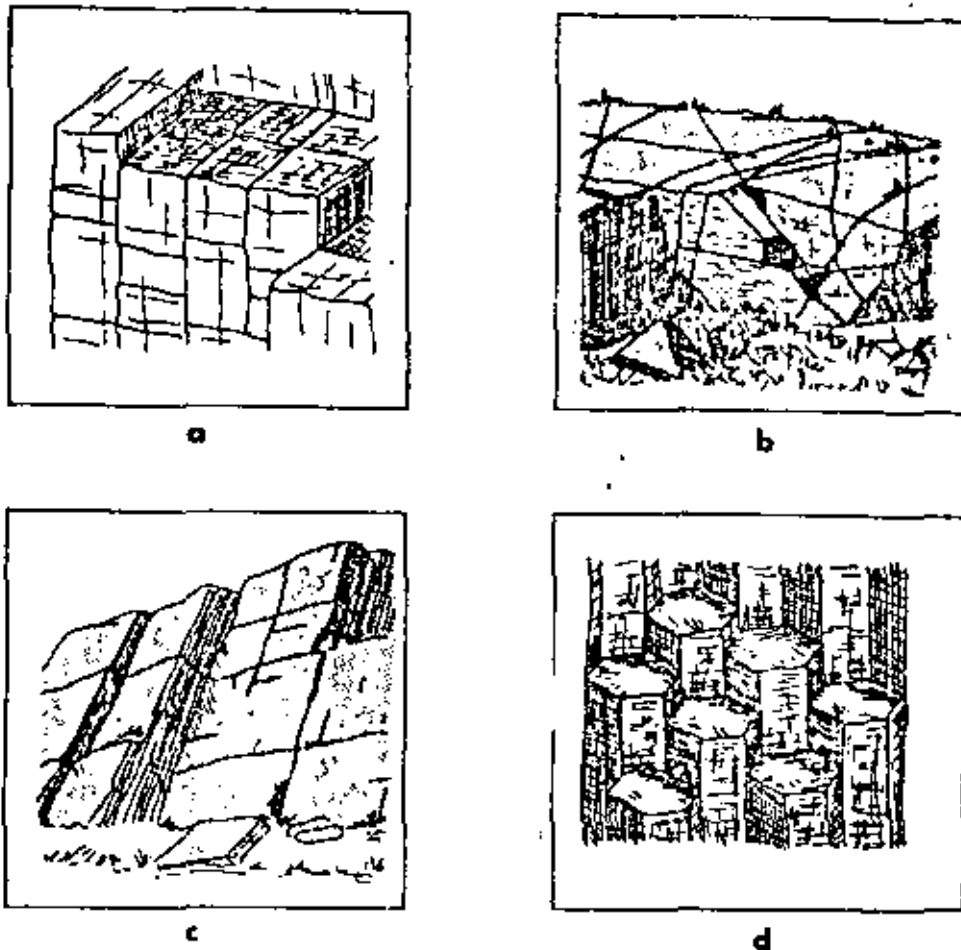


Fig. 25 Sketches of rock masses illustrating (a) blocky, (b) irregular, (c) tubular, and (d) columnar block shapes

The occasional random discontinuities will not noticeably affect the value of J_v unless the spacing of the systematic joints is wide or very wide (i.e. 1-10 m). In such cases they should be included with appropriately wide spacing, for example 10 m.

In view of the widespread use of RQD in various rock mass classification methods it is of value to present an approximate correlation between J_v and RQD

$$\text{RQD} = 115 - 3.3 J_v \text{ (approx.)}$$

$$(\text{RQD} = 100 \text{ for } J_v < 4.5)$$

This relationship can be used for estimating the order of magnitude of RQD when borecore is unavailable.

(c) *Orientation data.* Orientation data will provide additional descriptive data for a clearer expression of the form of an anisotropic block structure if present, i.e. "steeply dipping sheets, slabs, beds" etc. or "vertical columnar blocks" etc. When block dimensions are reasonably isotropic only the block shape need be described, i.e. cubic, rhombohedral, prismatic, tetrahedral, irregular, etc. as appropriate.

Presentation of results

(a) Record the modal block size index (I_b) and I_p

values typical for the largest and smallest block sizes for the domain or domains of interest. (Also record the number of sets and describe the persistence)

(b) Record the volumetric joint count (J_v) for the domain or domains of interest. (Also record the number of sets and describe the persistence)

(c) Describe the rock mass and its "blockiness" in general terms as: massive, blocky, tubular, columnar, crushed or as appropriate.

Where possible, block size and shape should also be communicated by means of photographs and/or field sketches of typical exposures (see Fig. 25).

REFERENCES

1. John K. W. An approach to rock mechanics. *J. Soil Mech. Fdn. Div. Am. Soc. Civ. Engrs.* SM4, pp. 1-30 (1962)
2. Müller L. *Der Festbau*, Ferdinand Enke-Verlag, Stuttgart, 624 p (1963).
3. Price N. J. *Faults and Joint Development in Brittle and Semi-brittle Rock*, Pergamon, Oxford, 176 p (1966)
4. Piteau D. R. Characterizing and extrapolating rock joint properties in engineering practice. *Rock Mechanics* (Springer-Verlag) Suppl. 2, pp. 5-31 (1973).
5. Franklin J. A. Rock quality in relation to the quarrying and performance of rock construction materials. *Proc. of 2nd. Int. Cong. of the Int. Ass. of Eng. Geology*, São Paulo, Brazil, Vol. I, IV-PC-2, 11 p (1974).

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

6. Korhonen K.H., Gardemeister R., Jaaskelinen H., Nömi H. & Vähäsarja P. Engineering geological rock classification in Finland (Geotechnical Laboratory, Report 12, Technical Research Centre of Finland, 78 p (1974).
7. Palmström A. Characterizing the degree of jointing and rock mass quality (in Norwegian) (Internal Report, Ing. A.B. Berdal, Muriesvei 20, 1322 Hovik, Oslo, 26 p (1975).
8. Barton N. Unsupported underground openings. *Proc. Rock Mechanics Meeting* Be'ou, Stockholm, pp. 61-94 (1976).

II. DRILL CORE

Scope

(a) Drill core description is here intended primarily to provide information on the discontinuities.

(b) In the preliminary stages of field mapping, drill core is unlikely to be available. However, the need for drilling, and the optimum locations and orientations of holes should be described, based on existing information concerning the likely orientation of discontinuities.

(c) If drill core is available it can first be described by means of the following parameters: *total core recovery* (R), *discontinuity frequency* (F), and *rock quality designation* (RQD). However, these parameters alone do not usually provide sufficient information for design purposes.

(d) Drill cores (and drill holes) represent line samples of the rock mass. Structural features such as discontinuity orientation, spacing and the number of sets cannot normally be adequately sampled by one hole without prior knowledge of the orientation and the number of sets.

(e) Carefully planned and executed core drilling followed by detailed core description and hole inspection can provide approximate information about many of the ten specific rock mass parameters described under the preceding "suggested methods" (i.e. 1. Orientation, 2. Spacing, 3. Persistence, 4. Roughness, 5. Wall strength, 6. Aperture, 7. Filling, 8. Seepage, 9. Number of sets, 10. Block size).

Equipment

(a) Measuring tape of at least 3 m length, calibrated in mm divisions. Protractor or similar scale for measuring the angles between the core axis and the discontinuities.

(b) Materials for washing the core.

(c) Subsequent measurements in the drill holes may require the use of at least one of the following: borehole periscope, camera, TV camera, water level indicator (electrical contact type), together with the associated cables and winding gear appropriate for the length of hole and the equipment selected.

Procedure

(a) Dirty rock core should in general be washed clean prior to making observations. However, this procedure should be avoided in the case of filled discontinuities and argillaceous rocks likely to be sensitive to wetting and drying.

(b) Before making detailed observations the core as a whole should be examined to determine the structural

boundaries (discontinues) and geological features to be measured. The markers indicating depths of geological horizons and the start and end of each run should be carefully checked for errors.

(c) *Total core recovery* (R) defined as the summed length of all pieces of recovered core expressed as a percentage of length drilled should be measured and recorded to the nearest 2%; if possible. When the core is highly fragmented the length of such portions is estimated by assembling the fragments and estimating the length of core that the fragments appear to represent. Core recovery is normally used to describe individual core runs or whole boreholes, and not specific structurally defined rock units. The results obtained in a rock mass of poor quality will be strongly dependent on the drilling equipment and on the skill of the drilling crew. Core grinding may result in excessive lost core. Core that is damaged in this way should always be recorded.

Total core recovery (R) is in the first instance usually obtained directly from the drillers log, and is therefore based on individual lengths of uptake. These unit lengths will vary with the rate of drilling and the quantities of the rock drilled through.

Instructions should always be given to the drilling crew so that the depth drilled at the start and end of zones of core loss are carefully recorded. The relevant lengths lost can then be replaced by wooden blocks with markings on both ends.

(d) *Frequency* (F) defined as the number of natural discontinuities intersecting a unit length of recovered core, should be counted for each metre of core.

Since the orientation of the discontinuities is not considered at this stage, it is clear that differently oriented holes will usually produce different results.

Artificial fractures resulting from rough handling or from the drilling process should be discounted only when they can be clearly distinguished from natural discontinuities.

(e) *Rock quality designation* (RQD) is a modified core recovery percentage in which all the pieces of sound core over 10 cm long are counted as recovery, and are expressed as a percentage of the length drilled. The smaller pieces resulting from closer jointing, faulting, or weathering are discounted.

If the core is broken by handling or by the drilling process (i.e. if the fractures are fresh breaks rather than natural surfaces) the fresh broken pieces should be fitted together and counted as one piece, provided they form the requisite length of 10 cm.

Material that is obviously weaker than the surrounding rock such as over-consolidated gouge is discounted, even if it appears as intact pieces that are 10 cm or more in length. (This type of material will normally only be recovered when using the most advanced drilling equipment and experienced or carefully supervised drilling crews.)

The length of individual core pieces should be assessed along the centre line of the core, so that discontinuities that happen to parallel the drill hole will

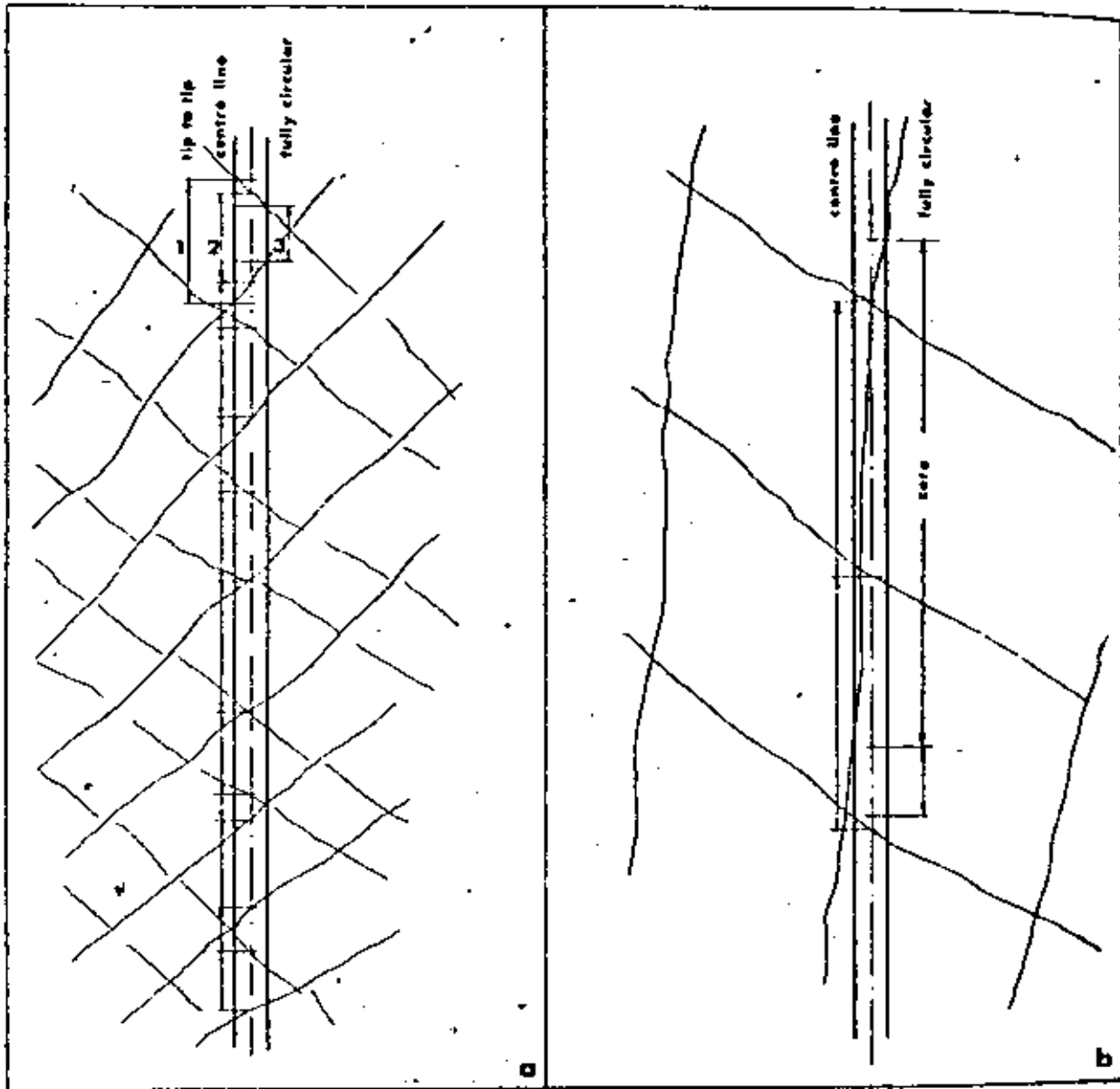


Fig. 26. Examples of three possible interpretations of the length of core pieces. The centre line length is suggested as the most realistic measurement and is recommended.

not unduly penalize the RQD values of an otherwise massive rock mass. (See Fig. 26).

It is suggested that RQD values are determined for variable rather than fixed lengths of core run. Values of individual beds, structural domains, weakness zones etc. should therefore be logged separately, so as to indicate any inherent variability, and provide a more accurate picture of the location and width of zones with low or zero RQD values.

Supplementary data

Subsequent to the general procedure for logging total core recovery (R), frequency (F), and rock quality designation (RQD), the following supplementary procedures are suggested for determining as much quantitative

data as possible concerning the ten parameters:

1. Orientation
2. Spacing
3. Persistence
4. Roughness
5. Wall strength
6. Aperture
7. Filling
8. Seepage
9. Number of
10. Block size

A combination of core logging, drill hole video, (borehole periscope, TV camera) and/or water injection tests are suggested for assessing those parameters that

are more or less disturbed in the recovered core, for example, *aperture, filling, serrage*.

Orientation

Efforts should be made to log the apparent orientation of discontinuities intersecting the core, using a protractor to measure the acute angles of intersection (θ) relative to the core axis ($\pm 5^\circ$). If the relevant hole is vertical, the angles ($90-\theta$) will represent the true dip of the discontinuities, but without orientated core the dip direction will remain unknown.

If two or more non-parallel drillholes have been drilled in a rock mass where there are recognisable markers such as bedding or foliation, the dip direction and dip of these features can be deduced using graphical techniques [1].

If existing surface mapping has already indicated the approximate orientation of certain joint sets, then carefully orientated drill holes can be used to check the orientation of these features at depth. In the case of anticipated vertical and horizontal jointing it is helpful to drill steeply inclined holes (i.e. 60°) in preference to 45° , so that the differently orientated sets can be recognised during core logging by their different core intersection angles.

The true orientation of discontinuities (dip direction and dip) can be obtained from a single drill core if orientation devices are employed during the drilling process. Several methods are available:

(a) Orientation of the core based on the measured orientation in each run (Craelius method). This method works well if adjacent pieces of core can be matched. Zones of core loss and perpendicularly intersected discontinuities reduce the effectiveness of the method locally.

(b) Orientation of the core by means of a hardened steel groove scriber and compass photo device (Christensen-Huegel method).

(c) *Integral sampling method* in which the cores that are recovered have previously been reinforced with a grouted bar whose azimuth is known from positioning rods. The reinforcing bar is co-axially overcored with a larger diameter coring crown.

The orientation of discontinuities (dip direction and dip) can be obtained by drill hole inspection using special television cameras and periscopes. TV cameras can be orientated such that a discontinuity plane shows as a straight line on the CRT screen. The dip direction and dip can be readily determined. Cameras have been used to depths of 400 m, though generally 150 meters is seldom exceeded due in part to water pressure problems. Minimum hole size for the cameras is generally 76 mm.

The borehole periscope can be used in smaller holes, but due to distortion of the optical path the depth is usually limited to about 30 m.

2. Spacing

In rock with marked foliation or bedding features

it should be possible to match the individual core pieces such that the actual spacing of obliquely intersected foliation joints, bedding joints or other regular intersecting joint sets, can be estimated. The spacing (S) will depend on the length (L) measured along the core axis between adjacent natural discontinuities of one set, and the acute angle (θ) that these features subtend with the core axis. Thus:

$$S = L \sin \theta$$

The angles (θ) between the core axis and the individual joints of a given set will be inherently less reliable than those recorded from observations of rock exposures due to the possibility of joint undulation and roughness.

When a joint set is intersected perpendicularly by the drill hole, spacing can obviously be measured directly since (S) is equal to (L).

When the rock has no consistent or clear marker features such as foliation or bedding, the estimation of spacing for any given set of joints will depend on the degree to which the core pieces can be matched. Zones of core loss will clearly frustrate this objective. However, if the joints that intersect the core have markedly different core intersection angles (θ) and/or markedly different surface features (i.e. mineral coatings, roughness) it may be possible to estimate the relevant spacings in a sufficient number of places along the core to make the exercise worthwhile.

Borehole viewing devices that can be orientated (periscope, TV camera) will clearly increase the reliability of spacing measurements.

3. Persistence

Unless holes are drilled in a very closely spaced pattern, as may be the case for operations such as grout curtain injection, it will usually not be possible to assess the persistence from drill core or drill hole observations.

If closely spaced holes are available, very careful correlation of discontinuities will be required before any reliable conclusions can be drawn concerning the persistence of a given discontinuity or set.

4. Roughness

Gross features of discontinuity wall roughness and corresponding full scale shear strength cannot obviously be assessed by means of drill core alone. However, it is usually possible to assign to a surface some degree of *planarity* (*planar, curved, irregular*) and some degree of *smoothness* (*slick, smooth, rough*). This suggested procedure is broadly consistent with the roughness description shown in Fig. 17, but with dimensions reduced to the scale of centimeters and millimeters respectively.

Drill hole inspection with periscopes or TV cameras will not generally provide an improved picture of roughness unless the rock type is so weak and/or the drilling so poorly performed that grinding of the core pieces has occurred.

5. Wall strength

The individual suggested methods for describing wall strength ((a) weathering grade of rock mass, (b) weathering grade of rock material, (c) manual index tests, (d) Schmidt hammer test) can also be applied to the description of drill core.

Since the drill core provides a ready-made line sample of the rock mass, such features as the depth of penetration of weathering into the discontinuity walls can be directly observed and therefore described quite accurately. Furthermore the drill core provides ready-made samples for mechanical testing (i.e. Schmidt hammer testing of rigidly clamped core pieces for describing wall strength or point load testing across the core diameter for describing material strength). Franklin *et al.* [2] strongly advocate logging the point load strength index (I_p) simultaneously with recovery of the core from the core barrels.

When assessing wall strength, care should be taken to check if the relevant core pieces fit together. Lack of fit may indicate lost filling material, shear displacement, or partial grinding away of strongly weathered walls during the drilling process.

6. Aperture

The aperture of discontinuities intersected by drill holes can only be guessed unless the integral sampling method is used. If the core pieces on either side of a discontinuity can be fitted together by hand so that no visible void spaces remain, it is likely that the discontinuity is a *tight* feature *in situ* (i.e. very tight <0.1 mm, or tight 0.1-0.5 mm). However it is not certain that the feature is *tight*, it could also be "gapped" *in situ* (i.e. moderately wide 0.5-2.5 mm, or wide 2.5-10 mm, etc.) Alignment of the walls of the relevant core pieces should be checked in this respect.

If two pieces of adjacent core cannot be mated tightly across a discontinuity and if voids are visible, the term *open* can be used in describing the discontinuities. It is recognised that what appears to be an open or partially open discontinuity in the drill core actually may have been *tight in situ*, if softer filling materials have not been recovered, or if some wear of weathered material has occurred during the drilling operation.

Drill hole inspection using TV cameras or periscopes should be successful in distinguishing between the above *tight* and *open* categories, although it is unlikely that the apertures of the finest joints can be measured accurately. From the point of view of seepage potential the open discontinuities are most important, so this limitation should not be important where highly permeable rock masses are concerned. Methods are available for estimating the theoretical smooth wall apertures of water conducting discontinuities by statistical analysis of water injection tests [3]. However, the real apertures may be several times the theoretical smooth wall apertures due to wall roughness and tortuosity effects.

7. Filling

Unless the integral sampling method or best quality drilling equipment is used (i.e. double or triple tube core barrels, split inner tubes, and controlled flushing) the softer filling materials are unlikely to be recovered in significant amounts. Possibly only traces of clay minerals will be visible on the discontinuity walls, sampled by conventional drill core. Both traces and larger amounts of recovered filling should be described as to width, mineralogy and strength. The interpretative nature of these descriptions should be made clear.

Where *total core recovery* is less than 100% and it is suspected that significant amounts of filling or weathered material has been lost in the drilling process, attempts should be made to assess the thickness, location and orientation of the suspected filled zones. The drillers log describing the rate of advance and water loss, type of cuttings and colour of flushing fluid *may* be invaluable here.

The uncertainties surrounding the parameter *filling* and its extreme importance where deformation, stability and water seepage are concerned, strongly justify the use of special recovery techniques and the use of borehole viewing techniques.

8. Seepage

Observations of drill core may provide indirect evidence of water seepage levels. Reddish-brown iron (Fe^{3+}) staining usually indicates the zone of rock mass that lies above the mean ground water level. Oxidation in discontinuity walls lying beneath the ground water level may also occur, but at a greatly reduced rate. Frequently the strongest iron staining is found in the zone where the ground water level commonly fluctuates.

Drill holes obviously provide the means of checking ground water levels directly using simple battery operated electrical contact devices which are lowered into the holes. Additional information on standing water levels should be obtained from the drillers log for each drill hole. Drill hole walls can be surveyed for seepage horizons using periscopes and TV cameras.

Testing performed in drill holes (i.e. falling head tests, Lugeon packer tests, tracer tests, piezometer measurements) for estimating rock mass permeability, and for estimating the hydraulic conductivity of individual discontinuities and sets of discontinuities, forms the subject of a separate ISRM suggested method. The logging and presentation of any available Lugeon values gives important supplementary data, which can conveniently be presented as a log, parallel with that for *total core recovery*, *frequency* and *RQD*, etc.

9. Number of sets

The amount of information obtainable from drill core and drill hole observation will obviously depend on the orientation of the holes relative to existing sets, and on their length relative to the joint spacings. If existing surface mapping has already indicated the approximate orientation of certain discontinuity sets, then

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

carefully orientated holes can be used to check the number of sets at depth. Drill core observation will be easier if holes are drilled to intersect the different sets at recognisably different angles. Usually at least two non-parallel holes will be required.

The number of sets observed at the surface is likely to be more than the number observed at depth. Comparison of surface observations with tunnel excavations suggests that this is not just due to the limitations of drill hole sampling.

10. Block size

The term *block size* is a composite description of the rock mass which is influenced by *spacing, number of sets, persistence and orientation*. A log of block size produced from observations of rock core can clearly only give an approximate picture of the true block size.

A rapid method of estimating the approximate block size from drill core is to select by eye several typical pieces of core and take their average dimensions ($\pm 10\%$). Each rock unit or domain may be assessed in this way. If the relevant hole is orientated such that all sets present are intersected (i.e. a diagonal hole in the case of a cubic joint system) then these average core pieces will roughly represent the *block size index* (I_b) defined under the relevant suggested method. A depth log showing the variation of this index can be a very useful supplement to drill core description.

Notes

(a) When estimating *frequency* or *RQD* from drillcore it is necessary to discount fresh artificial breaks (fractures) clearly caused by the drilling process, and also those made deliberately when fitting core into the core boxes. The following criteria are suggested:

- (i) A rough brittle surface with fresh cleavage planes in individual rock minerals indicates an artificial fracture.
- (ii) A generally smooth or somewhat weathered surface with soft coating or infilling materials such as talc, gypsum, chlorite, mica or calcite obviously indicates a natural discontinuity.
- (iii) In rocks showing foliation, cleavage or bedding it may be difficult to distinguish between natural discontinuities and artificial fractures when these are parallel with the incipient weakness planes. If drilling has been carried out carefully then the questionable breaks should be counted as natural features, to be on the conservative side.
- (iv) Depending upon the drilling equipment part of the length of core being drilled may occasionally rotate with the inner barrels in such a way that grinding of the surfaces of discontinuities and fractures occurs. In weak rock types it may be very difficult to decide if the resulting rounded surfaces represent natural or artificial features. When in doubt the conservative assumption should be made, i.e. assume that they are natural.
- (v) It may be useful to keep a separate record of the frequency of artificial fractures (and associated

lower RQD) for assessing the possible influence of blasting on the weaker sedimentary and foliated or schistose metamorphic rocks.

(b) The degree of fracturing of the core during the drilling process may be partly a function of core diameter in the weaker rock types. Since some artificial fracturing is very difficult to distinguish from natural discontinuities (e.g. in the case of weak fissile, cleaved, or foliated rock) it is preferable that the core is not less than NS diameter (55 mm) where rock strength is in question. Use of smaller core diameters (i.e. 32 or 42 mm) puts an increasing responsibility on the drilling crew for the results obtained. A method of correcting RQD to the standard NX size has been suggested by Heuzé [4].

(c) Several possible interpretations of the length of core pieces are possible i.e. tip to tip (maximum) length, centre line length or fully circular length. These are illustrated in Fig. 26. Tip to tip measurement involves double-counting at each end of a core piece, while fully circular measurement ignores core pieces that happen to have been drilled with a small subtended angle to one discontinuity in otherwise massive rock. Centre line measurement is therefore strongly recommended.

(d) The results of core logging (*frequency* and *RQD*) can be strongly time dependent and moisture content dependent in the case of certain varieties of shales and mudstones having relatively weakly developed diagenetic bonds. A not infrequent problem is "discing", in which an initially intact core separates into discs on incipient planes, the process becoming noticeable perhaps within minutes of core recovery. The phenomena are experienced in several different forms:

- (i) Stress relief cracking (and swelling) by the initially rapid release of strain energy in cores recovered from areas of high stress, especially in the case of shaly rocks.
- (ii) dehydration cracking experienced in the weaker mudstones and shales which may reduce RQD from 100% to 0% in a matter of minutes, the initial integrity possibly being due to negative pore pressure.
- (iii) slaking cracking experienced by some of the weaker mudstones and shales when subjected to wetting.

All these phenomena make core logging of *frequency* and *RQD* unreliable. Whenever such conditions are anticipated core should be logged by an engineering geologist as it is recovered and at subsequent intervals until the phenomenon is predictable. An added advantage is that the engineering geologist can perform mechanical index tests such as the point load or Schmidt hammer test, while the core is still in a saturated state.

(e) In certain cases it may be helpful to log the *solid core recovery* in addition to the *total core recovery* (R) defined earlier. The *solid core recovery* includes as recovery only those pieces of core that have a complete

circumference. *Total* and *solid* core recovery will only be equivalent when no fragmental material is recovered, i.e. when the rock is massive, or when loss of sample is represented wholly by material carried away in the flushing system.

(f) Colour photographs provide a useful and convenient method of recording the appearance of cores and are of considerable value as a permanent record and means of rapid reference. The photograph of each core box should incorporate a suitable metric scale along the entire length of the box. Zones of core loss should be replaced by wooden blocks with legible depth markings. Wetting of the core before photography produces excellent contrast between different rock types and any form of mineralogical banding, but does not help in the observation of discontinuities, due to the general darkening that occurs with wetting.

Presentation of results

In view of the different requirements in rock engineering projects, no attempt will be made to suggest a standardized core log format. If a standard format was employed it would be certain that for one given project, much irrelevant information would be presented, while for another, unusual features of great significance would be missed out because the format did not allow for their inclusion. Since it is impractical to include all the parameters given below, the following should only be used as a check list, so that *relevant* information is included, but *irrelevant* data excluded.

(a) *General information.* (i) Drill hole number. (ii) Site, project name. (iii) Grid reference. (iv) Elevation at drill hole collar. (v) Orientation of hole: dip direction and dip (α/β). (vi) Make of machine, type of feed, type of core barrel and bit, flush system.

(b) *Depth logs of relevant parameters selected from the following.* (i) Symbolic log showing rock type (with geological key). (ii) Point load strength index (I_p). (iii) *Total core recovery* (R). (iv) *Solid core recovery*. (v) Lugeon packer tests (units of Lugeons) and ground water levels. (vi) *Frequency* (F). (vii) *Rock quality designation* (RQD). (viii) *Block size index* (I_b). (ix) Symbolic log showing dip of main discontinuities.

(c) *Supplementary data.* Parameters from the following list are probably best presented in writing in a broad column at the side of the above depth logs, unless sufficient data is available to justify separate logs of the relevant data, for specific sets of discontinuities.

- (i) Spacing (estimate number of sets).
- (ii) Roughness.
- (iii) Weathering grades.
- (iv) Schmidt hammer tests (wall strength JCS).
- (v) Aperture.
- (vi) Filling and iron staining.

REFERENCES

1. Phillips F. C. *The Use of Stereographic Projections in Structural Geology*. Edward Arnold, London, 3rd edn, 90 p (1971).
2. Franklin J. A., Brech E. & Walton G. Logging the mechanical character of rock. *Trans Inst. Min. Metall. Section A*, **80**, 25-27 (1971).
3. Snow D. T. Rock fracture, spacing, opening, and porosity. *ASCE, Proceedings*, Vol. 94, No. SM1, pp. 73-91 (1968).
4. Heuzé E. F. Sources of error in rock mechanics field measurements and related solutions. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. B*, **29**, 310 (1973).
5. Deere D. U. Technical description of rock cores for engineering purposes. *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, **3**, 16-22 (1963).
6. Knill J. L. & Jones K. S. The recording and interpretation of geological conditions in the foundations of the Reservoir, Karina and Latinan dams. *Geotechnique*, **15**, 94-124 (1965).
7. Terzaghi R. Sources of error in joint surveys. *Geotechnique*, **15**, 247-264 (1965).
8. Deere D. U., Herdron A. J., Patton F. D. & Conding E. J. Design of surface and near-surface construction in rock. *Proc. 4th Symp. on Rock Mech.*, Minnesota, pp. 237-302 (1967).
9. Moyer G. D. Diamond drilling for foundation exploration. *J. Inst. Engrs Aust.*, CE 9, 95-100 (1967).
10. Ege J. R. Stability index for underground structures in granite rock in Nevada Test Site. *Mem. Geol. Soc. Am.* No. 110, pp. 155-198 (1968).
11. Ward W. H., Burland J. B. & Gallois R. W. Geotechnical assessment of a site at Mundford, Norfolk, for a large proton accelerator. *Geotechnique*, **18**, 399-431 (1968).
12. Deere D. U., Merritt A. H. & Conn R. F. Engineering classification of *in situ* rock. Tech. Rept. no. AFWL-67-144, Air Force System Command, Kirtland Air Force Base, New Mexico (1967).
13. Geological Society Engineering Group Working Party. Review on "The logging of rock cores for engineering purposes". *Q. J. Engng Geol.* **3**, 1-24 (1970).
14. Rocha M. & Barroso M. Some applications of the new integral sampling method in rock mechanics. *Proc. of Symp. of ISRM, Rock Fracture*, Nancy, Paper 1-21 (1973).
15. Bergman M. Rock mass investigation in depth: reliability of different methods for drillhole investigations. *Proc. of 2nd Conf. of ISRM, Denver. Advances in Rock Mechanics*, Vol. 13 A, pp. 15-20 (1974).
16. Dearman W. R. The characterization of rock for civil engineering practice in Britain. *Colloque Géologie de l'Ingenieur*, Liège, pp. 1-75 (1974).
17. Franklin J. A. Rock quality in relation to the quarrying and performance of rock construction materials. *Proc. of 2nd Int. Cong. of the Int. Assoc. of Engng Geology*, São Paulo, Vol. 1, paper IV-PC-2, 11 p (1974).
18. Hancagi I. A method for determining the degree of fissuration of rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* **11**, 379-388 (1974).
19. Hoek E. & Bray J. *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 309 p (1974).
20. Louis C. Reconnaissance de massifs rocheux par sondages et classifications géotechniques de roches. *Sols et Fondations*, No. 31, July-August, pp. 97-122 (1974).
21. Rankilor P. R. A suggested field system for logging rock cores for engineering purposes. *Bull. Ass. Engngs Geol.* **11**, 217-219 (1974).
22. Van Schalkwyk A. The application of computer techniques for the manipulation and storage of exploratory borehole data. *Proc. of 2nd Int. Cong. of the Int. Assoc. Engng. Geology*, São Paulo, VI-22 (1974).
23. Priest S. D. & Hudson J. A. Discontinuity spacings in rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* **13**, 135-148 (1976).
24. Van Schalkwyk A. Rock engineering testing in exploratory boreholes. *Proc. of Symp. on Exploration for Rock Engineering*, Johannesburg, Vol. 1, pp. 37-55 (1976).
25. South African Core Logging Committee. A guide to core logging for rock engineering. *Proc. of Symp. on Exploration for Rock Engineering*, Johannesburg, Vol. 1, pp. 71-86 (1976).



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA
Y A LA CONSTRUCCION

PRESENTACION DE DATOS GEOLOGICOS

ING. JOSE LUIS ROSAS LOPEZ

MAYO, 1984

1. ANTECEDENTES.

No existe una estandarización de los mapas geotécnicos en cuanto a su nomenclatura, contenido, simbología y uso. En cada país se aplican diversas técnicas para su elaboración.

Dearman y Fookes (1974 y 1969), en Inglaterra, han impulsado la elaboración de mapas geológico-ingenieriles y mapas geotécnicos en donde se reuna la mayor cantidad de información geológica y geotécnica en un solo plano, de acuerdo con la etapa de investigación del sitio.

Sanejouand (1972), en Francia, clasifica a los mapas según su contenido en mapas de "Factores" (naturaleza de propiedades de las rocas, hidrogeología, geomorfología, geodinámica externa e interna, materiales y las modificaciones al medio ambiente producidas por el hombre) y mapas de aptitud (combinación de los diversos factores). En este trabajo enumera los problemas que deben resolverse en la representación cartográfica con fines geotécnicos.

La Sociedad Geológica de Londres ha realizado diversos trabajos para tratar de estandarizar la cartografía geotécnica elaborando el documento citado en la referencia 1, que es una excelente guía para la elaboración de mapas geotécnicos.

En las siguientes líneas se tratarán los fundamentos básicos de un mapa geotécnico o geológico-ingenieril, remitiendo al lector a las referencias indicadas, se anexa un artículo de Dearman y Fookes (1974) relativo al mapeo geológico-ingenieril que se ha

desarrollado en Inglaterra.

2. MAPAS GEOLOGICO INGENIERILES O GEOTECNICOS.

Los mapas geotécnicos son planos que contienen datos geológicos e información de utilidad práctica para un proyecto de ingeniería determinado. Esta información provendrá de observaciones de talladas de campo como de laboratorio.

La mayoría de los mapas geológicos se realizan con propósitos generales y adolecen de información cuantitativa sobre las propiedades mecánicas de los suelos y rocas, la cantidad y tipo de las discontinuidades, la extensión del intemperismo, condiciones geohidrológicas, etc. que pueden ser de más utilidad para la construcción de obras de Ingeniería Civil. En este tipo de mapas se agrupa en unidades geológicas, es decir en unidades con idéntica litología o de la misma edad. Aunque hay buenas razones geológicas para ello, una de las principales desventajas de estos mapas para su uso en geotécnia estriba en que rocas de diferentes propiedades ingenieriles pueden estar agrupadas, por ser de la misma litología o de la misma edad.

Es evidente que se obtiene una información valiosa sobre las propiedades y el comportamiento de una roca cuando se indica su nombre geológico; sin embargo para efectos ingenieriles el nombre geológico por sí solo es insuficiente y debe acompañarse de una clasificación ingenieril.

Una solución es elaborar mapas geotécnicos cuyas unidades se definieran de acuerdo con sus propiedades ingenieriles, o a otras

características determinadas por la finalidad específica del mapa (tomado en cuenta lo dicho anteriormente). En general, las fronteras de las unidades marcarán variaciones en esas propiedades y esas líneas podrían seguir aproximadamente los límites geológicos, aunque esto acarrea ciertos problemas, como el de los cambios graduales en algunas propiedades físicas de suelos y rocas.

Un plano geotécnico debe contener, en forma general, información referente a:

- Topografía y Toponimia.
- Litología (distribución y descripciones de las unidades litológicas).
- Intemperismo (tipo, extensión y grado).
- Propiedades de suelos y rocas (resistencia, deformabilidad, permeabilidad, etc).
- Espesor de suelos.
- Discontinuidades (datos estructurales: fallas, fracturas, rumbo y echados, plegamientos; características de ellas; diagramas estereográficos, etc).
- Hidrogeología (acuíferos, movimiento del agua, permeabilidad, características del agua, zonas de filtración, etc).
- Factores geodinámicos (velocidades de erosión y sedimentación; zonas inestables por deslizamientos, avalanchas, solifluxión y creep; sismicidad, movimientos de dunas de arena, rocas expansivas, etc).
- Bancos de material.
- Exploraciones existentes (registro de toda la información geotécnica realizada en la zona, como levantamientos geológicos, per-

foraciones, sondeos geofísicos, etc.).

- Riesgos geológicos (por ejemplo, probabilidad de deslizamientos o terremotos, áreas de altos esfuerzos tectónicos, etc.).

Los mapas geotécnicos se clasifican en función de la etapa de estudio en que es elaborado, la información que contiene, el objetivo del mapa y la escala utilizada.

La tabla 1 pretende establecer una clasificación de mapas geotécnicos, regionales y locales, para que sean utilizados de manera conveniente durante el desarrollo de cualquier proyecto.

TABLA 1

Tipo de mapa	Información contenida	Escala usual	Preparados por:	Método de elaboración	Aplicaciones generales
A. MAPAS GEOTÉCNICOS REGIONALES	Datos de geología general, entrecruzados con información de interés ingenieril e interpretaciones.	1:100000 o menores	Instituciones gubernamentales o centros de investigación	Fuente: fotos aéreas, observaciones de campo, mapas topográficos para uso e interpretación geológica existente	Formación y estudio preliminar de proyectos de ingeniería y de las investigaciones existentes en ellas.
B. MAPAS GEOTÉCNICOS LOCALES					
a) Etapa de reconocimiento preliminar	Clasificación y descripción de suelos y rocas, geomorfología, hidrografía, geomorfología existente, sismicidad y volcanismo, deformaciones y localización de materiales.	1:500 o 1:10000	Ingenieros geólogos, ingenieros en minas, geología estructural, geomorfología e geotécnica	Tomaterpretación, recorridos de campo, uso de brújula, cinta y tránsito	Formación y reconocimiento de detalles.
b) Etapa de investigación del sitio	Datos sobre propiedades específicas de los materiales, levantamiento de unidades de diferente comportamiento ingenieril.	1:100 o 1:5000	Ingenieros geólogos de mecánica de suelos o rocas y geotécnicos	Los entornos, más los datos obtenidos de los pruebas mecánicas de laboratorio efectuadas en las muestras tomadas de sondeos, PCA, ensayos y muestras superficiales.	Detalles sobre sitios, propuestas y problemas de ingeniería y geotécnica presentados.
c) Etapa de construcción de una obra	Datos sobre aspectos importantes durante la construcción.	1:100 o 1:2000	Ingenieros geólogos de mecánica de suelos o rocas y geotécnicos	Los entornos, más los datos obtenidos de las pruebas mecánicas de laboratorio efectuadas en las muestras tomadas de sondeos, PCA, ensayos y muestras superficiales.	Detalles sobre sitios, propuestas y problemas de ingeniería y geotécnica presentados.

(Tomada de CFE, 1979)

Como puede observarse en la tabla 1, las escalas varían en función del tipo de obra y de la etapa misma para la que se requiera.

Dichas escalas serán de preferencia grandes, es decir entre 1:200 y 1:10,000, y ocasionalmente a escalas menores 1:25,000 o 1:50,000 cuando el trabajo requiera una exploración regional.

Un plano geotécnico puede contener una gran cantidad de información en un simple mapa, lo cual da una idea de la complejidad de su cartografía y del ancho de márgenes que requiere. Es necesario, así mismo, emplear una lista de símbolos para los mapas geotécnicos, como la que se muestra en las figuras 2 y 3 esta última una compilación de la Sociedad Geológica de Londres que pretende ser la base de una estandarización internacional para cartografía geotécnica (Attewall, 1976).

Sin embargo, una alternativa para evitar un mapa geotécnico complejo, es elaborar una serie de mapas específicos, otorgándose valores a diferentes parámetros de acuerdo con las necesidades del proyecto y la complejidad del sitio. Tales mapas serían por ejemplo:

- Mapas Tectónicos
- Mapas Hidrogeológicos
- Mapas Geomorfológicos
- Mapas de Propiedades Mecánicas
- Mapas de Bancos de Material.
- Mapas Geofísicos.

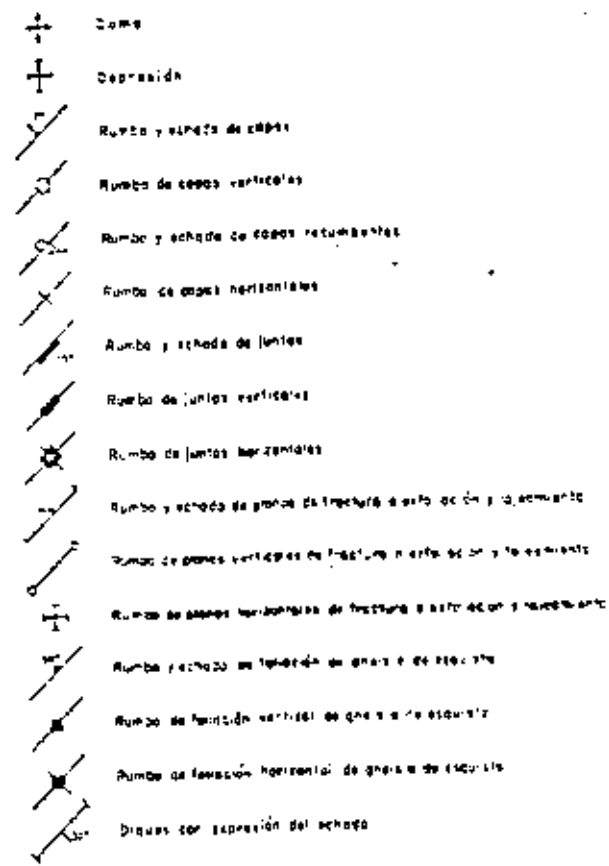
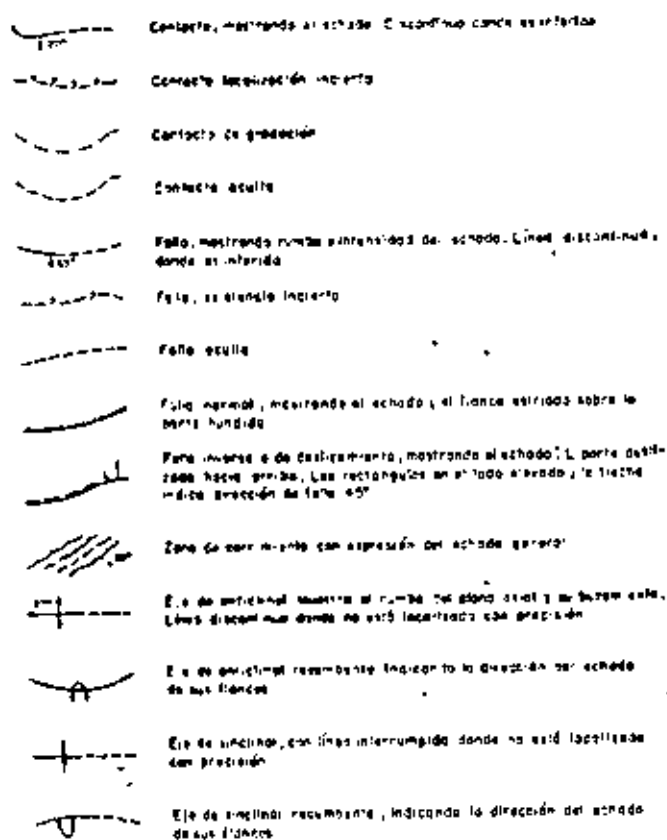
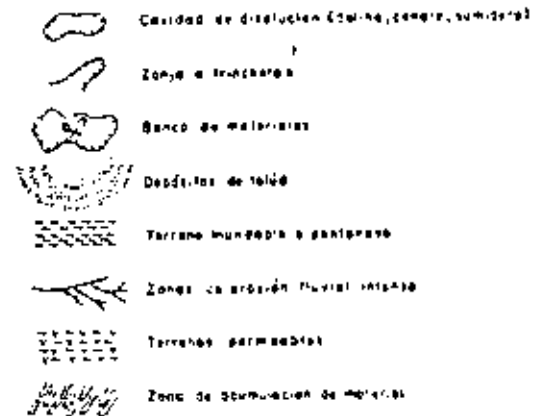


FIG 2.

Simbología geotécnica
1a. Parte

(Tomada, CFE, 1979)



SÍMBOLOS ESTRATIGRAFICOS

Q	Cuaternario
T	Terciario
T ₃	Plioceno
T ₂	Mioceno
T ₁	Oligoceno
T ₀	Eoceno
T ₀₀₁	Paleoceno
M	Mesozoico
K	Cretácico
J	Jurásico
T	Triásico
Pd	Paleozoico
Pz	Pre cámbrico

FIG. 2. Simbología geotécnica
2a. Parte

(Tomada CFE, 1979)

A continuación se presentan a manera de ejemplo una serie de planos geotécnicos:

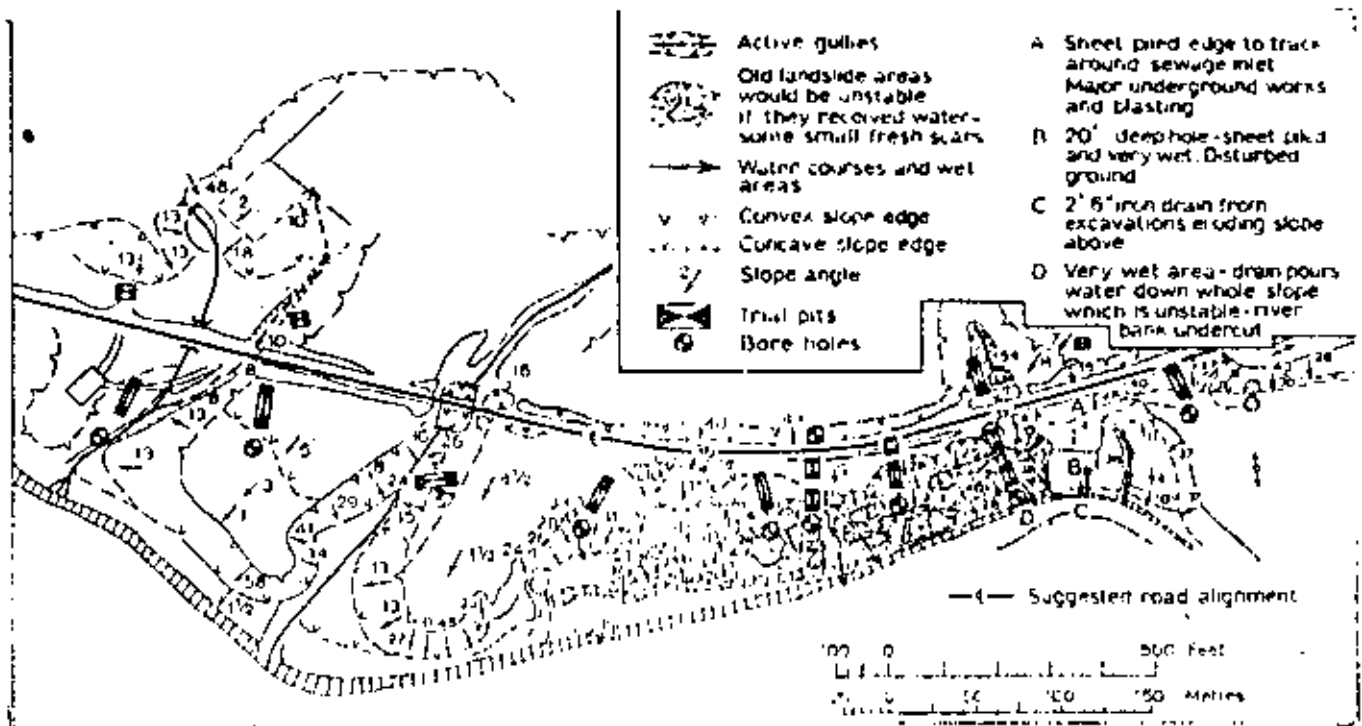
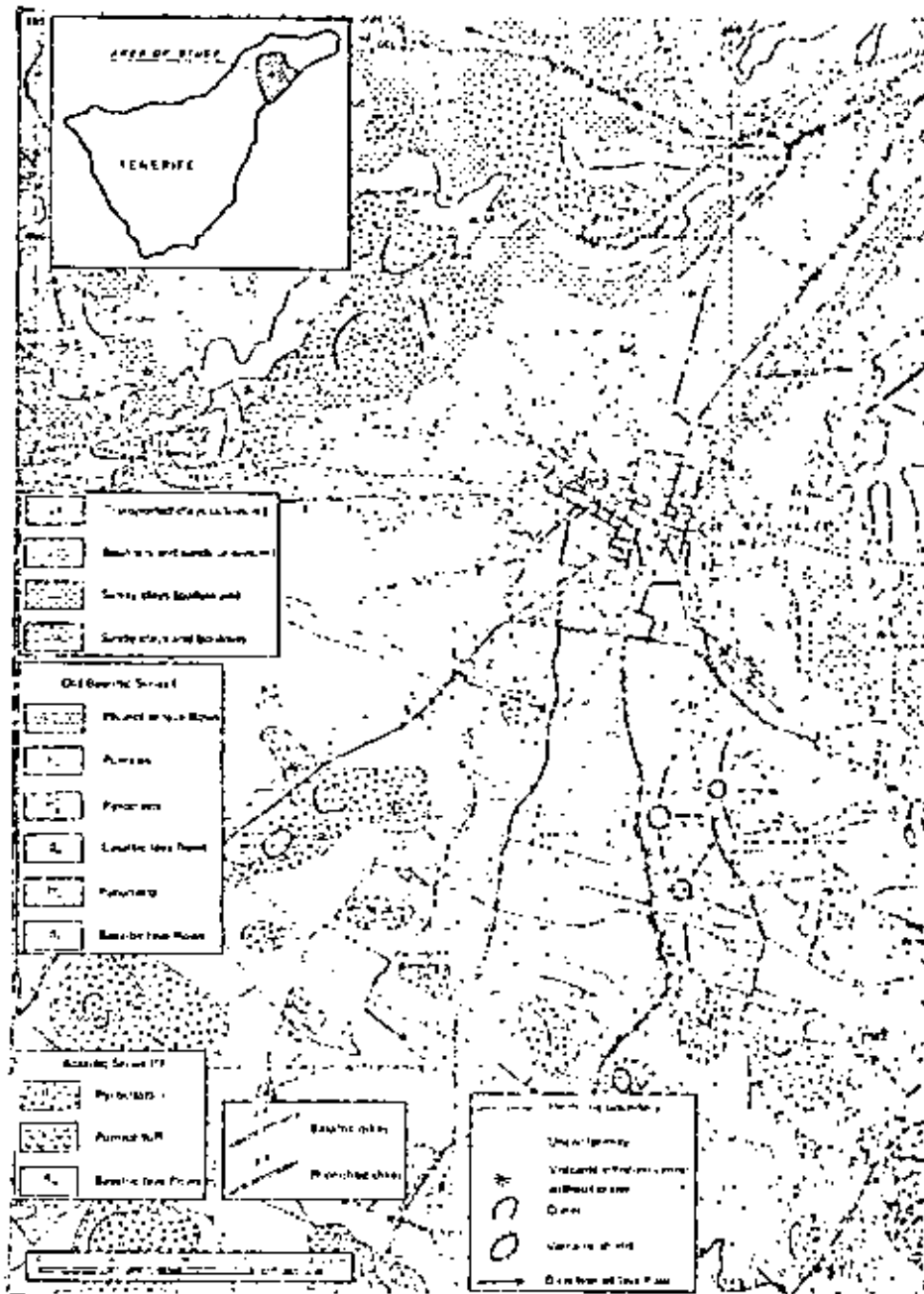


FIGURA 4

Mapa geotécnico de un estudio de factibilidad de una carretera.

(Tomado de Geol. Soc. of London 1982).

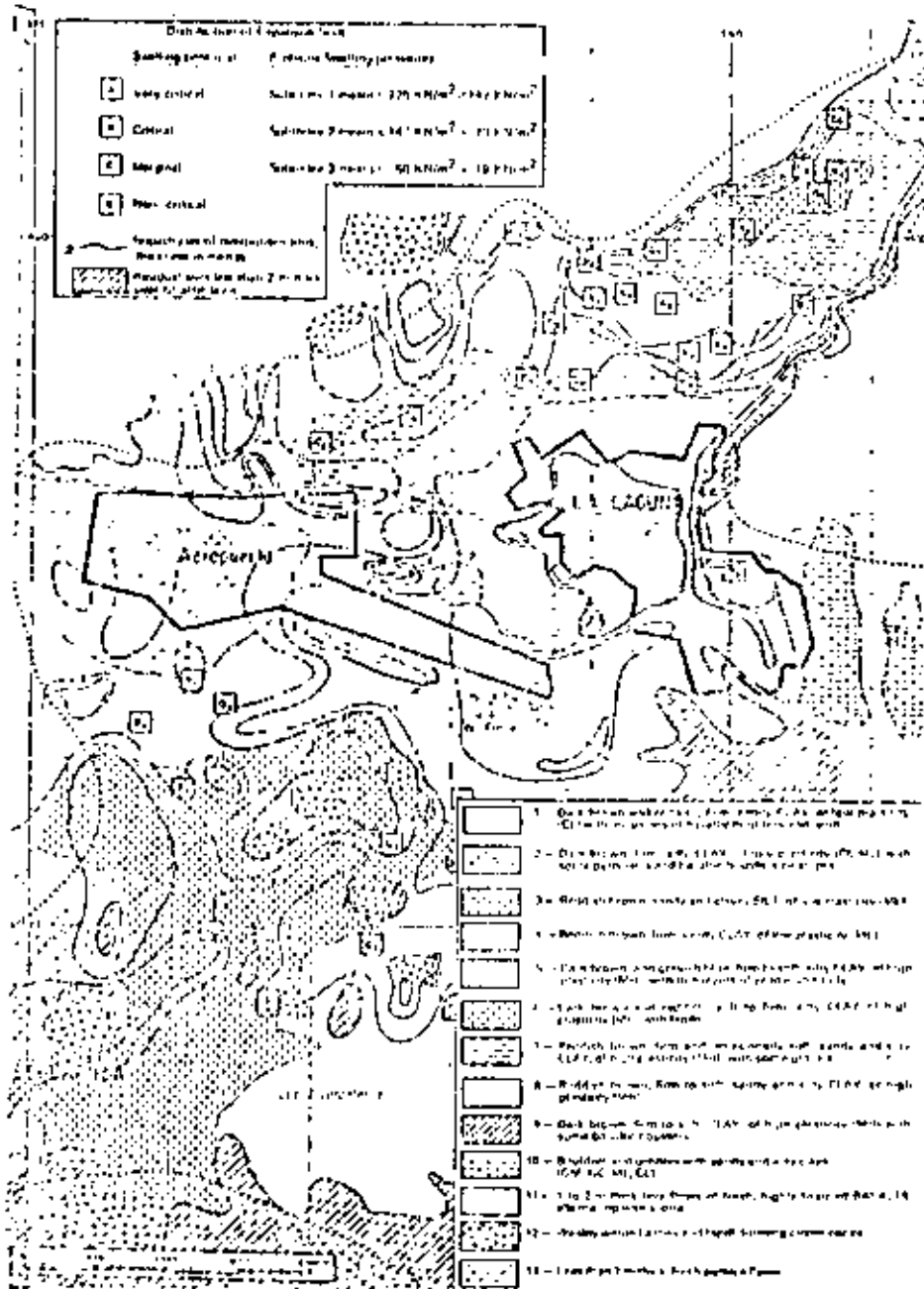
FIGURA 5
 MAPA GEOLOGICO DE UN AREA DE TENERIFE



(Tomada de Gonzalez de V., 1977)

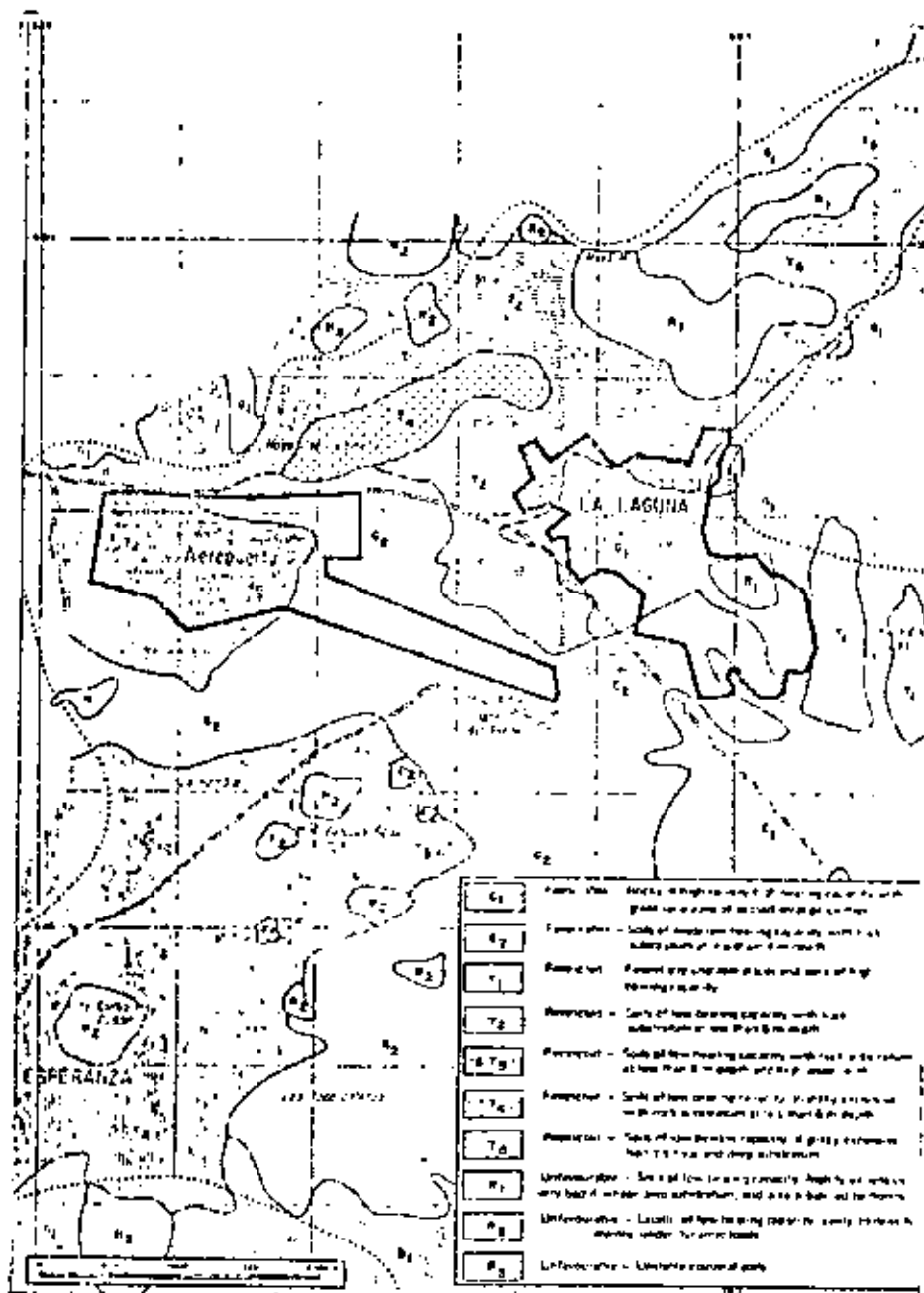
FIGURA 7

MAPA GEOLOGICO INGENIERIL DE TENERIFE



(Tomada de Gonzalez de V. 1977)

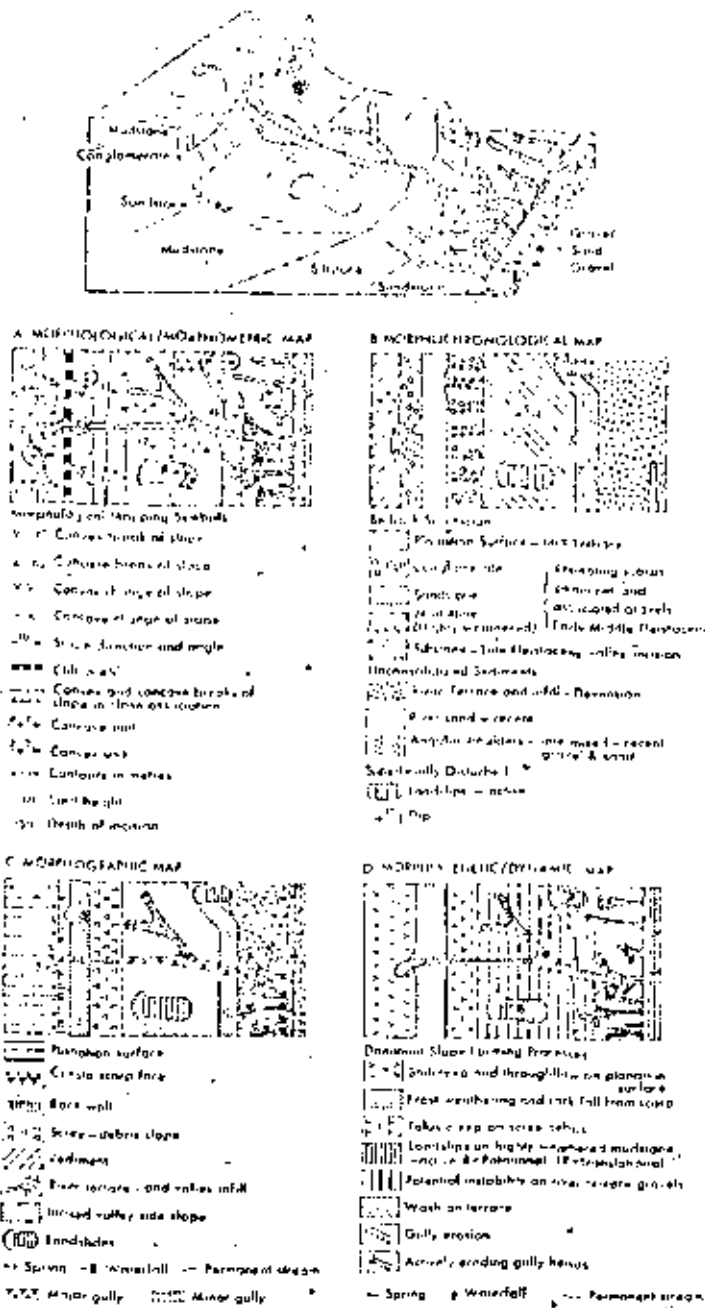
FIGURA B
 MAPA DE UTILIZACION DEBIDO A CONDICIONES GEOTECNICAS
 EN TENERIFE.



(Tomada de Gonzalez de V. 1977)

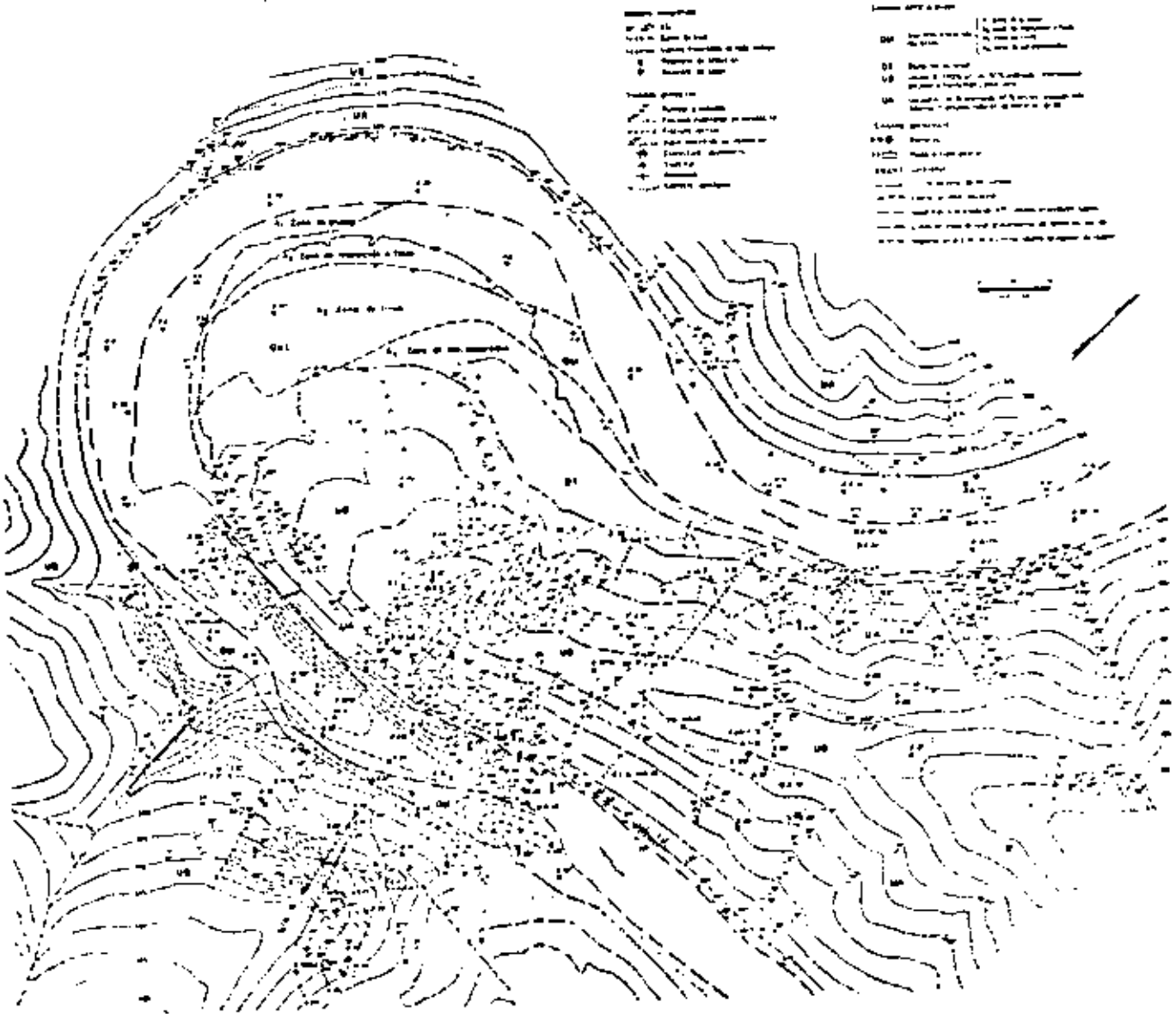
FIGURA 9

DIAGRAMAS ESQUEMATICOS QUE ILUSTRAN LOS DIFERENTES PRINCIPIOS DE LA PRESENTACION DE MAPAS GEOMORFOLOGICOS PARA UN MISMO SITIO.



(Tomado de Geol. Soc. of London, 1982)

FIG. 10. Mapa geotécnico. PH El Caracol



PERFILES GEOTECNICOS

La información del subsuelo obtenida de las exploraciones geotécnicas pueden representarse en dos formas: INDIVIDUAL O INTEGRAL.

A continuación se describen cada uno con sus características y ejemplos de algunos de ellos.

1. PERFILES GEOTECNICOS INDIVIDUALES.

Existen cinco tipos de perfiles:

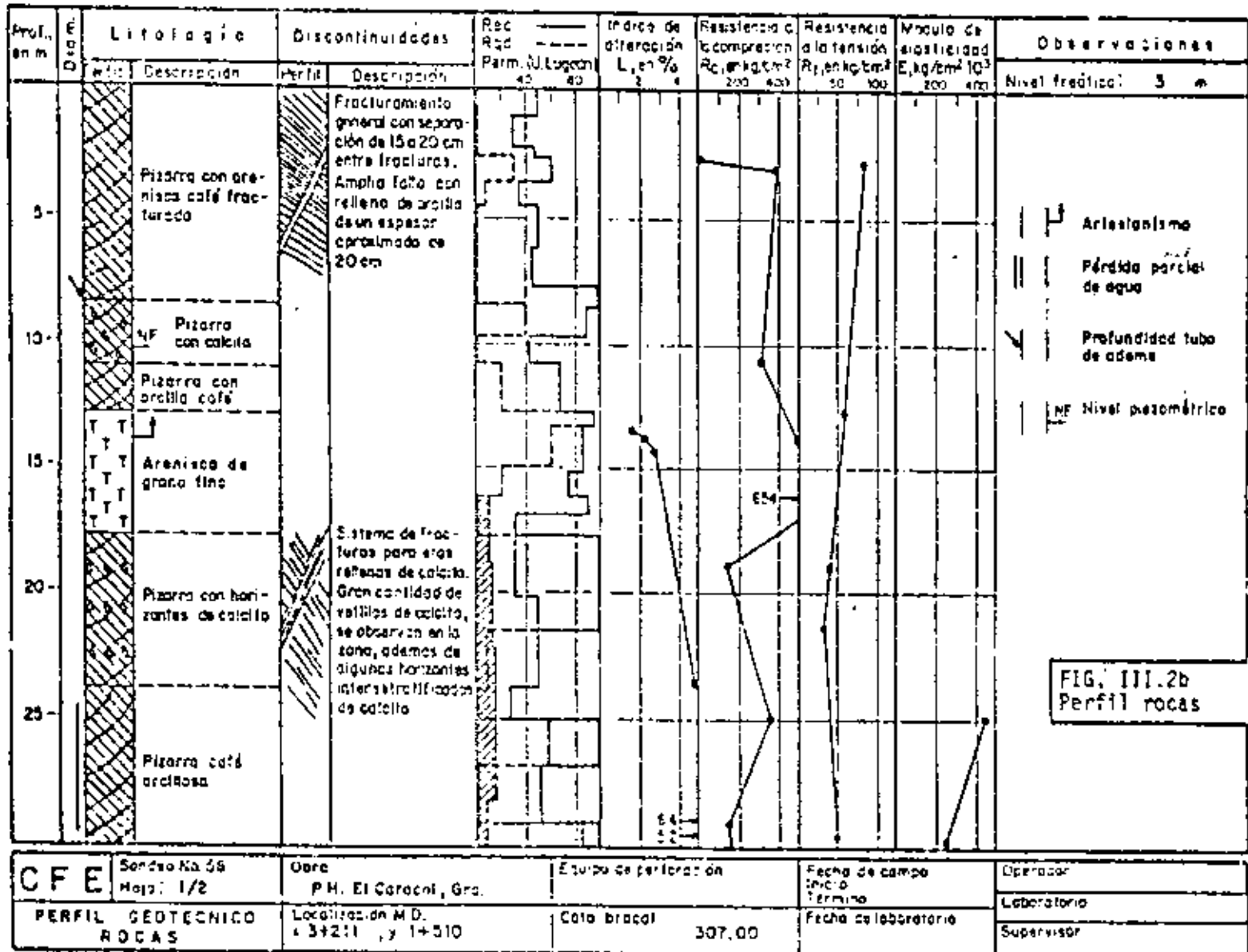
- Perfil de un sondeo.
- Perfil de un socavón.
- Perfil de un pozo a cielo abierto.
- Perfil de una trinchera.
- Perfil geofísico de una sección.

1.1. PERFIL DE UN SONDEO.

Es la representación gráfica de los datos y las propiedades de los núcleos recuperados en un sondeo, mediante un análisis cuidadoso de ellos en el campo y de pruebas sobre estos, desarrolladas en el laboratorio.

Para su elaboración se utilizan diversos patrones, como los mostrados en las figuras 1, 2, y 3, en donde se vacían los datos obtenidos de las pruebas y observaciones de campo y de laboratorio, con lo que se tendrá un perfil del sondeo que incluye: la descripción de las unidades cortadas, la descripción de las discontinuidades y las gráficas de los valores obtenidos de las discontinuidades y las gráficas de los valo

FIGURA 1



res obtenidos de las pruebas de laboratorio. En la construcción del perfil se anotará, en la columna de observaciones, todo aquello que no se encuentre claramente especificado en el mismo y represente cierta importancia para su análisis (fugas parciales o totales de agua, derrumbes en la pared del pozo, ademado, caídas bruscas de la broca, características del material en suspensión en el agua de retorno, etc).

Las escalas que se recomiendan en estos perfiles son 1:100 y 1:200 con el fin de poder presentar en ellos el mayor número de datos claramente; sin embargo, se pueden utilizar «escalas menores».

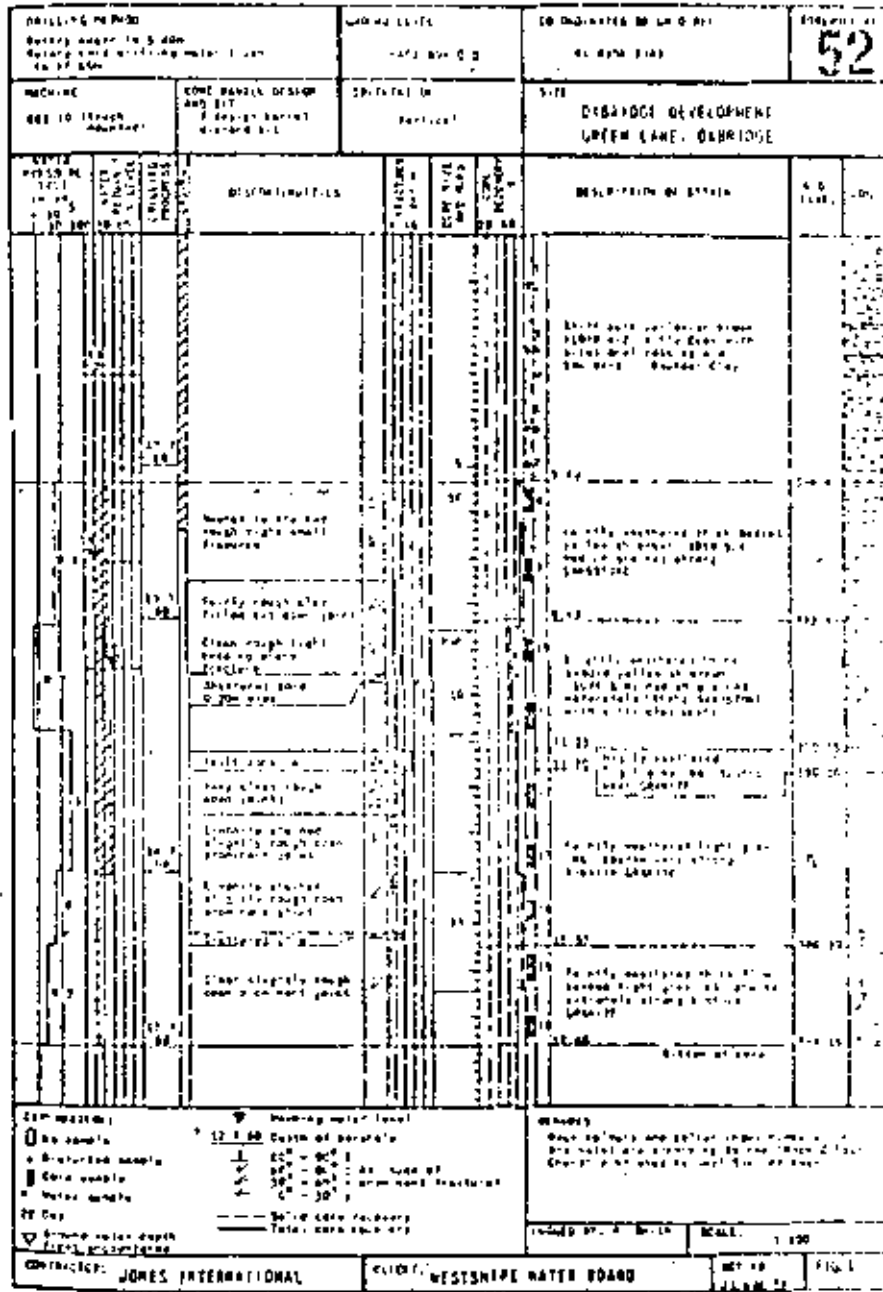
Estos perfiles son útiles en el conocimiento de las propiedades y características de las rocas y suelos del proyecto, y en la elaboración de secciones geotécnicas necesarias para el análisis global de las condiciones del área estudiada.

1.2. PERFIL DE SOCAVONES, POZOS A CIELO ABIERTO (PCA) y TRINCHERAS.

En la representación gráfica en planta de todos los aspectos que se pueden observar en un socavón, en un pozo a cielo abierto o en una trinchera.

La elaboración de ellos es simplemente el dibujo de los rasgos que aparecen tanto en el piso como en las paredes de la obra, en un desarrollo en plano de la misma y presentando la litología, grado de alteración de la roca, las discontinuidades y estructuras presentes, contactos, estratificación y

FIGURA 2



PERFIL GEOTECNICO DE UN SONDEO

echados, cavidades de disolución, etc.

Las escalas que se usan en este tipo de representaciones de berán ser grandes, es decir de 1:100 a 1:500, a fin de con ocer con mayor exactitud las características de la zona donde se desarrolla este método de exploración.

Se recomienda el empleo de socavones, PCA y trincheras en problemas específicos que no se han podido dilucidar con otros métodos, o cuando se trata de obras que no requieren otro tipo de exploración.

La ventaja y utilidad de estos procedimientos de exploración es que pueden estudiarse las características de los materiales directa y visualmente. Las figuras 4 y 5 , se presenta un ejemplo de levantamiento estructural en socavones y trin cheras o pozos a cielo abierto.

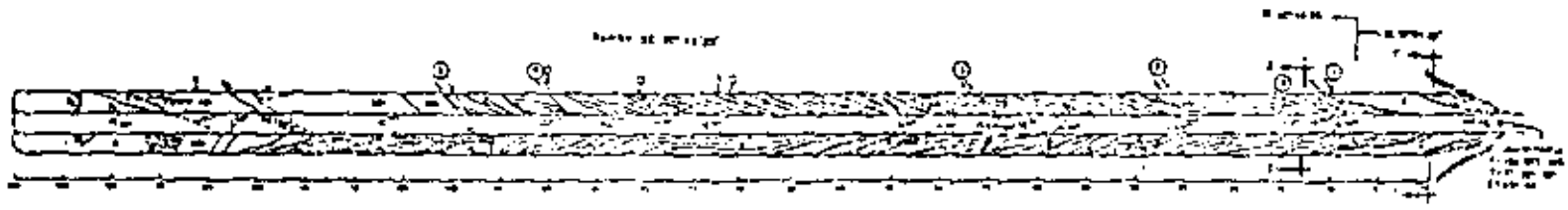
Conviene observar la evolución de las rocas bajo la acción de la intemperie después de la excavación, con objeto de va lorar el grado de alterabilidad que presentan en intervalos de tiempo relativamente cortos.

1.3. PERFIL GEOFISICO DE UNA SECCION.

La utilización de los métodos geofísicos de exploración puede redundar en una economía, al reducir la magnitud de las exploraciones directas.

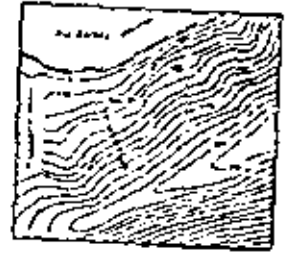
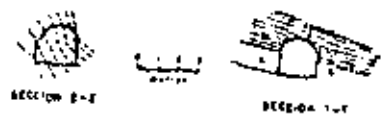
Es preciso calibrar los resultados de estos métodos, en un

L.5.6



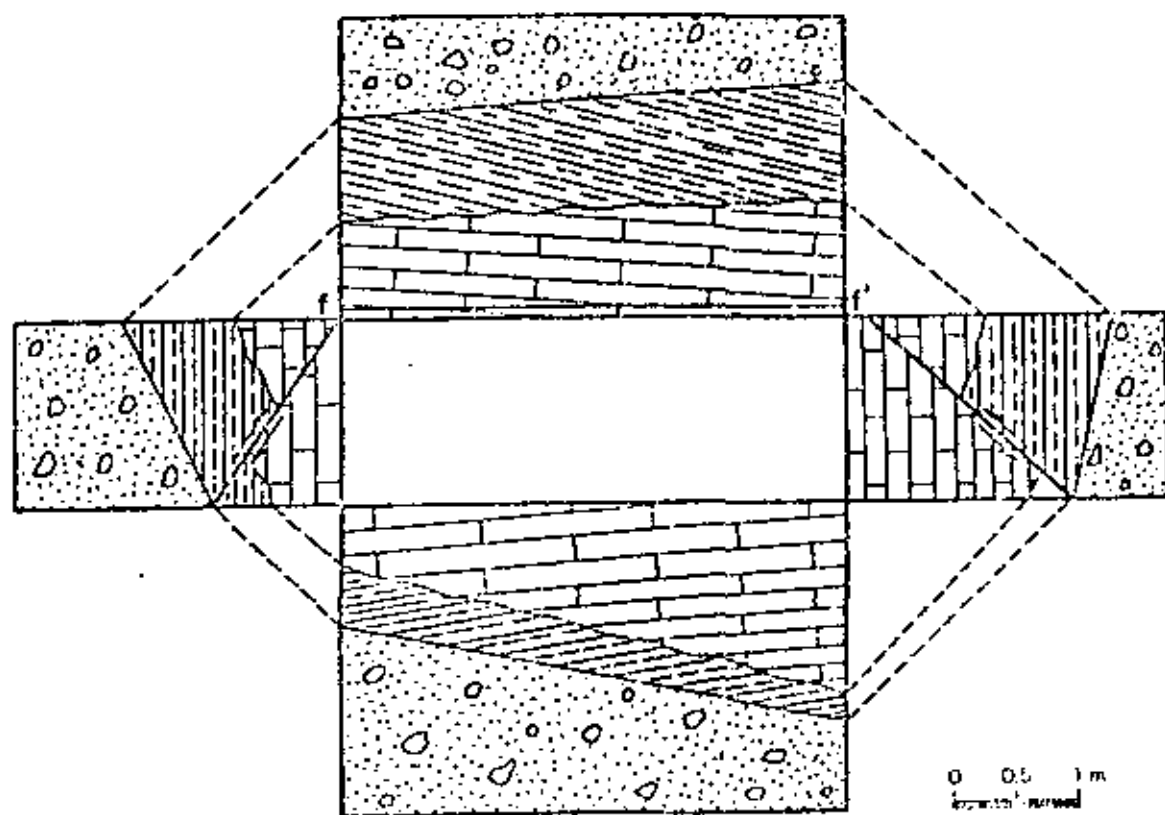
- 1 Muro de contención
- 2 Muro de contención de aguas de inundación
- 3 Muro de contención de aguas de inundación
- 4 Muro de contención de aguas de inundación
- 5 Muro de contención de aguas de inundación
- 6 Muro de contención de aguas de inundación
- 7 Muro de contención de aguas de inundación
- 8 Muro de contención de aguas de inundación

- 1 Este muro de contención de aguas de inundación tiene una altura de 1.50 m.
- 2 Este muro de contención de aguas de inundación tiene una altura de 1.50 m.
- 3 Este muro de contención de aguas de inundación tiene una altura de 1.50 m.
- 4 Este muro de contención de aguas de inundación tiene una altura de 1.50 m.
- 5 Este muro de contención de aguas de inundación tiene una altura de 1.50 m.
- 6 Este muro de contención de aguas de inundación tiene una altura de 1.50 m.
- 7 Este muro de contención de aguas de inundación tiene una altura de 1.50 m.
- 8 Este muro de contención de aguas de inundación tiene una altura de 1.50 m.



R. III

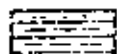
FIG. 4. Perfil de un socavón



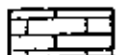
Simbología



Gravas



Lutitas



Calizas

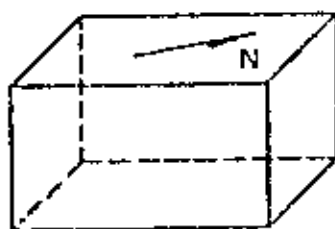
Folla (rellena con arcilla,
espesor de 3 a 5 cm)

FIG. 5. Partes de una trinchera

rio dado, comparándolos con los de un sondeo por lo menos.

La correlación así establecida entre las magnitudes medidas con estos métodos y el corte estratigráfico del sondeo permite deducir, posteriormente los cortes geológicos. Motivo por el cual, la representación de los resultados obtenidos de una exploración geofísica se asociará siempre a uno o varios cortes geológicos, inclusive como parte de las secciones geotécnicas integradas como un dato más para la interpretación de las condiciones geotécnicas del sitio.

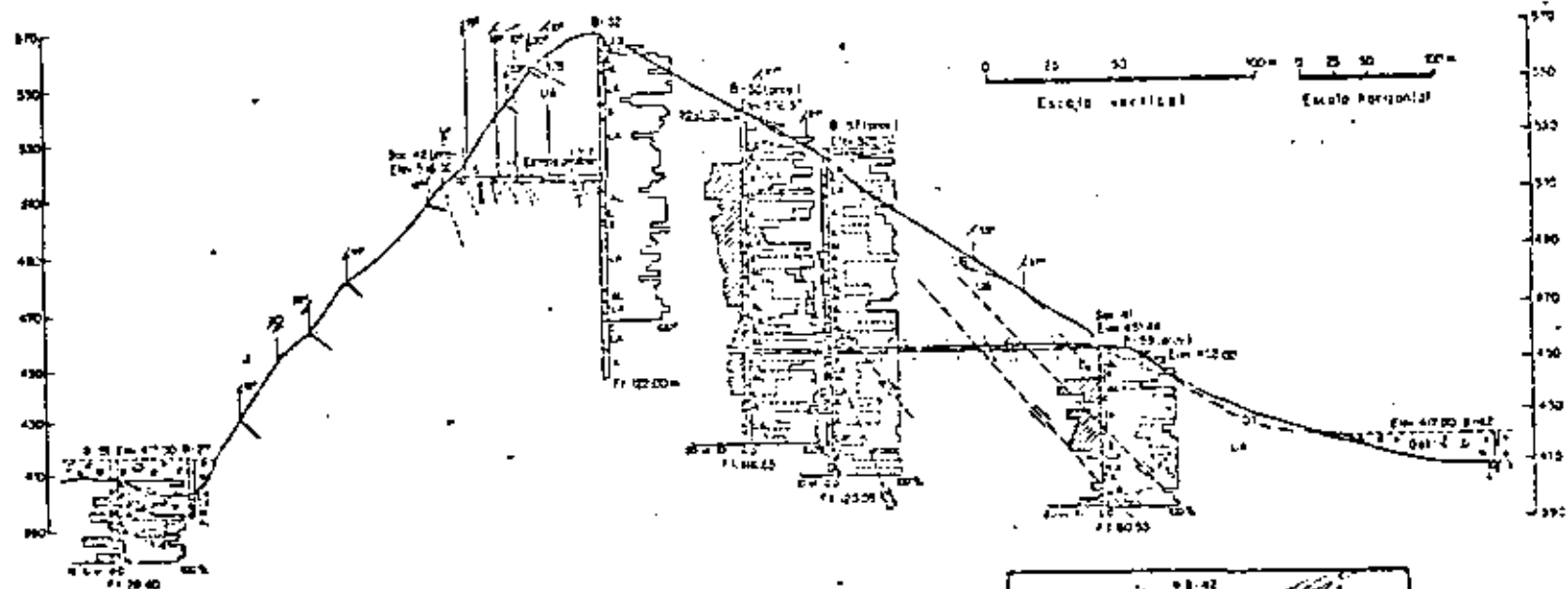
2. PERFIL GEOTECNICO INTEGRADO O SECCION GEOTECNICA.

Es la representación de una serie integrada de perfiles geotécnicos individuales (sondeos, socavones, trincheras, PCA) distribuidos sobre una sección de interés para el estudio, que permitirá interpretar la geología de la sección.

Una buena interpretación del perfil integrado ayudará a conocer las relaciones estructurales, la disposición de los materiales en el subsuelo, los niveles piezométricos y será de gran utilidad para los análisis de estabilidad de laderas, excavaciones subterráneas, el estudio de la geometría de los depósitos, el volumen de materiales y del relleno, el conocimiento de la dirección de flujos subterráneos, el análisis de estados de esfuerzos, etc.

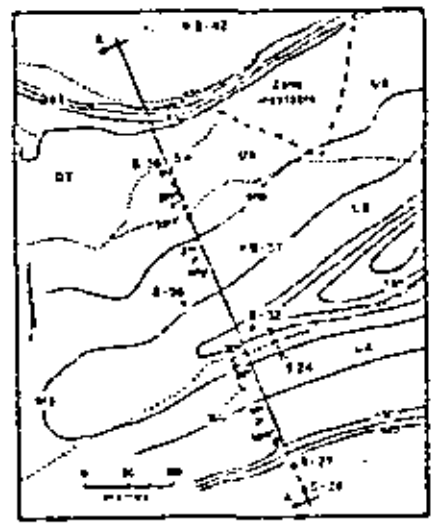
La presentación de estos perfiles se puede hacer en escalas de 1:500 a 1:5000, siempre y cuando la que se use permita observar con claridad los elementos estructurales principales y la distribución de las rocas y suelos. En la figura 6 se presenta un ejemplo de sección geotécnica.

3.5.7



- | | | |
|--------------------|--|---------------------|
| Cal | Depósitos de arena | Rumbos y escudos |
| DT | Depósitos de talud | Fondo total |
| LB | Unidad B, predominancia de lutitas sobre arenáceas, ambas de color oscuro, muy porosas y silíceas. | Diques aluviales |
| LA | Unidad A, predominancia de arenáceas sobre lutitas, de color gris claro a gris oscuro. | Lutitas |
| Recogida | | Lutitas y arenáceas |
| R.G.O. | | Arenas y gravas |
| Permeabilidad | | Arenas |
| Contacto geológico | | |
| Fracturas | | |
| Fosas | | |

FIG. 6 Sección geotécnica o perfil geotécnico integrado



REFERENCIAS

- Anon (1972). The preparation of maps and plans in terms of engineering geology. Q. J. Eng. Geology, Vol. 5, pp. 293-381.
- Anon (1976). Engineering geological maps. A guide to their preparation. 79 pp. The UNESCO Press Paris.
- Attewall, P. B. and Farmer, I.W. (1976). Principles of engineering geology 1045 pp. Butterworth, London.
- Bell, F. G. (1980) Engineering geology and geotechnics 497 pp. Butterworth, London.
- C.F.E. (1979) Manual de Diseño de Obras Civiles. Tema B.1.5. Presentación de datos geológicos. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México.
- Dearman, R. and Fookes P. (1974). Engineering Geological Mapping for civil engineering practice in the united kingdom. Q. Jl. Eng. Geology, Vol. 7, pp 223-256.
- Fookes, P. G. (1969) Geotechnical mapping of soils and sedimentary rocks for engineering purposes, with examples of practice from Mangla Dam Project. Geotechnique, vol. 19, pp. 52-74.
- Prieto, V y Rosas J. (1978) Exploraciones geológicas para obras de ingeniería civil. Tesis profesional, UNAM.
- Sanejouand, R. (1972). La cartographie géotechnique en france. Ministère de l'Equipement et du Logement. France.
- Geol. Soc. London (1982) Land Surface Evaluation for Engineering Practice. Q-J. Eng. Geology, Vol. 15, pp. 265-316.
- Gonzalez de Vallejo (1977). Engineering Geology for urban Planning and Development with an example from tenerife. Bull. Int. Assos. Eng. Geology Vol. 15 pp. 37-43.

REPRESENTACION Y ANALISIS GEOLOGICOS DE DIAGRAMAS ESTEREOGRAFICOS.

A.- Representación de los Datos Geológicos en la Geotecnia.

1.- Tipos de Representación.

Los datos proporcionados por la exploración geológica, puede presentarse para su análisis en forma individual o integral, para la cual deben emplearse las siguientes formas de representación.

- Mapas geotécnicos
- Perfiles geotécnicos individuales
- Perfiles geotécnicos integrados
- Esteriogramas

- Mapas Geotécnicos.

Son mapas básicos que contendrán información referente a:

- Topografía y Toponimia (nota utilizar la escala apropiada)
- Litología (contactos geológicos)
- Propiedades de Suelos y Roca
- Espesores de Suelo
- Discontinuidades (datos estructurales, fallas, fracturas, rumbos y echados plegamiento, etc).
- Aprovechamientos hidráulicos, manantiales
- Zonas de infiltración
 - Terrenos permeables
 - Hundidos
- Zonas inestables (soilfluxión, creep, deslizamiento, ava-

lanchas).

Bancos de Material

Fenómenos erosivos y de depósitos.

Datos sobre riesgos naturales

- Sísmico
- Inundación, etc.

- Perfiles Geotécnicos Individuales.

Perfiles de un sondeo

Perfil de un socavón

Perfil de un pozo a cielo abierto

Perfil de una trinchera

Perfil geofísico en una sección

(puede ser eléctrico, sísmico).

- Perfil Geotecnico Integrado o Sección Geotécnico.

Con el objeto de presentar una visión más general se deberán construir los perfiles geotécnicos en forma integrada que darán información a cerca de las estructuras que se presenten en el Area, tal como:

- espesores y
- distribución de las formaciones
- depósito de relleno;
- amplitud probable de fallas;
- dirección de flujo subterráneo;
- niveles piezométricos;
- determinación de estabilidad de taludes, etc.

Diagramas Estereográficos.

Una vez que se tiene toda esta información sobre los mapas y perfiles, los rasgos y fenómenos geológicos presentan en general una orientación, es decir manifiestan una dirección, una inclinación y un sentido. Por lo tanto, al igual que en el caso de la geología estructural se tratará con formas geométricas irregulares y esfuerzos que han dado lugar a la disposición y orientación de la corteza terrestre. Sin embargo, sobre un punto de observación, estas estructuras geológicas pueden interpretarse como planos y líneas susceptibles de ser representados gráficamente; la experiencia ha comprobado que la proyección estereográfica es una excelente herramienta para representar las estructuras geológicas tridimensionales en dos dimensiones. Aquellas personas que trabajen con geometría descriptiva, optarán probablemente por solucionar estos problemas espaciales de esta manera, pero se encontrarán con la limitación en cuanto al número de datos que se puede trabajar, ya que cuando la información sea del orden de decenas, centenas o inclusive millares de datos, la solución será sumamente complicada, difícil de visualizar y de mucho tiempo de análisis. Por el contrario, con la ayuda de la proyección estereográfica el problema tridimensional entre intersección de planos y líneas queda resuelto inmediatamente, sin limitación en el número de datos. De esta manera la relación de estructuras geológicas y los esfuerzos involucrados, pueden tratarse estadísticamente mediante los diagramas estereográficos.

En estas condiciones, será posible representar tridimensionalmente una serie de estructuras geológicas y sus relaciones. Este es el caso de los pliegues, fallas, fracturas, discordancias, foliación, estratificación, o cualquier tipo de discontinuidades y lineamientos relacionados a trabajos de ingeniería civil. Un ejemplo podrían ser los rebajes de taludes, orientación de perforaciones, etc.

Existen diferentes tipos de redes estereográficas y el uso está determinado por la naturaleza del problema. Entre las redes más comunes están la red de Wulff, la de Schmidt o Lambert (de igual área), la polar y la de Kalsbeek. En ocasiones basta utilizar una de ellas pero otras veces es necesario usar en conjunto alguna o algunas de las otras para llegar a soluciones con un grado de exactitud satisfactorio.

NO
OO

En el caso de la mecánica de rocas, la proyección estereográfica ha adquirido bastante popularidad en la identificación y orientación de sistemas de discontinuidades, potencialmente inestables para el emplazamiento de una obra.

De esta manera, se puede en forma preliminar, anticipar y tomar las debidas precauciones ante el deslizamiento de algún talud.

A continuación se presenta información sobre el manejo, aplicación y análisis donde se han utilizado los diagramas estereográficos. Existe una amplia bibliografía y es común que cualquier texto de geología estructural contenga las técnicas de manejo, asimismo, existen muchas publicaciones sobre el empleo

de este procedimiento para solucionar problemas complejos o aquellos en los que se cuenta con una extensa información sistemática interpretándose estadísticamente y desarrollando programas de computación.

En el trabajo de Ragan (1973) se hace una breve introducción de los elementos medibles en estructuras geológicas y el manejo y análisis de los diagramas estereográficos en geología estructural. Hoek y Bray (1974) exponen una técnica de como identificar y predecir en forma preliminar zonas potencialmente inestables, en la pendiente de taludes. Price (1968) hace una relación entre estructuras geológicas y esfuerzos. Ramsay (1967), Denness (1970) y Cruden (1971) proponen el manejo estadístico de diagramas estereográficos y finalmente, Mahtab et al., proponen un método donde la información estereográfica puede ser tratada por medio de la computadora. Al final de la mayoría de cada artículo existe una amplia bibliografía a la cual se puede recurrir.

BIBLIOGRAFIA

Cruden, D.M., 1971. Traces of Lineation on Radon Planes: Geol. Soc. America Bull., v. 82, p. 2303-2306, 3 figs.

Denness, B., 1970. A method of contouring polar diagrams using curvilinear counting cells: Geol. Mag. 107.

Hoek, E., and Bray, J., 1974. Rock slope engineering Institution of Mining and Metallurgy: London.

Mahtab, M.A., Bolstad, D.D., Aildredge, J.R., and Shanley, R.J., Analysis of fracture orientation for input to structural models of discontinuous rock.

Price, N.J., 1968. Fault and joint development in brittle and semi-brittle rock: 2ed. Pergamon Press Ltd, Oxford.

Ragan, D.M., 1973. Structural geology and introduction to geometrical techniques: John Wiley and Son, New York.

Ramsay, J.G., 1967, Folding and facturing of rocks: McGraw-Hill Book Co., New York.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA
MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

TECHNICAL DESCRIPTION OF ROCK CORES FOR
ENGINEERING PURPOSES

MAYO, 1984

Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes

By
Don U. Deere*

Summary — Zusammenfassung — Résumé

Technical Description of Rock Cores. A careful study of rock cores from boreholes can yield valuable information concerning the nature of the in-situ rock mass. The significant geological features are those that influence the homogeneity of the rock mass and include the occurrence of (1) surfaces of discontinuity and (2) zones with materials of different hardnesses. Detailed observations of these features should be made and recorded on the boring logs. Complete and accurate descriptions are necessary for rock mechanics studies and for allowing the contractor to appraise the nature of the in-situ rock and to plan and carry out his construction procedure.

Technische Beschreibung von Gestirnsbohrkernen. Eine sorgfältige Untersuchung von Felsbohrproben kann wertvolle Auskunft über die Beschaffenheit von in-situ-Felsmassen liefern. Die wesentlichen geologischen Eigenschaften sind diejenigen, welche die Homogenität der Felsmassen beeinflussen. Sie umfassen das Vorhandensein von (1) Diskontinuitätsflächen und (2) Zonen von Materialien verschiedener Härtegrade. Diese Eigenschaften sollten im Detail beobachtet und im Bohrbericht verzeichnet werden. Vollständige und genaue Beschreibungen sind zur Felsmechanikforschung notwendig und um dem Auftragnehmer die Abschätzung der Felsverlassung in-situ und die Planung und Ausführung des Bauwerkes zu ermöglichen.

La description technique des carottes de sondage. Une étude approfondie des carottes de sondage peut fournir des renseignements intéressants sur la nature de la masse rocheuse. Les importantes caractéristiques géologiques sont celles qui influencent l'homogénéité du rocher. Elles comprennent: (1) Les occurrences de surfaces de discontinuité et (2) les zones de dureté variables. Les observations détaillées de ces caractéristiques devraient être faites et indiquées dans les rapports de sondage. Les descriptions complètes et précises sont nécessaires pour les études de mécanique des roches et pour permettre à l'entrepreneur de se faire une idée de la nature du rocher "in-situ", de préparer ses procédés de construction et de les exécuter.

Introduction

Rock cores obtained in exploratory drilling are, at best, small and inadequate samples of the in situ rock mass. It is therefore with considerable apprehension that this paper is presented under the above title because it may appear to assign undue emphasis to the description of the cores. The author would be the first to agree that it is the character of the rock mass as a whole and not just the character of a piece of intact rock core that is of importance in rock engineering.

Valuable information concerning the rock mass, however, can be obtained by critical examination of the cores, providing that the examiner is aware of those geological features that are of significance. Unfortunately — at least within the experience of the author — the rock descriptions given on the boring logs in many engineering and geological reports, and especially in contract documents for con-

struction, are often woefully inadequate in pointing out the true in situ nature of the rock mass. The information given, oftentimes, consists only of the geologic name of the rock, occasionally supplemented by some vague descriptive term of hardness or soundness.

Emphasis is given in this paper to those geological features which can be observed in rock cores, and which appear to the author to be significant in rock engineering. The significant features include those which have a direct bearing, almost overwhelmingly so, on the homogeneity of the rock mass with respect to (1) variations in hardness, and (2) physical discontinuities. The pertinent features when observed in the rock cores should be carefully described and recorded in the boring logs in such a manner so as to present a factual record containing a minimum of interpretation. From such boring logs interpretations may then be made concerning the character of the rock mass.

In most cases it will not be possible on the basis of the core descriptions alone to satisfactorily describe or classify the rock mass for engineering purposes, although on some small projects this may be possible. In general, additional information will be available from the field, gained during the drilling of the borehole, concerning the rate of drilling, water losses, ground water levels, drill cuttings, color of drilling fluid, and per cent of core recovery. This information should be presented on the field boring log and, along with the boring log of the technical rock core descriptions, should become part of the contract documents. In some cases it may be possible to combine the information onto a single log; care should be taken, however, that pertinent information is not excluded for the sake of brevity.

For many projects, in addition to the information gained during the drilling of the borehole, subsequent borehole testing may be warranted in the form of borehole photography, water pressure or grout testing, and seismic or electrical logging. Data from various of the observations as well as from geophysical studies, geological mapping at the surface and in exploratory tunnels and shafts, and in situ physical testing are often necessary for clearly understanding and defining the rock mass characteristics. This paper does not treat of these aspects but limits itself to the one phase of the problem — technical description of the rock cores.

Discontinuities

Physical discontinuities are present in all rock masses in the form of planes or surfaces of separation. Geologically, these discontinuities are recognized as joints, faults, bedding planes, or rock cleavage planes. Terzaghi¹ has referred to such features as mechanical defects of rock. The permeability, shear strength, and deformability of a rock mass are all influenced by the number and kind of discontinuities existing in the mass. Engineering projects involving dam foundations, tunnels, underground chambers, and cut slopes may be adversely affected unless the discontinuities are evaluated and their influence taken into account during design and construction (see, for instance, Terzaghi², Stini³, Müller^{4,5}, Pacher⁶, Casagrande⁷, and Johp⁸).

A critical examination of rock cores can yield valuable data concerning the occurrence and nature of the mechanical defects in the rock mass from which the cores were obtained. The various types of observations that can be made are discussed in the following paragraphs.

Type of Discontinuity

Joints form the most common type of discontinuity and are found in all rock types. Sedimentary rocks contain, in addition, bedding planes which separate the rock into layers. Certain metamorphic rocks, particularly slates, show closely spaced rock cleavage planes. Fractures along which there is evidence of past

* Professor of Civil Engineering and of Geology, University of Illinois, Urbana, USA.

movement in the form of striations or slickensides may be recognized as fault planes or surfaces.

In describing the rock core, one of the above geologic names should be given to the discontinuity where possible. In those cases where it is impossible to assign with certainty the correct name, the all-inclusive term *fracture*⁹ seems applicable.

Spacing of Discontinuities

Of more importance than the naming of the defects is the description of their spacing. In the case of joints, more than one set may be present; if the sets have different orientations it is often possible to distinguish between the sets, and the

Table 1. Descriptive Terminology for Joint Spacing

Descriptive Term	Spacing of Joints	
	(English)	(Metric)
very close	less than 2 in.	less than 5 cm
close	2 in. — 1 ft	5 cm — 30 cm
moderately close	1 ft — 3 ft	30 cm — 1 m
wide	3 ft — 10 ft	1 m — 3 m
very wide	greater than 10 ft	greater than 3 m

spacing of the joints in each set should be recorded. It is recognized, of course, that vertical joints would not show up in the core from a borehole drilled vertically. It is for this reason that some inclined boreholes are usually drilled during the course of the exploratory program.

The overall aspect of the closeness of the jointing (and of the cleavage fracturing, schistosity, or foliation of metamorphic rocks) may be given in descriptive terms such as those in Table 2 of John⁸: *very close* (0.5–2 cm); *close* (2–20 cm);

Table 2. Descriptive Terminology for Thickness of Bedding Units

Descriptive Term	Thickness of Beds	
	(English)	(Metric)
very thin	less than 2 in.	less than 5 cm
thin	2 in. — 1 ft	5 cm — 30 cm
medium	1 ft — 3 ft	30 cm — 1 m
thick	3 ft — 10 ft	1 m — 3 m
very thick	greater than 10 ft	greater than 3 m

wide (20–200 cm); and *occasional* (200–1000 cm). The author proposes a somewhat different descriptive terminology for joint spacing which is given in Table 1 in English units and approximate metric equivalents.

The bedding of sedimentary rocks may be described in terms of the spacing between the bedding planes that are visible planes of weakness. Bedding features in the form of color or textural banding may also be present. This banding should be described and recorded but should be distinguished from the prominent bedding

⁹ Oberst, Duvall, and Merrill¹⁰ restrict the usage somewhat in their definition of a fracture: A break in the continuity of a body of rock not attended by a movement on one side or the other and not oriented in a regular system.

planes. The thickness of the bedding may be given in descriptive terms. There is no general agreement among the geologists as to the terms to be used and the corresponding thicknesses. In Table 2 the author proposes descriptive terminology for use in engineering geology. For convenience the same numerical values have been used as in Table 1.

In describing the rock cores it is advised that the length of the pieces of the core obtained in each coring run be measured and recorded (e. g., 1 piece of 20 cm, 4 pieces of 10–15 cm, and 25 pieces of 2–10 cm, etc.). These lengths are a direct response to the spacing of the joints and fractures and the thickness of the bedding. Unfortunately, they are also influenced by the drilling method and technique. Still, in the author's opinion, they are of sufficient import to warrant describing.

Attitude of Discontinuities

The spatial relationship of the planar or near-planar discontinuities are often of major importance on engineering projects involving cut slopes or underground openings in rock. A plane may be described by two components — the strike, or the compass direction of a horizontal line in the plane, and the dip, the angle of inclination of the plane from the horizontal measured normal to the strike direction. In drill cores it is usually possible to measure the dip angle of a discontinuity to within 1 or 2 degrees by means of a protractor. Such measurements should be made and recorded for all planar features visible in the core.

It is quite another matter to determine the strike. Most drill cores are un-oriented so it is not possible to determine the strike direction from the cores of a single borehole. If inclined as well as vertical rock cores are available, it is theoretically possible to determine the strike and dip of the planar features. However, because of the complexity of the problem when several joint sets of different attitudes are present, and because of the possibility of changes in attitude from one borehole to another, it is preferable to determine the strike directions by some means other than using the drill cores (borehole photography, geologic mapping at the surface or in inspection shafts and tunnels).

Notwithstanding the fact that the strike directions cannot be determined from the cores, it is still worthwhile to measure the dip angles. The dip angles may be correlated with the spacing (e. g., 20-degree dip joints, 1 per 5–10 cm; 70-degree dip joints, 1 per 40–80 cm, etc.). Oftentimes, it is also possible to note that joints intersect each other and have the same strike. In these cases it is apparent that one is dealing with conjugate sets of joints and not with just one set, even though the dip angles may be similar.

Character of Surfaces and Filling Materials

The behavior in an engineering project of a rock mass traversed by discontinuities is probably more influenced by the character of the joint surfaces and the type of filling material along the discontinuities than by the mere presence of the discontinuities. Therefore in describing rock cores particular attention should be given to those observations regarding the tightness and irregularity of the surfaces as well as to the kind of filling material between or along adjacent surfaces.

Tightness. — The degree of tightness may be sufficiently represented by means of the terms *tight* or *open*. In the former case the rock core pieces on either side of the discontinuity may be fitted together by hand so that no visible void spaces occur and the joint surfaces are in intimate contact. The joint surface may be fresh, unaltered rock, may be altered by discoloration, or may be severely altered to material of soil-like consistency; as long as the above tests holds, the term, *tight*, may still be applied. Where the above test is not met, the term, *open*, is used and

the ranges in width of the opening should be recorded. It is recognized that what appears to be an open or partially open joint or bedding plane in the rock core actually may have been tight in the field; this may be the case where softer filling materials or alteration products have not been recovered by the coring process. Where this condition is suspected, the interpretative remarks should be included on the boring log (but in parentheses to distinguish from the factual data recorded).

Irregularity. — The irregularity of the joints or bedding surfaces is of importance in determining, at least in a qualitative fashion, the amount of interlocking in the rock mass and, consequently, the apparent angle of shearing resistance along the surfaces. From rock cores alone the gross features, of course, cannot be determined. Nevertheless, it usually is possible to assign to a surface of discontinuity in a rock core some degree of planeness (*plane, curved, or irregular*), and some degree of smoothness (*slick, smooth, and rough*). Corresponding friction coefficients should only be applied following field testing, however.

Filling Material. — The kinds and amounts of filling material along the surfaces are more important in many cases than the planeness or smoothness of the joint surfaces themselves. The filling material may be of secondary origin brought in by ground water, hydrothermal solutions, or even squeezed in by glacial action (Deere and Shaffer¹¹). Deere¹¹ gives an account of a slope failure in weathered granite which was localized by a relict joint along which a thin film of soft, weak manganese dioxide had been deposited by ground water. The filling material may consist of products of alteration of soil-like character derived from the rock by either surface weathering or by hydrothermal action.

Whatever has been the geologic process responsible for the filling, the duty of the examiner of the rock cores is to describe the end results (and not the process) in terms of the character and distribution of the materials present in the cores. Where core recovery is less than 100 per cent and is suspected that softer or weaker materials have been lost in the coring process, the condition may be so stated but in such a manner that the interpretative nature of the statement is clear. The filling or alteration products that are recovered in the core should be described as to thickness, type, and hardness. Soil-like materials may be described in the terms commonly used in soil mechanics, and rock material in a manner similar to that discussed in later sections of this paper. Alteration along joints often produces products which grade irregularly from material with soil-like characteristics near the joint to materials of rock characteristics at greater distances from the joint. These occurrences should be duly recorded.

Lithology and Hardness

Although experience has shown that rocks of a given lithologic type will exhibit a considerable range in hardness, and in other physical properties as well, it is still true that lithology and hardness are related. However, in most engineering projects it can probably be stated that neither of the two is of prime importance in determining the behavior of the rock mass — at least when compared with the influence of the inherent discontinuities of the mass. An exception to this statement is when the hardness of parts of the rock mass departs radically from the average value. Unfortunately, at least within the experience of writer, this is quite often the case and severe design and construction problems may arise as a result.

Illustrative conditions are those encountered with interbedded shales and limestones; with solution-widened and clay-filled joints, fault zones, and bedding planes in limestone terrain; with altered and weakened rocks along faults and shear zones in any type of rock; and with the varied products of weathering in the weathered rock zone where joint-block remnants (often speroidal) of fairly hard rock

are surrounded by soil-like material resulting from advanced weathering and decomposition of the rock adjacent to the joints. Many of these conditions will become apparent during the geological mapping; however, the extent of the conditions can often only be determined by means of boreholes. Consequently, the rock cores should be studied with utmost consideration being given to the detection of significant variations in hardness.

Lithology

Lithologic Description. — The lithologic description of a rock refers to the geologic name given to the rock type on the basis of its mineralogical composition, texture, and in some cases its origin. These factors form the basis for most rock classification schemes. Such names as granite, basalt, sandstone, marble, etc., evolve from such schemes and are generally used and understood by the engineer and geologist alike. Their continued use is certainly recommended along with descriptive terms which give additional information regarding grain size, color, minor constituents, etc.

Textural Description. — From the engineering point of view a textural classification system eventually may prove to be of greater value than the normal mineralogical one. By texture, the author refers to the manner in which the constituent mineral grains are arranged and bound together (the petrographer's *fabric*) rather than reference to grain-size. It is proposed that most rocks can be fitted into one of the following three groups: *interlocking texture* (includes such diverse mineralogical rock types as rock salt, limestone, dolomite, quartzite, basalt, granite, and other related igneous rocks); *cemented texture* (embraces the sandstones, conglomerates, and some limestones and tuffs); and *laminated/foliated texture*. The latter texture includes rocks containing minerals with a preferred orientation such as shales, slates, phyllites, schists, and gneisses; this category obviously would consist of rocks with considerable anisotropy, even in hand specimens. It is recognized that some rocks, granite-gneiss, for instance, would be borderline cases.

Preliminary work done by the author and his students at the University of Illinois indicates that inter-relationships among the various physical properties of intact rock specimens are much more consistent when grouped according to the above textural groups than when undifferentiated or grouped according to normal mineralogical classifications.

Hardness

As has been pointed out by many investigators (Ober, Windes, and Duval¹²) hardness is an elusive property; a numerical value of hardness is as much a function of the kind of test used as it is a material property. It is not surprising that a number of different types of hardness tests have been developed, some of which measure the resistance to abrasion or scratching, and others the resistance to penetration. The properties of ductility, toughness, strength, and elasticity are involved to one degree or the other in all of the tests. For laboratory study of rocks, the scleroscope rebound hardness and some form of abrasion hardness have been investigated to the greatest extent.

In the routine logging of rock cores it has not been the custom in the past (to the author's knowledge) to check the hardness by anything other than simple means using a knife blade or a geology pick. By such means it is possible to designate the rock hardness by the relative terms of soft, medium, and hard — or other similar terms. Because these words may have different meanings in one organization than they do in another and because the tests are quite arbitrary, there may be considerable latitude in interpretation. Fortunately, however, in rock engineering it is

not the slight difference in degree of hardness from one rock to another that is important but rather the large variations. It therefore appears logical to continue the use of the relative terms of hardness providing that the basis for the terms is given on the boring logs.

It is possible that with further research some portable type of hardness tester (perhaps a small version of the concrete hammer) will be developed which can be used in conjunction with the textural classification system in order to arrive at a meaningful numerical hardness value. Such a hardness value might prove useful as an *index property* and be correlative to other more important physical properties (as the liquidity index of clay or the relative density of sand is used in soil mechanics).

References

- ¹ Terzaghi, K.: Rock defects and loads on tunnel supports. Rock Tunneling with Steel Supports; The Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, Ohio, 1948.
- ² Terzaghi, K.: Effect of minor geologic details on the safety of dams. Amer. Inst. Min. and Met. Eng., Tech. publ., 215, 1929.
- ³ Stübel, J.: Tunnelbaugeologie. Wien; Springer-Verlag, 1950.
- ⁴ Müller, L.: Geomechanische Auswertung gefügekundlicher Details. Geologie und Bauwesen, 24, 4, 1958.
- ⁵ Müller, L.: The European approach to slope stability problems in open-pit mines. Quarz. Colo. School of Mines, 54, 1959.
- ⁶ Müller, L.: Die Geomechanik in der Praxis des Ingenieur- und Bergbauwesens. Geologie u. Bauwesen, 25, 207, 1960.
- ⁷ Pacher, F.: Über die Berechnung von Felsstrebungen, verankerten Stützmauern und Futtermauern. Geologie u. Bauwesen, 23, 41, 1957.
- ⁸ Casagrande, A.: Control of seepage through foundation and abutments of dams. Geotechnique, 11, 2, 159, 1962.
- ⁹ John, K.: An approach to rock mechanics. Proceedings, Amer. Soc. Civ. Eng., 88, Bul. 4, 1, 1962.
- ¹⁰ Obert, L., Duvall, W., and R. Merrill: Design of Underground Openings in Competent Rock. US-Bureau of Mines, Bul. 587, Washington, 1960.
- ¹¹ Deere, D. and P. Shaffer: Plasticity studies of hill interbedded into jointed limestone in Fairmont Quarry, Illinois. Trans. Illinois Academy of Science, 49, 121, 1956.
- ¹² Deere, D.: Seepage and stability problems in deep cuts in residual soils, Charlotte, N. C. Amer. Railway Engineering Assoc. Bul. 635, 758, 1957.
- ¹³ Obert, L., Winder, E., and W. Duvall: Standardized Tests for determining the Physical Properties of Mine Rock. U.S.-Bureau of Mines, Dept. of Invest. 3891. Washington: 1948.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA
Y A LA CONSTRUCCION**

PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS

MAYO, 1984

Propiedades mecánicas de las rocas

INTRODUCCION

El comportamiento de una presa de tierra y enrocamiento depende, en muchos aspectos, de las propiedades mecánicas de su roca de cimentación. En efecto, la inestabilidad o permeabilidad de las fundaciones geológicas del tipo pueden ocasionar problemas serios durante la vida de la obra y así reducir su utilidad en conjunto. Además, aunque en casos especiales la compresibilidad y capacidad de carga de las masas rocosas no son motivo de preocupación al proyectar la cimentación de una cortina de tierra y enrocamiento, resultan importantes al analizar la estabilidad de las obras auxiliares. El estudio de las propiedades mecánicas de las rocas es, por tanto, fundamental.

La característica principal de una masa rocosa es su fisuración, su carácter discontinuo. Estas discontinuidades de la masa son visibles directamente (deshiladas, fisuras, fallas), dando al macizo rocoso la apariencia de un amontonamiento de bloques más o menos regulares y de aspecto menudito (fig. 11.1). Un análisis más detallado muestra que los propios bloques están afectados por discontinuidades matriciales. De hecho, la existencia de fisuras de este tipo queda demostrada mediante la observación directa en láminas delgadas, con inyección de resinas. La generación de ruidos internos en una probeta sometida a una prueba de carga es, además, una manifestación cualitativa del crecimiento de dichas fisuras.

Son numerosas las propiedades mecánicas de las rocas que pueden ser interpretadas con base en la existencia de discontinuidades macroscópicas o matriciales. En el laboratorio, la anisotropía, la influencia del agua en la resistencia, la compresibilidad, la variación de la permeabilidad hidráulica al aire y de la velocidad de transmisión de ondas, en función del estado de esfuerzos aplicados, son ejemplos de la influencia del terreno. En el campo hasta con frecuencia la

compresibilidad, permeabilidad y anisotropía de los macizos rocosos, esencialmente regidas por las juntas de estratificación, fracturas o fallas, para percatarse de la importancia de estas superficies de discontinuidad. Por tanto, no resulta excesivo afirmar que la propiedad fundamental de las rocas es su carácter discontinuo.

11.1 MUESTRAS DE ROCA

Una roca está formada por un conjunto de minerales sustrado por discontinuidades. Se estudiará primero la estructura de la matriz rocosa, con objeto de definir las propiedades índice de las muestras de roca.

11.1.1 Estructura y propiedades índice de las rocas. Porosidad. Las rocas son materiales porosos. Ciertas rocas sedimentarias o ígneas extrusivas alcanzan valores de la porosidad de 30 por ciento, mientras que en las rocas ígneas intrusivas resultan del orden de 0.1 por ciento. La porosidad de la mayoría de las rocas queda comprendida entre estos límites.

La forma de las discontinuidades de la matriz rocosa es variable. Las rocas muy porosas tienen agujeritos esféricos, aproximadamente esféricos, que provienen de desprendimientos de gases durante el enfriamiento de la roca ígnea extrusiva o de disoluciones por agua meteorica. Oportunamente, las rocas de porosidad reducida están sustradas por discontinuidades alargadas, en forma de grietas, producto de los esfuerzos internos generados en la matriz rocosa por efecto de la dilatación térmica diferencial de los minerales y, también, por efecto de los esfuerzos tectónicos. Los granitos, por ejemplo, formados por minerales de entera y rápido enfriamiento de dilatación volumétrica y de compresibilidad muy diferentes entre sí, son particularmente sensibles a los cambios de temperatura o del esfuerzo aplicado. Por tanto, no es sorprendente que también con granitos se haya podido

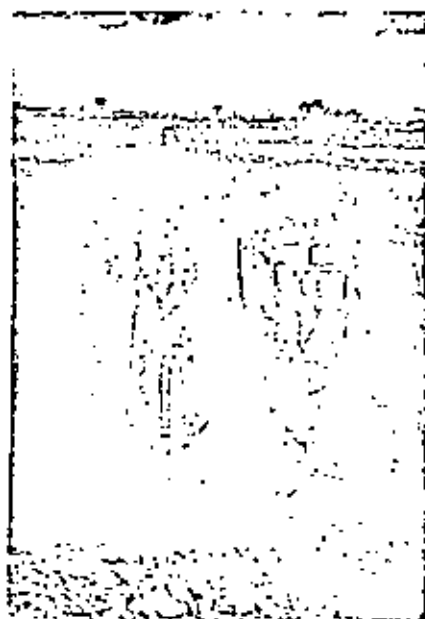


Fig. 11.1. Los macizos rocosos son mejor discontinuos

demonstrar (Lazard y Leymarie, 1963) que las direcciones de fisuramiento de los minerales de cuarzo coinciden con las direcciones de las fracturas macroscópicas de la masa rocosa estudiada. En consecuencia, existe la posibilidad de que se puedan determinar las direcciones preferentes de las discontinuidades macroscópicas de un macizo rocoso (deshiladas, fallas, fracturas) a partir del estudio de las discontinuidades matriciales de la roca, lo que ha permitido el estudio detallado de la estructura matricial de las rocas en el laboratorio.

Con base en la distinción entre la porosidad ocasionada por las inclusiones y la debida a la presencia de grietas, se han definido la porosidad absoluta y la de fracción. La primera se determina a partir de la medición del peso volumétrico de la muestra y de la densidad de sólidos. Este procedimiento, cuya precisión es del orden de 10 por ciento, arroja resultados variables, de acuerdo con el grado de compactación logrado en la roca. Para determinar la porosidad de fracción se utiliza un porosímetro (Laurin y Thome, 1965) que permite medir el volumen de aire que llena las grietas intrínsecas o cerradas. En forma indirecta, Walsh (1965) ha evaluado la porosidad de fracción n_p midiendo la obteni-

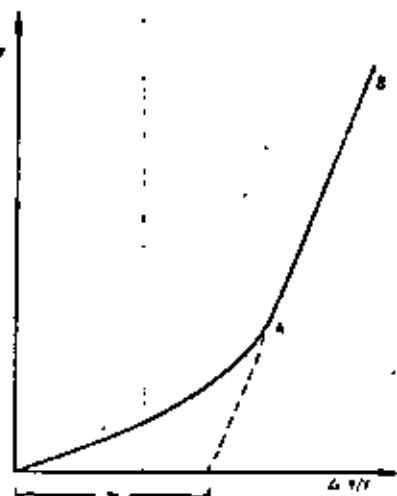


Fig. 11.2. Variación del volumen de la muestra en función de la presión hidrostática aplicada

ción del módulo de compresibilidad volumétrica de una muestra de roca sometida a presión hi-

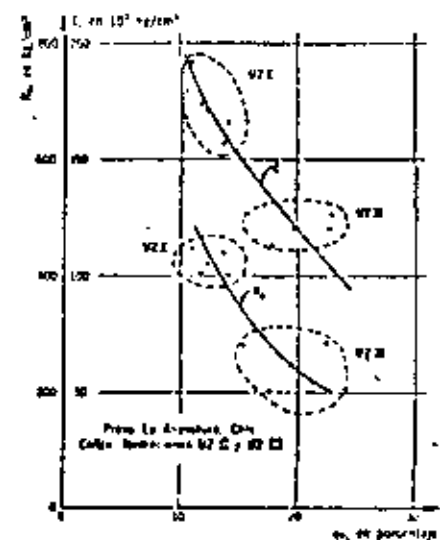


Fig. 11.3. Porosidad de fracción n_p vs resistencia a la compresión, R_c , y módulo de deformación, E .

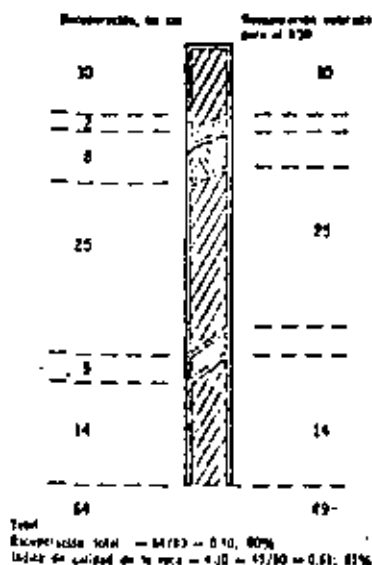


Fig. 11.4 Recuperación total e índice de calidad de la roca.

Gráfica. En la fig. 11.2 se presenta un diagrama de variación del volumen de la muestra en función de la presión aplicada σ . Para niveles reducidos de σ , las fisuras se cierran progresivamente hasta alcanzar el punto A. La recta AB representa el recomprimamiento de la muestra no fisurada. En la misma gráfica se presenta la forma de salvar σ .

La porosidad de fisuración está directamente ligada con la resistencia a la compresión simple de la roca y al módulo de deformabilidad inicial tangente (fig. 11.3). También se ha establecido una correlación experimental entre la velocidad de las ondas longitudinales y transversales y la porosidad de fisuración (Mollier, 1969).

En ingeniería se ha definido (Dette, 1963) un índice de calidad de la roca, *RQD*, basado indirectamente en el número de fracturas observadas en los corazones provenientes de un muestreo. En lugar de determinar el número de fracturas de las muestras, se procede a valorar el cociente de la longitud que resulta de somer únicamente los tramos de roca mayores de 10 cm (fig. 11.4) y la longitud de avance del sondero. La roca se clasifica de acuerdo con los valores del *RQD* (tabla 11.1).

Este índice se utiliza para establecer comparaciones entre muestras provenientes de diversos sondos o zonas de un sitio estudiado.

Tabla 11.1 Descripción de la calidad de la roca

RQD, en porcentaje	Calidad
0-25	Muy pobre
25-30	Pobre
30-35	Aceptable
35-40	Buena
40-100	Excelente

Contenido de agua. Al aumentar el contenido de agua de una muestra de roca, disminuye su resistencia a la compresión simple. Dicha reducción de resistencia puede ser tónica, ya sea por la disminución de los esfuerzos efectivos o por efectos de cambios estructurales, particularmente en aquellos materiales ligeramente cementados y que no han estado sometidos previamente a saturación. En ciertas tobas muestreadas en el sitio de la presa Santa Rosa, Jal., la saturación produjo una disminución de la resistencia a la compresión simple de 210 a 30 kg/cm² en condiciones no drenadas (Instituto de Ingeniería, 1965). Más curioso es el caso mencionado por Colback y Woid (1965). Al variar el contenido de agua de una muestra de 0.005 a 0.029 por ciento, pasando del estado seco al saturado, la resistencia a la compresión simple varió de 1900 a 900 kg/cm² (fig. 11.5).

La presencia de agua en las fisuras de las rocas provoca la reducción de la energía superficial de sus minerales, o sea, la cohesión de la

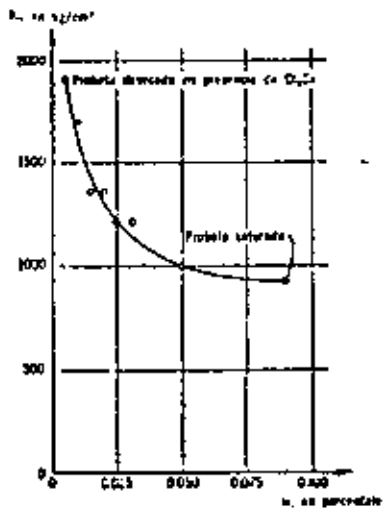


Fig. 11.5 Relación entre la resistencia a la compresión simple, N_s , y el contenido de agua, w , de una muestra (Colback y Woid, 1965).

roca disminuye por la simple presencia de agua en los poros; en consecuencia, al saturarse la muestra, su deformabilidad aumenta y su resistencia a la compresión simple disminuye (Bower et al., 1962). Asimismo, las laceras del embalse de una presa, al saturarse, pueden sufrir una reducción drástica de su resistencia al cortante, por lo que pueden generarse movimientos notables de la masa rocosa y aun fallas de talud.

Alteración y alterabilidad. Las rocas, al ser sometidas a la acción agresiva del ambiente, sufren modificaciones en su estructura y composición mineralógica o, en otros términos, se alteran. En relación con este fenómeno, se estudian dos características de la roca: su alteración y su alterabilidad. El grado de alteración de una roca es un parámetro con el que se trata de definir el estado presente de la roca; la alterabilidad es la capacidad de una roca para alterarse en el futuro, bajo las condiciones ambientales reinantes en el sitio.

Cuando se altera una roca aumenta su porosidad. Las clasificaciones de las rocas provienen de una formación rocosa dada, adoptando como criterio el grado de alteración o la porosidad sean, por tanto, idénticas. Sin embargo, resulta delicado determinar en forma precisa la porosidad de una roca. Por esta razón, tomando en cuenta la existencia de una relación entre esta magnitud y el peso de agua absorbida por la muestra previamente secada, al sumergirla (Krynine y Judd, 1957) se ha optado (Haxel, 1962) por definir el grado de alteración como

$$i \text{ por ciento} = \frac{P_2 - P_1}{P_1} \times 100 \quad (11.1)$$

donde:

- P_2 peso de la muestra al finalizar la prueba de absorción
- P_1 peso de la muestra secada en horno a 105°C

La prueba de absorción se realiza manteniendo la muestra sumergida en agua durante un lapso constante de hora y media.

El grado de alteración se relaciona con la resistencia y deformabilidad de la roca; a mayor grado de alteración, menor resistencia y mayor deformabilidad del material. También el efecto de escala (figura 11.12) disminuye al crecer el grado de alteración. Esto implica que la alteración, al aumentar, opaca el carácter discontinuo de la matriz rocosa y que, para valores grandes del índice de alteración, el comportamiento de la roca tiende al de un suelo en que el efecto de escala es mínimo.

Al estudiar la alterabilidad de una roca es necesario subrayar nuevamente la importancia de

su microfisuración. De hecho, las discontinuidades de la matriz rocosa juegan un papel fundamental en el proceso de alteración; las fisuras abiertas permiten el acceso del agua hacia la matriz rocosa, agua que a tó entonces sobre áreas importantes de los minerales. Son fisuras, la alteración de la masa rocosa sería prácticamente nula; sin embargo, resulta difícil valorar la influencia de la fisuración sobre la alterabilidad de una roca, pues su importancia está condicionada por otro factor: la alterabilidad específica de los minerales en las condiciones ambientales del sitio, o sea que la alterabilidad de una roca es consecuencia de la fisuración y la alterabilidad específica de sus minerales.

Se ha comprobado experimentalmente que la circulación de agua en las rocas compactas es posible solo a partir de un valor de la permeabilidad al aire igual a 10^{-11} cm/seg, aproximadamente (Farran y Therox, 1965). De acuerdo con este criterio, que refleja la influencia de la fisuración de la roca en su alterabilidad, se pueden distinguir dos grandes familias de rocas. La primera rama integrada por las muy compactas, en las que el agua no circula y, por tanto, son materiales sea cual fuere la alterabilidad específica de sus minerales. Las rocas de la segunda familia son permeables al agua y por tanto alterables, en caso de que sus minerales sean de elevada alterabilidad específica. Con objeto de valorar la alterabilidad específica de los minerales de una roca, se procede a una prueba de percolación con agua del sitio investigado a través de una muestra de la roca (Farran y Therox, 1955). La disminución o aumento de coeficiente de permeabilidad de la roca en función del tiempo indica la existencia de una reacción química entre el agua y los minerales constitutivos, o sea una alterabilidad específica diferente de cero. También es significativa la comparación entre la composición química del agua inyectada y la filtrada.

Al tratar de aplicar en la obra los resultados obtenidos en el laboratorio, es necesario tener en cuenta los daños ocasionados a la roca por los métodos de ataque, principalmente los explosivos. Una roca que es inalterable in situ por ser su permeabilidad al aire inferior a 10^{-11} cm/seg, puede tornarse alterable si los procedimientos de excavación utilizados aumentan en forma notable su fisuración.

En conclusión, la alterabilidad de una roca depende de su grado de fisuración, inherente o provocado, y de la alterabilidad específica de sus minerales.

Sensibilidad. El concepto de sensibilidad de una muestra de roca se establece analizando la variación de su permeabilidad al agua en función del estado de esfuerzos aplicado (Bernard, 1967).

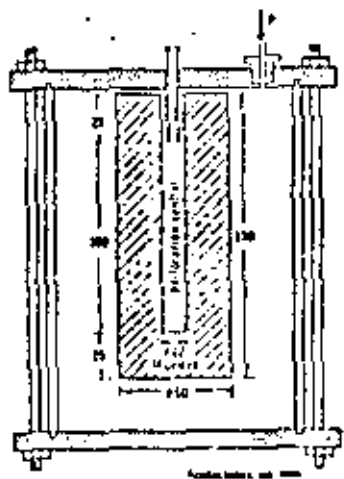


Fig. 11.6. Pruebas de permeabilidad. Flujo radial divergente.

La muestra probada (Fig. 11.6) está formada por un corazón de 60 mm de diámetro y 150 mm de longitud, perforado en la parte central. En el extremo superior del conducto central, de 12 mm de diámetro y 100 mm de largo, se adapta un tubo metálico pegado a la roca con analina. Las pruebas de permeabilidad se efectúan provocando un flujo radial de agua a través de la muestra, flujo que puede ser convergente o divergente. En el primer caso (Fig. 11.6), la muestra se introduce en un recipiente hermético alimentado con agua a presión, p , el conducto central, que comunica con el exterior del recipiente, colecta el agua de filtración. En el segundo caso el agua a presión se inyecta en el conducto central de la muestra y se mide el gasto de filtración que fluye a través de la superficie lateral de la muestra.

Las redes de flujo, en las muestras probadas con flujo convergente o divergente, son idénticas. En consecuencia, la magnitud de las fuerzas de volumen debidas al gradiente hidráulico son iguales en ambas pruebas, pero ocasionan esfuerzos efectivos de compresión en el caso de flujo convergente y de tensión en el de flujo divergente. Si las rocas son fisuradas, las permeabilidades medidas con flujo divergente o convergente resultan diferentes, debido a la apertura o cierre de las fisuras por efecto de los esfuerzos de tensión o de compresión inducidos en las respectivas pruebas. Se denomina sensibilidad S de la roca a la magnitud

$$S = \frac{k_1 - k_2}{k_2} \quad (11.2)$$

cociente de las permeabilidades medidas en condiciones de flujo radial divergente a presión de 1 kg/cm² y flujo radial convergente a una presión de 50 kg/cm².

En numerosos casos de roca de diversas características se ha podido establecer una correlación entre el valor de la sensibilidad S y la intensidad de su fisuración (Hilub y Benoit, 1970). La sensibilidad de las rocas porosas no fisuradas es igual a 1 y alcanza valores de 1000 para las muy fisuradas, como por ejemplo el gres de Malpasset en Francia.

La variación de la permeabilidad en función del estado de esfuerzos aplicado, que constituye la base del concepto de sensibilidad, no solo permite valorar la intensidad de la fisuración de una muestra de roca, sino interpretar los resultados de las pruebas de permeabilidad luego efectuadas en el campo (Sabarly, 1963). El gasto Q de inyección de agua con presión p en una masa de roca fisurada que se comporta elásticamente, sigue la ley

$$Q = Ap^n \quad (11.3)$$

siendo A , una constante.

En otros términos, la permeabilidad de la masa rocosa depende de la magnitud de la presión aplicada, pues provoca la apertura de las fisuras preexistentes en el medio. Esta ley se ha verificado en ciertos casos (Fig. 11.7), como los presentados por Sabarly (1968).

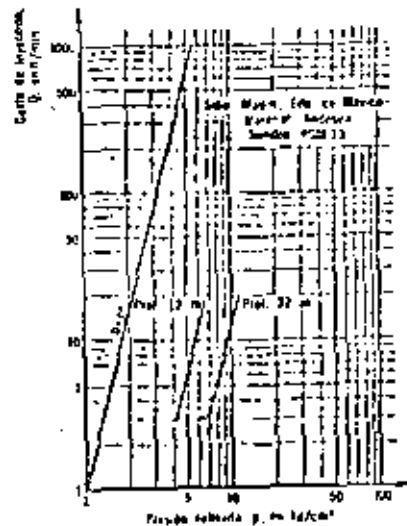


Fig. 11.7. Resultados de las pruebas Lugeon.

En conclusión, la permeabilidad de la roca, a pequeña o gran escala, es variable en función del estado de esfuerzos aplicados por su efecto en el ancho de las fisuras tanto microscópicas como macroscópicas. La falla de la presa Malpasset en Francia, así como la variación del gasto de filtración en la cimentación en función del nivel de agua en el embalse, son manifestaciones a gran escala de este fenómeno (Sabarly, 1968); asimismo, en la presa Santa Rosa, Jal. (Fig. 11.8a) se observaron filtraciones en la galería de drenaje del arco de concreto que aumentan conforme al nivel del embalse de acuerdo con la ley presentada en la Fig. 11.6b, según la cual

$$\frac{Q}{Q_1} = \left(\frac{Z - Z_0}{Z_1 - Z_0} \right)^{2.5} \quad (11.4)$$

donde Q y Q_1 son los gastos de filtración correspondientes a los niveles Z y Z_1 del embalse. Esta ley de variación corresponde a la siguiente idealización del fenómeno de apertura y cierre de las fisuras: puede suponerse que el gasto de filtra-

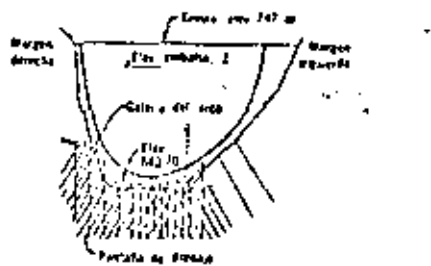


Fig. 11.8. Presa Sta. Rosa, Jal. Vista desde aguas abajo.

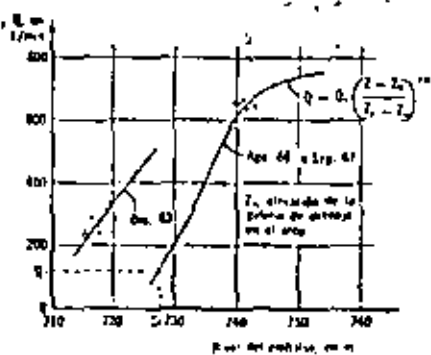


Fig. 11.8b. Variación de los gastos de filtración en la galería del arco de concreto en función del nivel del embalse.

ción en la cimentación de la presa es proporcional al cubo del ancho e de las fisuras y a la carga de agua H . A su vez, el ancho de las fisuras varía con el estado de esfuerzos en la cimentación de la presa, que se modifica de acuerdo con el nivel H del agua en el embalse. Suponiendo que el ancho e de las fisuras en la cimentación aguas arriba de la presa varía proporcionalmente al momento de empotramiento del arco en su base, resulta que

$$e = H^n$$

por lo cual

$$q \sim H^3 \sim H^n$$

11.1.2 Resistencia y deformabilidad. La resistencia y la deformabilidad de la matriz rocosa, ocasionalmente pueden ser de utilidad directa para el diseño de las obras (plata de excavaciones subterráneas, por ejemplo). Sin embargo, en la mayoría de los problemas planteados en una obra, la resistencia y deformabilidad de la matriz rocosa es de puro interés; en efecto, tratando con masas rocosas, la resistencia de las discontinuidades representadas, como fallas o juntas, es la que rige el problema. Por tanto, los estudios de laboratorio se han utilizado fundamentalmente para abastecer en el campo, mediante el uso de las masas, consideradas como medios discontinuos, utilizando un enfoque estadístico. Se ha logrado determinar en el laboratorio la influencia de la forma y dimensiones de las probetas, velocidad de carga y presión del fluido intersticial. La disposición de los resultados obtenidos en probetas probadas en iguales condiciones, es también un parámetro fundamental.

Efecto de escala. Los resultados numéricos de las pruebas de resistencia realizadas con muestras cilíndricas de igual relación de esbeltez, varían con el volumen de las probetas ensayadas. Esta propiedad es característica de los medios fracturados o discontinuos.

La interpretación técnica de la disminución de resistencia en compresión simple al aumentar el volumen se basa en conceptos probabilísticos expuestos por Weibull (Lai y Cook, 1969), como el del estado más débil de una cadena. Según este concepto, la resistencia de un material sometido por discontinuidades queda condicionada por la resistencia del elemento de volumen que contiene la zona más débil, o sea la más fisurada. Si para una densidad de fisuración dada el volumen de la probeta crece, el número total de discontinuidades aumenta, así como la probabilidad de que exista una zona grande en la muestra.

Suponiendo una función de densidad probabilística de la resistencia, se puede establecer una

relación entre el volumen de la muestra y su resistencia. De acuerdo con la función exponencial para la densidad probabilística de la resistencia, propuesta por Weibull, la relación entre la resistencia media en compresión simple, \bar{R}_c , de una prueba y su volumen, V , está dada por

$$\bar{R}_c = (aV)^{-1/m} \left\{ \frac{1}{m} \Gamma\left(\frac{1}{m}\right) \right\} \quad (11.5)$$

en que a y m son constantes características del material y Γ es la función gamma. También se puede establecer que la variación de la resistencia es igual, en estas condiciones, a

$$\frac{s}{\bar{R}_c} = (aV)^{-1/m} \left\{ \frac{2}{m} \Gamma\left(\frac{2}{m}\right) - \frac{1}{m^2} \Gamma^2\left(\frac{1}{m}\right) \right\} \quad (11.6)$$

Con base en las relaciones anteriores se obtiene que el coeficiente de variación de la resistencia a la compresión simple de un lote de muestras de una misma roca es

$$\frac{s}{\bar{R}_c} = \sqrt{\frac{2/m!}{(1/m!)^2} - 1} \quad (11.7)$$

Este resultado es interesante, pues indica que el coeficiente de variación de la resistencia a la compresión simple de un lote de muestras es, de acuerdo con la teoría de Weibull, independiente del volumen de la muestra. La experiencia muestra que, por lo menos en ciertos casos (Bernix, 1967), este coeficiente de variación es efectivamente independiente del volumen de los especímenes probados y, por tanto, constituye un parámetro característico de la roca ensayada en el sentido de que depende únicamente de m , que es una constante para cada material.

Tomando entonces como valor índice del efecto de escala el cociente de las resistencias a la compresión simple de pruebas de relación de esbeltez 2 y diámetros 1 cm y 6 cm, resulta, de acuerdo con la ec 11.3:

$$\frac{\bar{R}_{c, 6\text{cm}}}{\bar{R}_{c, 1\text{cm}}} = (216)^{1/m} \quad (11.8)$$

$$\frac{s}{\bar{R}_c} = \sqrt{\frac{2/m!}{(1/m!)^2} - 1} \quad (11.9)$$

Ambas ecuaciones dependen únicamente del parámetro m y, en consecuencia, no son independientes. En la fig 11.9 se presentan las variaciones de los parámetros $\bar{R}_{c, 6\text{cm}}/\bar{R}_{c, 1\text{cm}}$ y s/\bar{R}_c en función de m .

De acuerdo con la ley de Weibull (fig 11.9), a mayor valor de m menor efecto de escala y menor coeficiente de variación de los resultados.

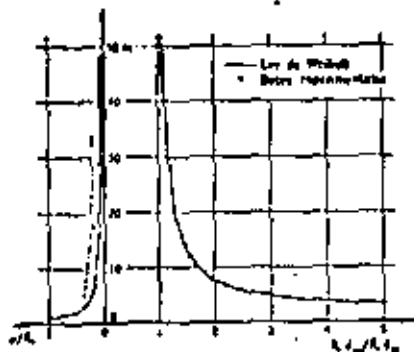


Fig 11.9 Efecto de escala y dispersión de los resultados de resistencia a la compresión simple

En otros términos, a mayor grado de fisuración de la roca, mayor efecto de escala y mayor dispersión.

En otros términos, a mayor grado de fisuración de la roca, mayor efecto de escala y mayor dispersión. La tendencia mostrada por los resultados experimentales es la misma (fig 11.9). Con estos mismos datos reportados por Bernix (1967) y Jaeger y Cook (1969), que se obtuvieron ensayando un número grande de pruebas, se formó la tabla 11.2.

Aunque la aplicación de la ley de Weibull al caso de las rocas sea conceptualmente discutible (Bernix, 1967; Hudson, 1968), los resultados obtenidos en pruebas de compresión simple verifican satisfactoriamente esta ley.

El efecto de escala es un factor fundamental para el diseño de los pilares de excavaciones subterráneas. La resistencia a la compresión simple de un pilar de una roca puede ser notablemente inferior a la de ensayos de tamaño reducido, si la roca se encuentra muy fisurada. La dispersión de los resultados experimentales de pruebas de compresión simple permite orientar la elección del parámetro m que rige la magnitud del factor de escala.

El factor de escala disminuye al aumentar la presión confinante que actúa sobre la muestra, pues reduce el grado de las fisuras persistentes y, por tanto, pierde importancia el carácter discontinuo de la roca (Hobbs y Yundt, 1966). Correlativamente, cuando aumenta la presión de confinamiento, disminuye el coeficiente de variación de la resistencia al corte.

La comparación de las resistencias al esfuerzo cortante determinadas en el laboratorio con pruebas de dimensiones reducidas, e *in situ* en órcas grandes, muestra también que el efecto de escala es tanto más pronunciado cuanto más accidentado es el carácter discontinuo de la roca. Por

Tabla 11.2. Efecto de escala

Roca	Fisuración	m	$\frac{\sigma}{\sigma_0}$	$\frac{R_{c, 6\text{cm}}}{R_{c, 1\text{cm}}}$	Referencia
Gneis de Malpasas, margen de falla	Microfisuración y microfisuración muy finas	5	0.57	2.9	Bernix (1967)
Gneis de Malpasas, margen de falla	Microfisuración y microfisuración finas	8	0.50	1.9	Bernix (1967)
Carbón de Du'roy	Superficie de fractura y debilidades visibles	9.1	0.79	1.8	Jaeger y Cook (1969)
Caliza Turada	Microfisuración del Mercurio con grietas	16	0.25	1.4	Bernix (1967)
Gneis con lignita y mica	Microfisuración media	30	0.22	1.2	Bernix (1967)
Carbón de Bunsley (Francia)	Microfisuración alta	17.5	0.19	1.35	Jaeger y Cook (1969)
Caliza de Santa Venera	Fisuras lineales	40	0.21	1.00	Bernix (1967)

ejemplo, Rocha (1964) muestra que al aumentar el grado de fisuración de un granito, o sea, al disminuir su carácter de material fisurado, el efecto de escala disminuye (fig 11.10).

En conclusión, y de acuerdo con lo expresado en el inciso 11.1.1, la sensibilidad de una roca, así como el factor de escala o la dispersión de su resistencia a la compresión simple, son manifestaciones de una misma realidad: su fisuramiento. En consecuencia, no es raro que estos parámetros no sean independientes. De hecho, se ha establecido (Bernix, 1967; Hobbs y Haiman, 1970), una correlación entre la sensibilidad S_c el coeficiente de variación s/\bar{R}_c y el factor de escala $\bar{R}_{c, 6\text{cm}}/\bar{R}_{c, 1\text{cm}}$: a mayor sensibilidad, mayor dispersión de la resistencia a compresión simple y mayor factor de escala.

En consecuencia, la práctica común consiste en utilizar las pruebas de resistencia con especímenes que tengan relación de esbeltez igual a 2.

Anisotropía. Las rocas metamórficas presentan a menudo textura foliada en la cual los minerales limitados, como mica y clorita, están alineados paralelamente unas con otras (pírcas, pláticas, esquistos, por ejemplo). Se supone que en estas rocas el comportamiento de las rocas es anisotrópico. En efecto, el método de deformabilidad en el sentido normal a la foliación es inferior al método paralelamente a la foliación hasta en 40 por ciento para los esquistos (Dyer y Nye, 1965), 25 por ciento para las pláticas y las listras, y 10 por ciento para las cuarcitas (Hase, 1970). Para estas últimas, en el plano

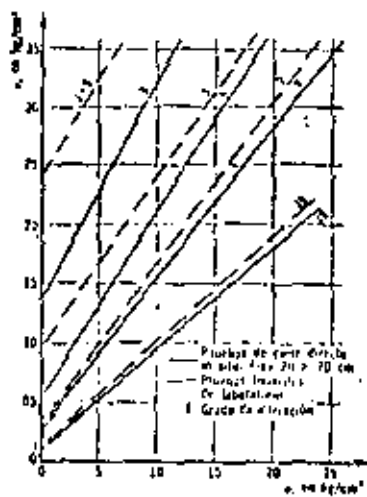
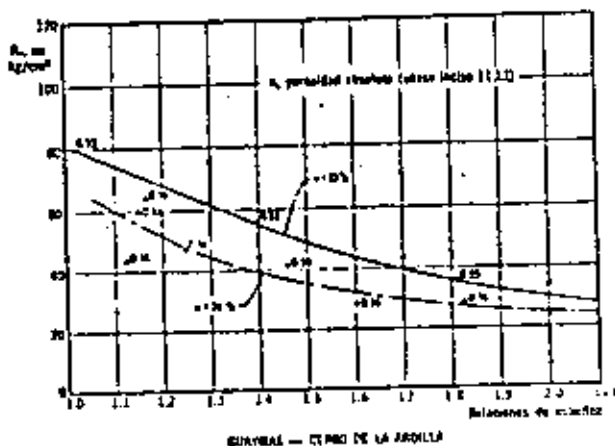


Fig 11.10 Disminución del efecto de escala con el aumento del grado de fisuración (véase 11.1)



11.11 Variación de la resistencia a la compresión simple con la relación de esfuerzos en la muestra de roca sometida a rotación

La foliación, en cualquier dirección los más son aproximadamente iguales, o sea que trata de materiales ortotrópicos. Su resistencia a la compresión simple varía con la magnitud del ángulo α , formado por la normal al plano de esquistosidad y la dirección del esfuerzo aplicado, y su valor mínimo se alcanza para α comprendido entre 50° y 60° (Bayre y Siliys, 65) (Fig. 11.12). A este tipo de anisotropía se denomina comúnmente anisotropía intrínseca. La anisotropía en el comportamiento puede darse a otra causa: una fisuración según direcciones privilegiadas, presente o inducida durante la prueba por los esfuerzos aplicados. A lo respecto, Walsh (1965) muestra que el módulo de deformabilidad, en sentido normal a una grieta abierta, disminuye en función del cubo de la longitud de esta. En consecuencia, el estado de esfuerzos aplicado, sea por efecto del tectonismo, sea durante una prueba de laboratorio, y a consecuencia fisuración inducida ocasiona una anisotropía cuya magnitud depende de la longitud de las fisuras así creadas.

La utilización de esos datos en la práctica resulta delicada, pues son numerosas las causas de problemas estructurales en las cuales es desconocida la dirección de los esfuerzos principales cuantios en cada punto de la masa. En esas condiciones, no queda otra solución que realizar el hecho utilizando los valores mínimos de los parámetros de resistencia de las rocas involucradas.

Efecto de las presiones de poro. Las pruebas triaxiales efectuadas con muestras de rocas millares, sin llegar a dudar, que el principio de esfuerzos efectivos se aplica al comportamiento de las rocas. La resistencia a la falla de una muestra

de roca sometida a una prueba triaxial es función del esfuerzo confinante efectivo, o sea del esfuerzo confinante total aplicado menos la presión de poro desatratada (Baron et al, 1963; Handlin et al, 1963).

Es importante señalar que, en los experimentos diseñados con el fin de determinar la resistencia de una roca en términos de esfuerzos efectivos, resulta fundamental la consideración de la velocidad de carga o de deformación aplicada. En efecto, la permisibilidad de las pruebas de rocas compactas es muy pequeña (del orden de 10^{-10} o 10^{-11} cm/seg), y en consecuencia el lapso de la presión de poro de la muestra es grande. Si el intervalo de tiempo a la falla impuesto no es mayor que el lapso de uniformación de la presión de poro, la medición de esta en la base de la probeta carece de sentido, pues no

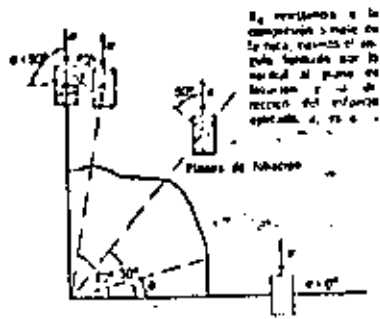


Fig. 11.12 Diagrama polar de la resistencia a la compresión simple de una roca foliada

es representativa de la presión de poro media actuante en la muestra. Por tanto, la resistencia en términos de esfuerzos efectivos de un material dilatante y saturado, probado en forma rápida, resulta superior a la del mismo material en estado seco, porque las presiones de poro negativas que se desarrollan no son medidas correctamente en la base de la muestra (Itasca, 1970).

La generación y disipación de estas presiones de poro negativas bajo el efecto de una carga rápida ocasiona, por tanto, un momento transitorio de resistencia de la roca, en términos de esfuerzos totales. Este fenómeno puede explicar el retraso que se presenta en ciertas minas profundas entre la apertura del tnel y la falla violenta de las paredes (popping).

También en el caso de taludes se ha observado que el proceso de falla ocurre en forma discontinua, a cultos, y una de las causas de este mecanismo podría ser la mencionada antes.

Estas evidencias experimentales subrayan la importancia del factor tiempo en la resistencia y deformabilidad de las rocas, que además muestran a largo plazo un comportamiento viscoso.

Comportamiento viscoso. La reducción en el diámetro de lumbetas de las antiguas minas turcas en el norte del Adriático, del antiguo "Toro de Abraham", cerca de Jerusalén, y de las lumbetas de acceso a túneles de agua de Iran, son ejemplos del comportamiento viscoso de las rocas a largo plazo (Westergaard, 1952).

En la Fig. 11.13 se presenta la variación con el tiempo de las deformaciones de muestras de una misma roca sometidas a esfuerzos desviadores σ crecientes. Cuando σ es menor que el esfuerzo σ_0 llamada resistencia última las deformaciones alcanzan un máximo siguiendo una ley asintótica. En cambio, si σ es mayor que σ_0 , el flujo viscoso de la roca presenta tres fases:

a) Transitoria (fase I), con velocidad decreciente de deformación.

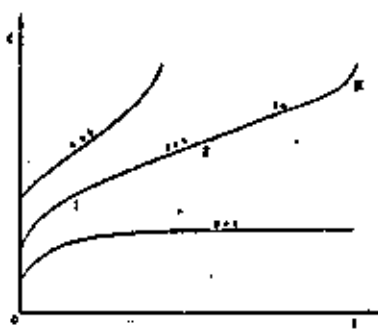


Fig. 11.13 Variación de la deformación en función del tiempo

b) Estacionaria (fase II), con velocidad constante de deformación $\dot{\epsilon}_0$.

c) De falla (fase III), en que la velocidad de deformación aumenta.

Las leyes experimentales utilizadas para describir cada una de estas fases son muy numerosas (Jaeger y Cook, 1969; Morlier, 1966).

Generalmente, la ley empírica utilizada para representar el comportamiento de flujo transitorio es la propuesta por Lomnitz (1950):

$$\epsilon(t) = \epsilon_0 + A \ln(1 + \sigma t) \quad (11.10)$$

donde ϵ_0 es la deformación instantánea, y A y σ son constantes del material que dependen de la temperatura y de la presión confinante aplicada.

La velocidad de deformación $\dot{\epsilon}_0$ durante la etapa de flujo estacionario es, de acuerdo con Griggs

$$\dot{\epsilon}_0 = \dot{\epsilon}_0 \operatorname{senk} \left(\frac{\sigma - \sigma_0}{\sigma_0} \right) \quad (11.11)$$

en que $\dot{\epsilon}_0$ y σ_0 son constantes del material y s es su resistencia última.

Al comparar esta relación con la propuesta por Morlier (1966) para calcular el tiempo a la falla, t_f de una muestra:

$$t_f = c \sigma \quad (11.12)$$

resulta que

$$\dot{\epsilon}_0 \operatorname{senk} \left(\frac{\sigma - \sigma_0}{\sigma_0} \right) = c \sigma \quad (11.13)$$

En otras palabras, el tiempo a la falla de una muestra sometida a un esfuerzo desviador σ es inversamente proporcional al seno hiperbólico de la diferencia $(\sigma - \sigma_0)$. Este resultado es importante, pues coincide con numerosos datos experimentales (Morlier, 1966; Saito y Utsawa, 1961) y permite calcular el tiempo a la falla de una masa de roca a partir del momento en que su velocidad de deformación es constante.

Con base en su comportamiento reológico, las rocas pueden clasificarse en tres familias: densas-duras, porosas y plásticas blandas. En la tabla 11.3 se presentan los valores de la resistencia última para distintas rocas sometidas a pruebas de creep bajo esfuerzo axial constante y esfuerzo confinante nulo, a la temperatura ambiente.

El comportamiento a largo plazo de las rocas varía también en función del tipo de confinante y la temperatura; al aumentar el esfuerzo confinante aplicado o la temperatura ambiente, predominan el componente plástico. En consecuencia, aumentan

Tabla 11.3. Resistencia última de varias rocas

Forma	Roca	Resistencia última, en porcentaje de σ_c	Referencia
I. Rocas densas-duras	Granito	30	Mottler (1964)
	Caliza	30	
	Caliza	30	
II. Rocas porosas	Dolomita	50	Petra (1964)
	Artesa Wolfington	50	
	Artesa Daxler	55	
	Caliza	25	
	Granodiorita	27	
	Alcalinos Artesa Prossert	26	
III. Rocas plásticas blandas	Polvo	23	Mottler (1964)

σ_c : resistencia a la compresión simple

han sus deformaciones diferidas y disminuye la relación de la resistencia última a la resistencia medida con velocidad de carga convencional.

Estos datos experimentales han sido integrados, mediante el uso de modelos reológicos tipo Kelvin o Burgers, en el análisis de las deformaciones a largo plazo medidas en pruebas de placa u observadas en excavaciones subterráneas.

Finalmente, es digno de mención el hecho de que al tratar de representar, mediante modelos, los fenómenos técnicos que ocurren en la corteza terrestre, hayo sido necesario utilizar materiales tan diversos como la parafina para representar el comportamiento de las rocas.

11.1.3. Criterio de falla. El comportamiento de las rocas sometidas a pruebas de compresión triaxial varía en función del tipo de roca y del nivel de esfuerzos confinantes aplicados.

Al probar una serie de muestras provenientes de un mismo macizo rocoso, a presiones confinantes σ_2 crecientes, se observa una variación en las relaciones esfuerzo-deformación (Fig. 11.14). En efecto, para presiones σ_2 reducidas, la muestra se comporta en forma elástica hasta niveles altos del esfuerzo destruidor y falla repentinamente en forma frágil, produciéndose fisuras paralelas a la dirección del esfuerzo principal mayor σ_1 . Cuando las presiones σ_2 aumentan, la curva esfuerzo-deformación presenta un máximo seguido de una disminución de resistencia y la muestra falla a lo largo de planas inclinadas con respecto a la dirección del esfuerzo σ_1 . Finalmente, para presiones σ_2 muy elevadas, el comportamiento de la muestra se asemeja al de un material elástico-plástico perfecto o con endurecimiento por deformación.

El valor del esfuerzo confinante σ_2 para el cual el material se torna plástico o ductil y la temperatura del ambiente, depende del tipo de roca. Las rocas densas duras (granitos, mármoles, cuarcitas y calizas compactas) se tornan plásticas

para valores del esfuerzo confinante superiores a 1000 kg/cm² (Itasca et al., 1963), que, evidentemente, no se presentan en ingeniería civil. Sin embargo, al tratar con problemas de vulcanología puede ser útil considerar esfuerzos confinantes de esta magnitud asociados a elevadas temperaturas (Moawad, 1969). Las rocas que se tornan ductiles a niveles de esfuerzos confinantes comunes en obras de ingeniería son las más blandas y porosas (calizas recientes, margas, silvinitas, etc.). Puede decirse, sin embargo, que en general la mayoría de las rocas se comportan en forma frágil en los problemas de ingeniería civil.

En vista de la complejidad del comportamiento de una roca, es evidente que no se puede definir un criterio de falla único. Por tanto, en el análisis de comportamiento frágil, el criterio comúnmente utilizado es el propuesto por Griffith (1925), para niveles intermedios de la presión confinante se emplea el criterio de falla de Mohr-Coulomb y para valores elevados de la presión confinante se aplican los criterios clásicos de Tresca o de Von Mises.

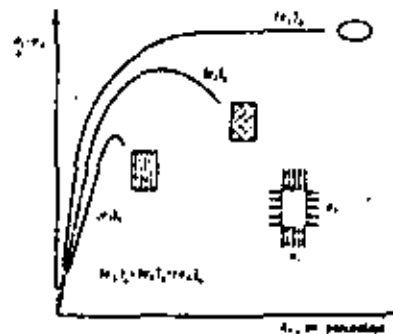


Fig. 11.14 Variación del comportamiento de una roca en función del esfuerzo confinante aplicado

Criterio de falla frágil de Griffith. El esfuerzo T teóricamente necesario para fallar a tensión un material frágil y perfectamente homogéneo es:

$$T = \frac{E}{10} \quad (11.14)$$

siendo E su módulo de elasticidad (Freudenthal, 1950). Sin embargo, este material ideal difiere mucho de ser representativo de las rocas, que fallan a tensión bajo esfuerzos mucho menores. Por tanto, es preciso admitir que esta discrepancia se debe a las concentraciones de esfuerzos que se presentan en la cercanía de las fisuras que surgen en la matriz rocosa. Griffith (1925) analizó estas concentraciones de esfuerzos y supuso que las discontinuidades de la matriz son de forma elíptica.

Consideremos el caso de una muestra de roca sometida a una prueba triaxial (Fig. 11.15). La discontinuidad surcanta se asemeja a una elipse de ejes Ox y Oy inclinados según el ángulo β con respecto a la dirección del esfuerzo principal mayor. En tales condiciones y suponiendo que el material es elástico, se demuestra que en la cercanía de la cúspide de la discontinuidad:

$$\sigma_x = \frac{2(\sigma_1 m - \sigma_2 n)}{m^2 + n^2} \quad (11.15)$$

siendo m la excentricidad de la elipse, o sea el cociente de la longitud b de su eje menor y la de su eje mayor, α es el ángulo polar correspon-

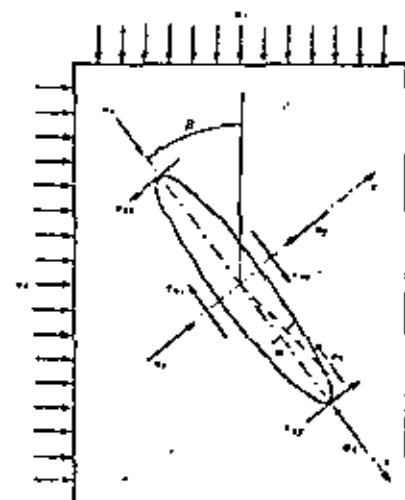


Fig. 11.15 Criterio de Griffith. Nomenclatura.

diente al punto de intersección de la elipse con el plano normal a este en que actúa σ_1 (Fig. 11.15). Para $\alpha = 0$, $\sigma_x = \sigma_1$ y $\sigma_y = 0$, la ec. 11.15 se reduce a la propuesta por Griffith para la resistencia a tensión del material, σ_t

$$\sigma_t = \frac{2\sigma_1}{m} = 2\sigma_1 \sqrt{\frac{a}{r_0}} \quad (11.16)$$

siendo r_0 el radio de curvatura de la elipse, en su cúspide.

El máximo valor de σ_x se obtiene para

$$\alpha = \frac{m^2 n}{\sigma_1 - (\sigma_2^2 + \sigma_1^2)^{1/2}}$$

y vale

$$\sigma_x = \frac{2}{m} \left[\sigma_1 - (\sigma_2^2 + \sigma_1^2)^{1/2} \right] \quad (11.17)$$

Reemplazando en esta última expresión la magnitud $m = \sigma_t$ obtenida mediante la ec. 11.16, resulta:

$$2\sigma_t = \left[\sigma_1 - (\sigma_2^2 + \sigma_1^2)^{1/2} \right]$$

o sea

$$\sigma_t^2 = 4\sigma_1(\sigma_1 - \sigma_2) \quad (11.18)$$

La ecuación parabólica 11.18 representa la envolvente de Mohr correspondiente al criterio de Griffith.

Si en lugar de haber una sola discontinuidad en la roca la fisuración fuera isotrópica, la falla ocurriría a lo largo de las fisuras para las que el esfuerzo de tracción retenido fuera máximo. Dichas fisuras están orientadas según el ángulo β , tal que

$$\cos 2\beta = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2(\sigma_1 + \sigma_2)} \quad (11.19)$$

En ese caso, los esfuerzos principales correspondientes a la falla se relacionan mediante la ecuación

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + 8\sigma_1(\sigma_1 + \sigma_2) = 0 \quad (11.20)$$

La resistencia a la compresión simple resulta, por tanto, igual a ocho veces la resistencia a la tensión del material, lo cual concuerda satisfactoriamente con los datos experimentales.

La teoría de Griffith aquí expuesta define las relaciones entre esfuerzos principales que determinan el inicio de la propagación de las fisuras.

pero no abarca su desarrollo subsecuente. Esta relación entre esfuerzos principales no siempre coincide con un criterio de falla. En efecto, si para una prueba de tensión es de esperarse que la propagación de la fisura normal al esfuerzo aplicada lleve de inmediato a la falla del espécimen, no ocurre lo mismo en una prueba de compresión triaxial. En este caso, la fisura se propaga siguiendo un camino curvo hasta que se torna paralela a la dirección del esfuerzo principal mayor de compresión; en ese momento la fisura deja de propagarse (Ulmer y Bombardieri, 1963). Este fenómeno se correlaciona con las observaciones de los microcruidos que se generan durante la prueba a partir de esfuerzos de 25 y 40 por ciento de la resistencia a compresión simple para granitos porosos y densos, respectivamente (Fotari y Thevor, 1969).

En conclusión, el criterio de falla de Griffith representa adecuadamente el comportamiento de las muestras de roca sometidas a esfuerzos de tensión. En el caso de pruebas de compresión, la relación entre esfuerzos principales que resulta de la teoría de Griffith corresponde, más bien, al inicio de la fase de microfisuración de la roca; en cuanto a la falla, esta ocurre por generación de esfuerzos cortantes excesivos a lo largo de las discontinuidades así creadas (Fig. 11.16). En consecuencia, el criterio de falla comúnmente utilizado para el caso de compresiones triaxiales es el de Mohr-Coulomb.

Criterio de Mohr-Coulomb. Este criterio que matemáticamente puede expresarse

$$\tau = c + \mu \sigma \quad (11.21)$$

implica la falla por cortante a lo largo de planos. La teoría de Griffith respaldaba el hecho de que las fisuras pueden cerrarse cuando los esfuerzos de compresión son suficientemente grandes. En tal caso, es de esperarse que se generen fuerzas de fricción entre las caras de la fisura, y para tomar en cuenta este efecto Mc Clamock y Walsh (1962) modificaron la teoría de Griffith. El resultado más importante de esta proposición es que para presiones normales elevadas, el criterio modificado de Griffith coincide estrictamente con el de Mohr-Coulomb. Por tanto, para fines prácticos y para presiones confinantes suficientemente grandes, puede considerarse válido el criterio de Mohr. Sin embargo, para presiones confinantes superiores a 1000 kp/cm² y en el caso de rocas duras y densas, el material deja de comportarse como friccionante y se torna dúctil, siendo aplicables los criterios de falla de Tresca o Von Mises.

Criterios de Tresca y Von Mises. Se ha estudiado detenidamente el comportamiento dúctil

de las rocas debido a sus implicaciones en problemas de geofísica y geología. En el campo de la mecánica de rocas su importancia es mucho menor, pues son pocas las circunstancias en que las temperaturas y presiones aplicadas a las rocas las tornan dúctiles.

Los criterios clásicos utilizados son los de Tresca y Von Mises, que suponen que la falla ocurre cuando el máximo esfuerzo cortante o la energía de distorsión, respectivamente, alcanzan un valor prefijado. Las expresiones correspondientes son, para el criterio de Tresca

$$\sigma_1 - \sigma_3 = cte \quad (11.22)$$

y para el criterio de Von Mises

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 = cte \quad (11.23)$$

siendo σ_1 , σ_2 y σ_3 los esfuerzos principales.

11.2 MASAS ROCOSAS

El comportamiento mecánico e hidráulico de una masa de roca depende primordialmente de la configuración de sus discontinuidades. Estas se agrupan en familias de juntas, planos de estratificación, superficies de foliación y fallas. El primer paso al estudiar un sitio ha de ser, por tanto, la clasificación y levantamiento de las superficies de discontinuidad de la masa rocosa.

11.2.1 Clasificación y levantamiento de discontinuidades. La característica que permite distinguir las fallas de las juntas es su continuidad; las juntas son fracturas sin continuidad y transversales a la estratificación o esquistosidad, mientras que las fallas constituyen superficies de discontinuidad con un corrimiento relativo entre ambos bloques de roca.

Las fallas se clasifican como normales, inversas, o transversales según las direcciones de los

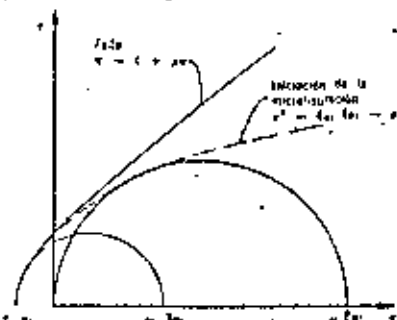


Fig. 11.16. Envolvente de falla de las rocas

Propiedades mecánicas de las rocas

A. J. Hendron, Jr.

2.1 Introducción

En muchos problemas de Mecánica de las Rocas son de importancia fundamental las propiedades de la sustancia rocosa. En otros, como se indicó en el capítulo anterior, debe considerarse el comportamiento de la roca *in situ* con las discontinuidades geológicas inherentes. En la primera parte de este capítulo se comentan las propiedades mecánicas de la sustancia rocosa. Entre ellas se incluyen la resistencia a tracción y a compresión simple, las características tensión-deformación en compresión simple, la resistencia y las características tensión-deformación de las rocas sometidas a tensiones combinadas y la dureza. En la segunda parte del capítulo se analiza la resistencia y compresibilidad de los macizos rocosos diaclasados.

2.2 Propiedades de la sustancia rocosa

2.2.1 Resistencia a tracción

Resulta difícil la determinación de la resistencia a tracción mediante el ensayo directo de una probeta cilíndrica, ya que aún no se ha conseguido un método satisfactorio para sujetar la probeta sin introducir tensiones de flexión. Brace¹ ha utilizado muestras de forma especial que reducen el problema anterior, pero el método operativo es costoso y quizá demasiado complicado para su empleo rutinario. El método más práctico para determinar la resistencia a tracción directa se consigue pegando, con resina epoxy, cabezales de metal a muestras cilíndricas de roca que se ponen en tensión mediante cables o cadenas.

Como no suele ser necesaria una determinación exacta de la resistencia a tracción del material rocoso, ésta se suele medir generalmente por métodos rápidos indirectos. El «ensayo brasileño»² es un método indirecto muy usado para determinar la resistencia a tracción de la roca. En este ensayo, una probeta cilíndrica de longitud l y diámetro D se carga diametralmente con una carga P . La muestra se suele romper separándose en dos mitades según el eje de carga diametral. Se calcula entonces la resistencia a tracción σ_t en rotura mediante la Eq. (2.1) que da la tracción uniforme que actúa sobre la mayor parte del diámetro, normalmente a la línea que une los puntos de carga de acuerdo con la teoría elástica.

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi DL} \quad (2.1)$$

Un segundo método indirecto es el ensayo de tracción con carga puntual descrito por Reichmuth³. La resistencia a tracción para carga puntual se determina aplicando cargas de compresión puntuales a la superficie lateral de un testigo cilíndrico con el eje en posición horizontal. Las cargas puntuales se aplican mediante una prensa a través de rodillos de acero endurecido de pequeño diámetro, normales al eje del testigo. Esta carga produce tracciones perpendiculares al eje de carga; la resistencia a tracción σ_t viene dada por la expresión empírica:

$$\sigma_t = 0.0675 P/D^2 \quad (2.2)$$

donde P es la carga de rotura en kg y D el diámetro del testigo en centímetros. Miller⁴ ensayó veintiocho tipos diferentes de roca, según este método encontrando que la resistencia a tracción media σ_t estaba relacionada con la resistencia a compresión simple σ_c por la Eq. (2.3).

$$\sigma_t = 21\sigma_c + 280 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.3)$$

Para fines prácticos, probablemente es suficientemente exacto en la mayoría de los casos el suponer una resistencia a tracción del 5 al 10% de la resistencia a compresión simple. Una determinación más exacta puede no estar justificada debido a la amplia variación de resistencias a tracción observadas en cualquier serie de muestras de roca. Además, por otro lado, las variaciones direccionales son muy grandes en rocas metamórficas y en rocas sedimentarias de estratificación fina⁵.

2.2.2 Comportamiento a compresión simple

El comportamiento de la sustancia rocosa a compresión simple viene afectado en cierta extensión por las condiciones de ensayo. Las variables de ensayo más importantes son la relación longitud/diámetro de la muestra, l/D , la velocidad de carga y las condiciones de borde de la muestra.

Si se ensayan testigos de roca con valores l/D pequeños, es probable que no se puedan formar los planos de corte en la muestra sin atravesar el plano formado por la base de la muestra y el plato de la prensa. Así pues, el rozamiento entre la muestra y la prensa produce un efecto de confinamiento o triaxial que aumentará la resistencia obtenida. Una relación empírica debida a Oberli y Duvali⁶ relaciona la resistencia a compresión medida σ_c con la esbeltez l/D :

$$\sigma_c = \sigma_{c1} \left(0.778 + \frac{0.222}{l/D} \right) \quad (2.4)$$

donde σ_c es la resistencia a compresión para $l/D \neq 1$, y σ_{c1} es la resistencia a compresión para $l/D = 1$. Se recomienda una relación l/D de 2,5 para asegurar una distribución de tensiones bastante uniforme en la muestra y aumentar la posibilidad de que el plano de rotura se pueda formar libremente sin interferir con el plato de la prensa.

La velocidad de carga es una variable de ensayo que influye sobre la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad. La tabla 2.1 compara las resistencias medidas en la arenisca de Beru y en gabbro con dos velocidades

Tabla 2.1 Influencia de la velocidad de carga *

Roca	Resistencia a compresión simple (kg/cm ²)		
	Tiempo hasta rotura = 30 s	Tiempo hasta rotura = 0,010 s	Incremento de resistencia (%)
Arcaica de Berea	360	840	50
Gabro	2.170	2.800	30

de carga diferentes⁷. La figura 2.1 muestra el efecto de la velocidad de carga sobre el comportamiento del hormigón en masa⁸. Al aumentar la velocidad, la resistencia y el módulo de elasticidad aumentan, disminuyendo la deformación de rotura. Resultados semejantes se han obtenido con sal gemas; en un cierto grado puede esperarse que otras rocas se comporten de manera similar.

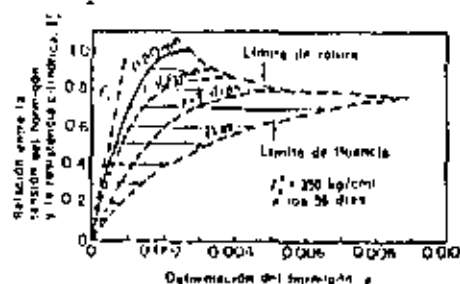


Figura 2.1 Influencia de la velocidad de carga sobre la resistencia y el módulo de elasticidad⁸

Para velocidades comprendidas entre 0,70 y 7 kg/cm²s, sin embargo, Wuerker⁹ y Watstein¹⁰ han indicado que la influencia de la velocidad de carga sobre la resistencia de las rocas y el hormigón es despreciable. Normalmente se utilizan velocidades comprendidas entre esos límites en los ensayos mono-axiales en rocas⁷.

Las condiciones de borde de la muestra influyen sobre la forma de rotura y sobre la resistencia de las rocas. Oberly y otros¹¹ recomiendan el empleo de muestras sin refrentar, ya que el material de refrentado suele ser más blando que la mayoría de las rocas. La tendencia de este material a romperse escapando radialmente produce una rotura por tracción que da lugar a una menor resistencia que en las muestras sin refrentar. Por esta razón las muestras de roca deben ensayarse sin refrentado, bastando con dejar bien pulidas sus caras extremas.

Como resultado de una amplia serie de ensayos con veintiocho tipos de rocas, Miller⁴ clasifica las curvas de tensión-deformación en los seis tipos que aparecen en la figura 2.2. El tipo I presenta una forma prácticamente lineal hasta que se produce una rotura repentina. Este comportamiento es típico de los basaltos, cuarcitas, diabasa, dolomita y calizas extraordinaria-

mente duras, como la de Solenhofen. Las calizas más blandas, argilitas y tobas presentan una fluencia anelástica, continuamente creciente, al aproximarse a la carga de rotura, la cual puede caracterizarse por la curva del tipo II de la figura 2.2.

La curva tipo III es típica de la arenisca, granito, esquistas cortados paralelamente a la estratificación y algunas diabasas. Las rocas metamórficas,

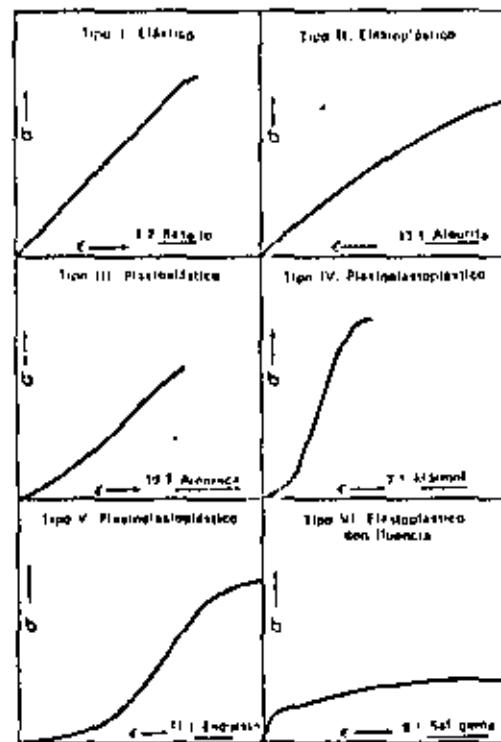


Figura 2.2 Curvas típicas tensión-deformación para rocas a compresión simple cargadas hasta rotura⁴

como los mármoles y gneis, están representadas por una curva en S con una parte central muy escarpada, de acuerdo con el tipo IV. Únicamente las muestras de esquisto cortadas perpendicularmente a la estratificación presentan la elevada compresibilidad que señala la curva en S del tipo V. Las curvas de los tipos III, IV y V se caracterizan por una parte inicial cóncava hacia arriba que se hace más pendiente al cerrarse las superficies de microfisuras o exfoliación. La parte inicial se continúa por otra claramente lineal que va mostrando gradualmente diversos grados de fluencia anelástica al acercarse a la rotura. Las rocas del tipo III no presentan fluencia apreciable y se rompen de una forma frágil semejante a las del tipo I.

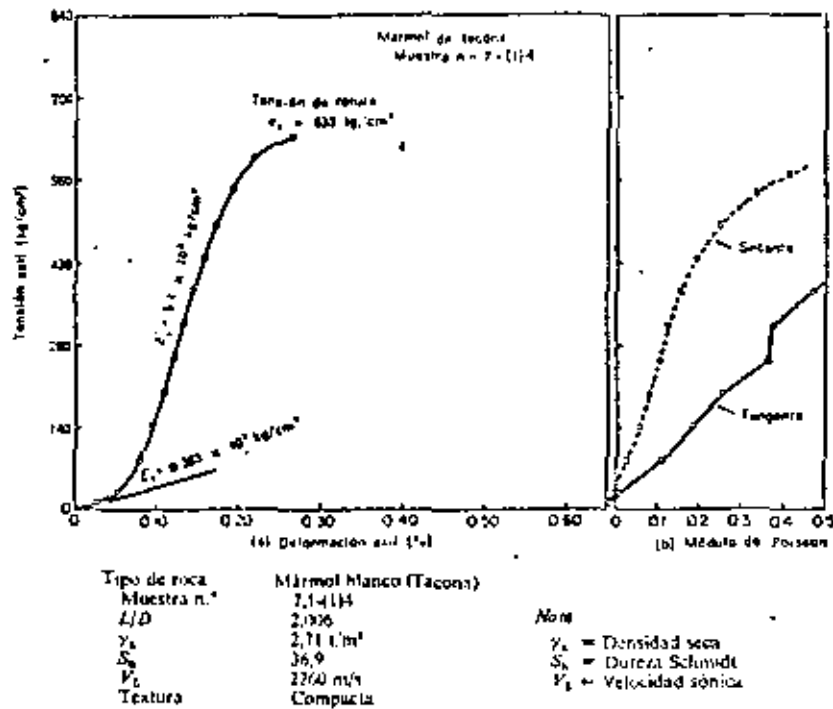


Figura 2.3 Curva tensión-deformación y módulo de Poisson de una roca a compresión simple

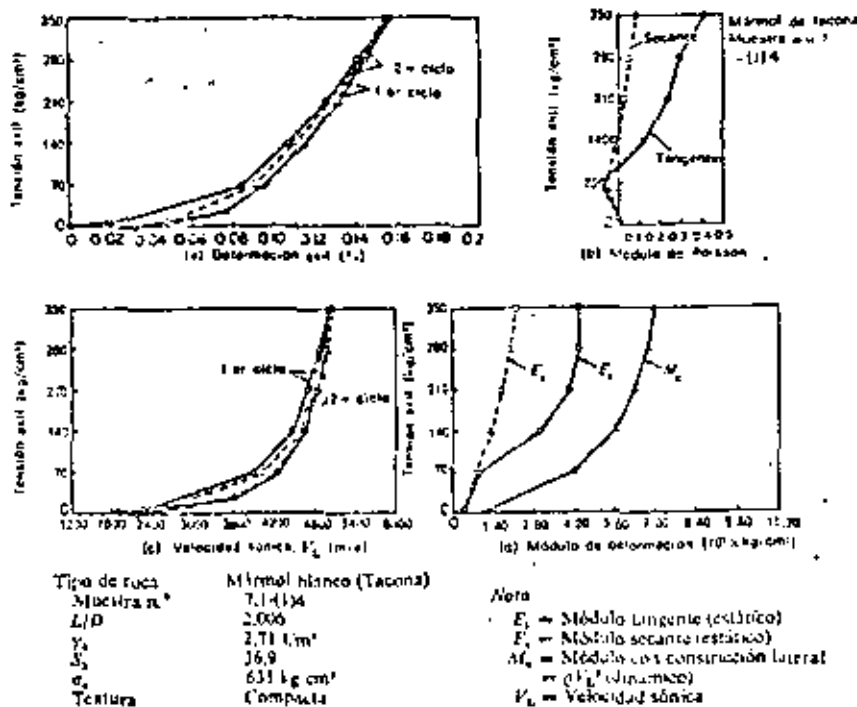


Figura 2.4 Comportamiento de tensión-deformación y velocidad sónica en compresión simple

La curva tipo VI es característica de la sal gema y tiene una pequeña parte recta inicial seguida por una deformación anelástica creciente y una fluencia continua. Esta curva es también típica del comportamiento de la sal potásica y otras evaporitas.

En las figuras 2.3 y 2.4 se representan datos detallados de compresión simple del mármol de Tacóna*. Con tensiones bajas la curva tensión-deformación es cóncava hacia arriba, habiéndose medido un valor del módulo de Poisson ligeramente negativo. Las grandes deformaciones verticales se deben muy probablemente al cierre de las microfisuras y no vienen acompañadas por deformaciones radiales o circunferenciales. Los valores ligeramente negativos de la deformación circunferencial se deben probablemente a la sensibilidad transversal de los extensómetros. Al aumentar el nivel de tensiones, la curva tensión-deformación se vuelve lineal con un módulo tangente E_0 de 5.1×10^5 kg/cm² para el 50% de la carga de rotura. Los valores del módulo de Poisson, calculados a partir de las deformaciones axiales y circunferenciales medidas, aumentan gradualmente a lo largo del ensayo y superan el valor 0.5 con tensiones elevadas debido a que la muestra presenta dilatación al acercarse a la rotura. En la figura 2.4 aparecen las variaciones de las propiedades estáticas de tensión-deformación y de la velocidad sónica con las tensiones axiales para el mármol de Tacóna. En la figura 2.4 c puede advertirse que la velocidad sónica V_L (medida en la dirección de la tensión axial) aumenta de 1,500 a 4,200 m/s cuando la tensión axial pasa de 0 a 175 kg/cm². Por encima de 175 kg/cm² el aumento de la velocidad sónica con la tensión axial es pequeña, habiéndose medido una velocidad de 5,100 m/s para 350 kg/cm². La curva estática de tensión-deformación (fig. 2.4 a) también se vuelve aproximadamente lineal para 175 kg/cm². Así pues, la velocidad

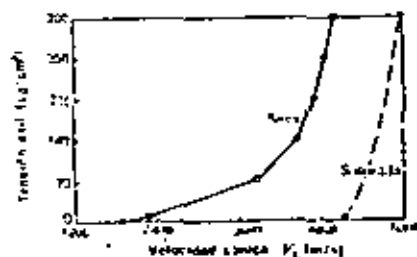


Figura 2.5 Variación de la velocidad sónica con la tensión axial en muestras secas y saturadas de mármol de Tacóna.

sónica, prácticamente constante por encima de 175 kg/cm², indica probablemente que las discontinuidades de la muestra perpendiculares al eje de carga se han cerrado al alcanzar ese nivel de tensiones. Todos los ensayos con muestras inalteradas de rocas con curvas tensión-deformación de los tipos III, IV y V, muestran que la velocidad sónica depende mucho del nivel de tensión en la parte de estas curvas con concavidad hacia arriba*. Una vez que la tensión axial alcanza la parte lineal de las mismas, la velocidad sónica tiende a un valor constante.

* En realidad se trata de una cáñica a la que se ha dado comercialmente el nombre de mármol (N. del T.).

La variación de la velocidad sónica con la compresión axial para muestras de mármol de Tacóna secas o saturadas se muestra en la figura 2.5. La velocidad sónica en la muestra seca es sensible a cambios en la tensión axial, como se ha comentado anteriormente, mientras que la muestra saturada sufre pequeñas variaciones en la velocidad sónica al variar la tensión axial. Este comportamiento indica que el agua consigue transmitir el impulso a través de las microfisuras con niveles de tensiones bajos; por tanto, la velocidad sónica no es un indicador claro de la presencia de fracturas en muestras saturadas. Debido a que un comportamiento similar, a gran escala, puede verse en un marizo rocoso natural, la velocidad sónica no parece resultar adecuada para detectar las discontinuidades existentes en un medio rocoso saturado.

2.2.3 Comportamiento bajo cargas combinadas

El estado tensional influye sobre las propiedades de resistencia, rigidez, ductilidad y fluencia de la sustancia rocosa. La figura 2.6 a muestra la variación del desviador de tensiones ($\sigma_1 - \sigma_3$) en función de la deformación axial

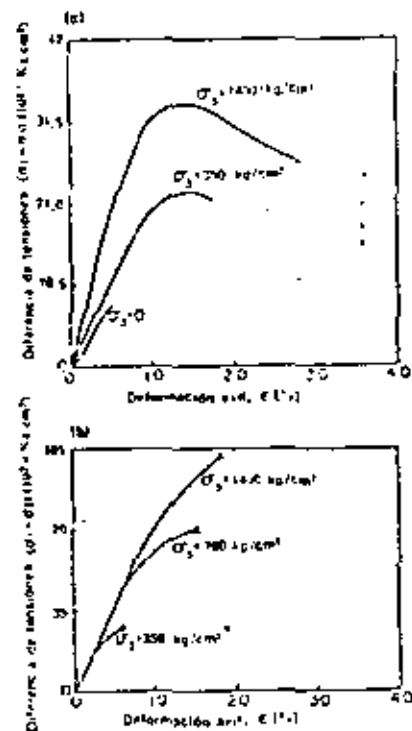


Figura 2.6 Variación de las propiedades tensión-deformación y de la resistencia de (a) arenisca de Ibera y (b) gabra con la presión de confinamiento.

en muestras cilíndricas de arenisca de Berea sometidas a presiones de confinamiento de 350 y 1.400 kg/cm² en el ensayo triaxial. El aumento de la presión de confinamiento da lugar a un aumento de la resistencia de pico y residual así como a una mayor deformación para la carga de rotura. Además, las deformaciones anelásticas antes de llegar a rotura aumentan con la presión de confinamiento. En las rocas más blandas, el módulo inicial tangente a la curva tensión-deformación también aumenta con la presión de confinamiento; este comportamiento es evidente en las curvas tensión-deformación que aparecen en la figura 2.6 a correspondientes a la arenisca de Berea.

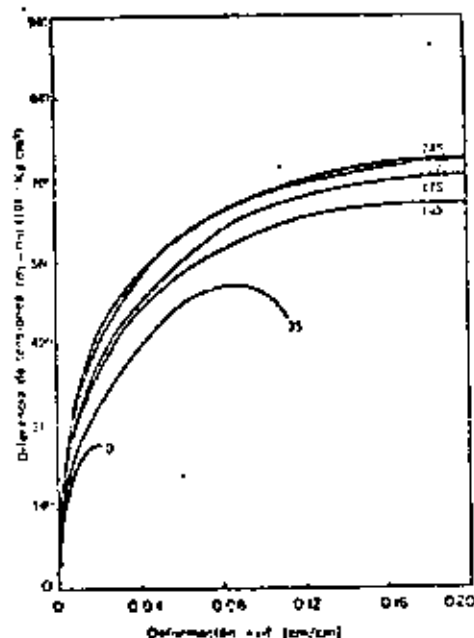


Figura 2.7. Variación de las propiedades tensión-deformación y de resistencia de la sal gema con la presión de confinamiento (indicada en kg/cm² en cada curva)

Las rocas muy duras también muestran un aumento de resistencia con la presión de confinamiento, pero frecuentemente los valores de los módulos resultan poco afectados por las variaciones de la misma. La figura 2.6(b) reproduce los resultados de un ensayo triaxial con un gabbro, donde el aumento de resistencia y las propiedades elásticas iniciales no vienen afectadas por la presión de confinamiento. Debe también advertirse que el aumento de esta presión no produce en el gabbro el grado de deformación anelástica y comportamiento dúctil antes de llegar a rotura que se observa en la arenisca de Berea, más blanda.

En la figura 2.7 se muestran curvas típicas tensión-deformación de los ensayos triaxiales realizados con sal gema por el U.S. Bureau of Reclama-

tion¹¹. Puede advertirse que la resistencia a compresión ($\sigma_1 = \sigma_3$) se duplica prácticamente cuando la presión de confinamiento σ_3 aumenta de 0 a 35 kg/cm², pero el aumento no es proporcional a la variación de la presión de confinamiento. Con presiones de confinamiento más elevadas (175, 250 y 350 kg/cm²) la resistencia sólo aumenta ligeramente. En la sal gema las deformaciones de rotura aumentan mucho con la presión de confinamiento. Para la muestra en compresión de la figura 2.7 la deformación en rotura es del 2% y la curva tensión-deformación indica una rotura frágil. La deformación en rotura con una presión de confinamiento de 35 kg/cm² es aproximadamente del 11%, y la curva tensión-deformación muestra una rotura más dúctil. Con presiones de confinamiento más elevadas se han observado deformaciones antes del 20% o mayores, generalmente sin una clara evidencia de rotura.

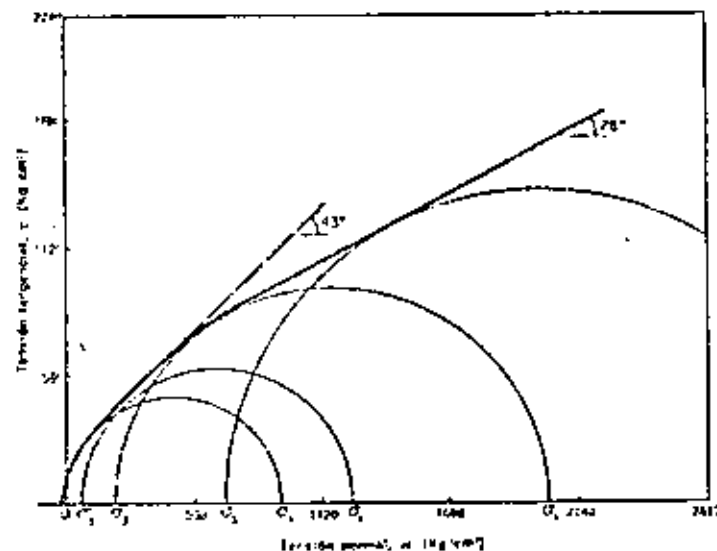


Figura 2.8. Curva de resistencia intrínseca de un gneis esquistoso intacto¹²

Los resultados de los ensayos triaxiales pueden resumirse en un diagrama de Mohr como el que aparece en la figura 2.8¹¹. En este diagrama cada ensayo triaxial está representado por un círculo de Mohr, función de las tensiones principales mayor y menor en rotura, ignorándose la influencia de la tensión principal intermedia. Normalmente la rotura se define por el punto del diagrama tensión-deformación (fig. 2.6), donde la diferencia de tensiones es máxima. La curva tangente a la familia de círculos de Mohr correspondientes a ensayos realizados con diferentes presiones de confinamiento es la denominada curva de resistencia intrínseca de la roca ensayada. Mediante ensayos realizados con una amplia gama de presiones, suele ser posible aproximar la curva de resistencia intrínseca mediante una línea recta. En este caso, el ángulo que la envolvente forma con el eje de abscisas se denomina ángulo

de rozamiento interno δ , y la ordenada en el origen es la llamada cohesión c . La relación entre las tensiones principales mayor y menor en rotura puede expresarse en función de los parámetros de Mohr-Coulomb por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (2.5)$$

siendo $N_\phi = (1 + \text{sen } \phi) / (1 - \text{sen } \phi)$. Los valores representados en la figura 2.8 para un gneis esquistoso tienen la particularidad de que, con tensiones

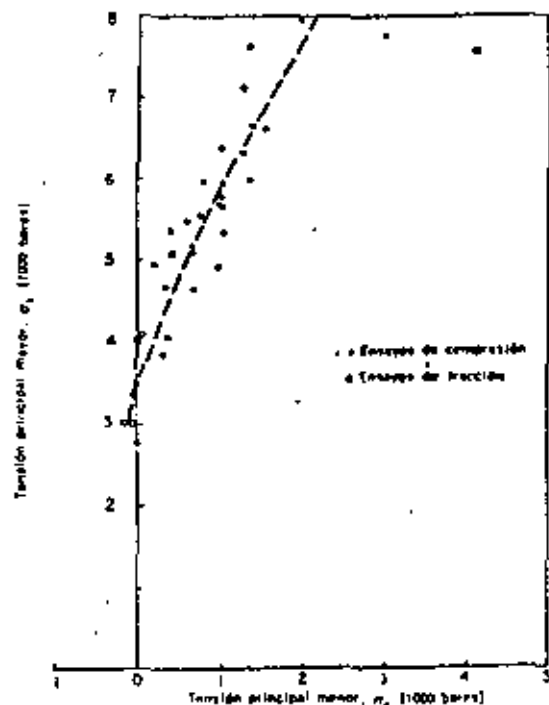


Figura 2.9 Relación entre las tensiones principales máxima y mínima en ensayos de tracción y compresión triaxial en la caliza de Solenhöfen¹¹

bajas, el ángulo de rozamiento interno es elevado (43°) y la curva de resistencia intrínseca va variando de forma que el ángulo de rozamiento interno disminuye con niveles de tensiones más altos. Debe advertirse que los parámetros de resistencia al corte de Mohr-Coulomb c y ϕ varían en las rocas con la presión y sólo representan una aproximación de la curva de resistencia intrínseca dentro de una cierta gama de tensiones normales al plano de rotura potencial.

Muchos investigadores también representan los datos de los ensayos triaxiales en función de las tensiones principales mayor y menor en rotura,

como se indica en la figura 2.9 para la caliza de Solenhöfen¹¹. Aunque en este diagrama se representan los efectos de la tensión principal intermedia, los puntos correspondientes a ensayos triaxiales de compresión o tracción muestran la misma tendencia dentro de la dispersión de los datos experimentales. Por tanto, el efecto de la tensión principal intermedia parece aparentemente de importancia, ya que los ensayos triaxiales de compresión o tracción dan valores extremos de la misma ten los ensayos de compresión $\sigma_1 = \sigma_3$ y en los de tracción $\sigma_2 = \sigma_1$. Los datos de resistencia triaxial representados en la figura 2.9 presentan una pendiente decreciente al aumentar la presión y para materiales dúctiles como la sal o el mármol tienden

Tabla 2.2 Parámetros típicos de resistencia al corte de rocas intactas

Tipo de roca		σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{tracción}$ (kg/cm ²)	ϕ (°)	N_ϕ	K
Granito	Variación	700-2.800	98-403	31-38		5-17
	Media	1.750	250	35		11
Caliza	Variación	210-2.100	35-150	37-58		4-13
	Media	1.050-1.400	175-112	50		8
Arenisca	Variación	210-2.100	42-420	48-50		6-7
	Media	550-1.400	112-290	48		6

Relación entre las tensiones principales en rotura:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}$$

$$\sigma_2 = K\sigma_3 + \sigma_1$$

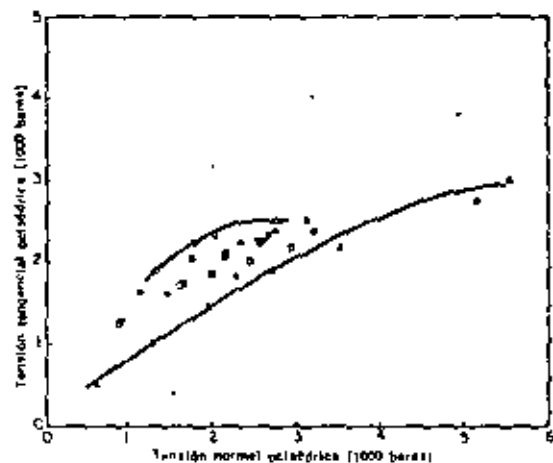
asintóticamente a 45° para presiones elevadas. En general, si se aproxima la curva de resistencia intrínseca por una línea recta, como se indica en la figura 2.9, las tensiones principales en rotura vienen dadas por:

$$\sigma_1 = K\sigma_3 + \sigma_c \quad (2.6)$$

donde K tiene el mismo valor que N_ϕ y σ_c es la resistencia a compresión simple. En la tabla 2.2 se resumen las propiedades resistentes típicas de diversos tipos de rocas en función de los parámetros de resistencia al corte de Mohr, que son los más empleados en la práctica.

Existe una tendencia entre los investigadores actuales a representar los datos de resistencia en un gráfico que expresa la tensión tangencial octaédrica en función de la tensión normal octaédrica. Este diagrama tiene de común con el de Mohr que la tensión tangencial y la tensión normal octaédrica actúan sobre el mismo plano. Sin embargo, el diagrama presenta la ventaja adicional de considerar el efecto de la tensión intermedia σ_2 sobre la curva de resistencia intrínseca. En la figura 2.10 se dan los datos de tracción y compresión triaxial de la caliza de Solenhöfen¹¹ representados de esta manera. Se deduce de este diagrama que la tensión principal intermedia tiene importancia y que la resistencia al corte octaédrica es mayor a compresión que a tracción. Esta conclusión es en cierta forma contradictoria con los mismos datos recogidos en la figura 2.9 que muestra resultados semejantes para los ensayos de tracción y compresión. Un estudio más detallado de los gráficos tensión tangencial-tensión normal octaédrica ha revelado que, incluso aunque la resistencia del

material fuera totalmente independiente de la tensión principal intermedia, la curva de resistencia intrínseca en compresión triaxial estaría por encima de la correspondiente a la tracción triaxial. Por tanto, las posiciones relativas de



<p>Ensayos de compresión</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Bloque 5 ■ Bloque 1, 2, 4 ● Bloque 3 (Heard, 1960) ● Bloque 6 (Robertson, 1965) □ Bloque 7 (Serdengecti, 1961) 	<p>Ensayos de tracción</p> <ul style="list-style-type: none"> ▲ Bloque 5 ▲ Bloque 3 (Heard, 1960)
---	---

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)}$$

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

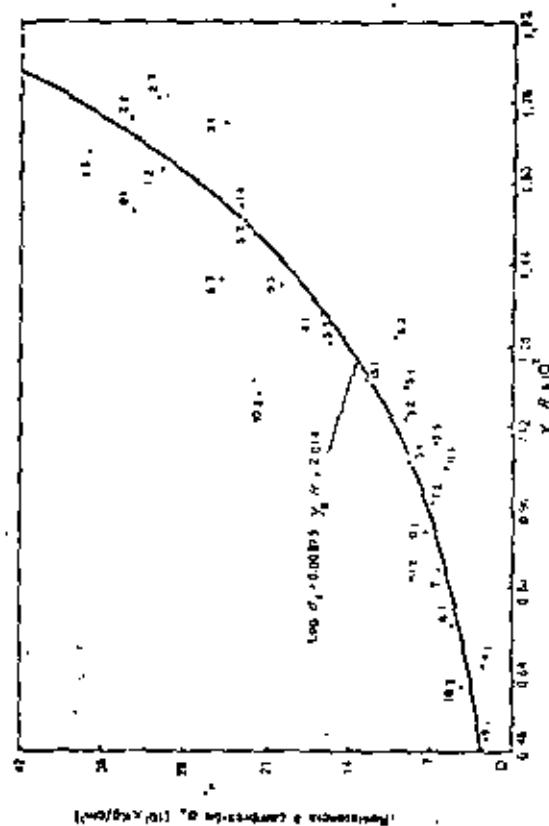
Figura 2.10. Relación entre las tensiones octaédricas normal y tangencial para la caliza de Solenhofen en ensayos de tracción y compresión triaxial¹⁴

los puntos de tracción o compresión en la figura 2.10 son función del método de representación y no puede deducirse la influencia de σ_2 a partir de este diagrama¹⁴.

2.2.4 Dureza

Diversos estudios han mostrado que la dureza de las rocas medida por el ensayo de indentación de Rockwell, el esclerómetro Shore o el aparato de impacto de Schmidt (energía del martillo en $L = 0,74$ m. kg) está relacionada con la resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad (módulo tangente para el 50% de la resistencia a compresión) para un gran número de rocas¹⁵. La resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad se

¹⁴ El significado físico del término tensión octaédrica se puede interpretar más fácilmente mediante el empleo de los invariantes de tensiones. La tensión octaédrica normal es proporcional al segundo invariante y la tensión octaédrica tangencial es proporcional al primer invariante. Ambos términos se emplean ampliamente en la literatura (N. del E.).



γ_s = densidad específica (t/m³)
 R = dureza Shore (aparato en L)
 $\log \sigma_c = 0,0000177 R - 2,1477$ (para σ_c en lb/pulg²)
 $\log \sigma_c = 0,0000177 R - 2,1477$ (para σ_c en t/m²)

Figura 2.11. Relación entre los valores medidos de $Y_1 R$ y la resistencia a compresión simple¹⁵

relacionan mejor con el producto de la dureza (valor Shore o Schmidt) por la densidad seca de la roca. La figura 2.11 muestra una correlación de este tipo determinada por Miller⁴. Se puede utilizar esta combinación de dureza y densidad seca para prever la resistencia a compresión simple o el módulo de elasticidad de un material, con un intervalo de confianza del 75%. Esto se ilustra en la figura 2.12 que es un ábaco para determinar la resistencia a com-

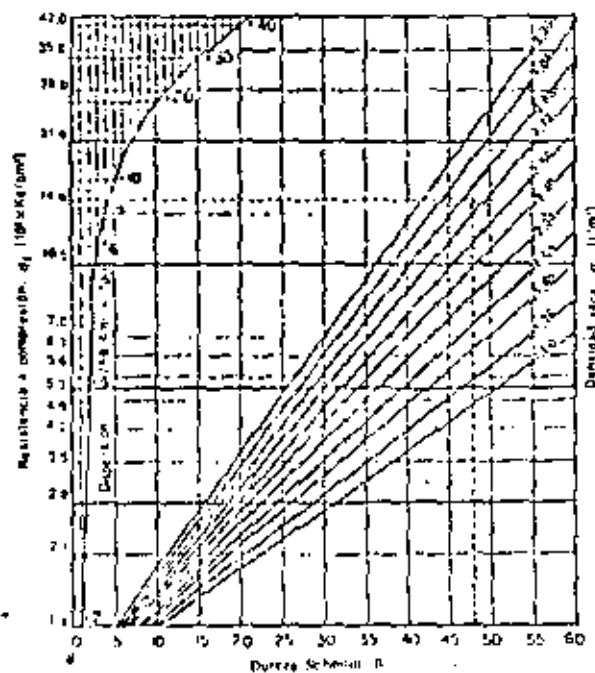


Figura 2.11 Diagrama de clasificación de las rocas basado en la dureza Schmidt⁴

Módulo E, de cable vertical
Límites de dispersión correspondientes a un intervalo de confianza del 75%

presión simple a partir de la dureza Schmidt y la densidad seca. Las líneas de trazos muestran que, para un gneis de Dworshak con una dureza Schmidt $R = 48$ y una densidad seca $\rho_s = 2.60 \text{ t/m}^3$, puede preverse una resistencia a compresión simple de 1.510 kg/cm^2 . La resistencia realmente medida fue de 1.650 kg/cm^2 .

Pueden ser necesarias otras medidas de dureza para estudiar las operaciones de ingeniería y construcción referentes a la perforación, excavación mecánica de túneles, etc. Los ensayos «microbra» y de abrasión propuestos por Miller⁴ han resultado bastante útiles a este fin.

2.2.5 Fluencia de la sal gema bajo cargas combinadas

La fluencia de las rocas constituye un tema que aún requiere considerable investigación. Algunas rocas, como los gabros, granitos, etc., muestran una deformación casi independiente del tiempo incluso sometidas a compresión simple. En otras rocas las deformaciones de fluencia pueden superar en mucho a las deformaciones elásticas instantáneas. Un ejemplo límite de cierto significado práctico es el de las excavaciones en sal gema y otras evaporitas.

Con objeto de estimar la magnitud y velocidad de cierre de las cavidades previstas en depósitos salinos es necesario determinar las propiedades de fluencia del material. Suponiendo un estado hidrostático de tensiones en la roca salina a profundidad, la distribución de tensiones en torno a una cavidad elástica es tal que la tensión radial es la tensión principal menor, si tanto la tensión principal intermedia como la máxima son iguales a la tensión orientada tangencialmente a la cavidad. Los movimientos radiales en función del tiempo dependen, por tanto, de las características de fluencia de la sal gema en tracción triaxial, es decir en ensayos donde $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Así pues, las características de fluencia bajo carga combinada son más interesantes para el proyecto que los ensayos de fluencia monoaxial que se suelen realizar en diversos materiales.

En la figura 2.13 se dan los resultados de cinco ensayos de fluencia realizados por tracción triaxial¹⁰. En cada curva se ha indicado el desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) con el que se ha realizado cada ensayo. La tabla 2.3 da los valores de las tensiones principales máxima y mínima, así como la temperatura ambiente en todos los ensayos. En las curvas de la figura 2.13 pueden verse las distintas partes de la curva clásica de fluencia: la parte elástica instantánea, la parte curva que representa la fluencia transitoria, la parte recta que indica la fluencia permanente, y la fluencia acelerada hasta rotura (sólo para desviadores de 204 y 220 kg/cm^2); las muestras sometidas a desviadores de 264 y 220 kg/cm^2 se rompieron 29 y 214 horas después de aplicar la carga. Las muestras sometidas a desviadores más pequeños mostraron una velocidad de

Tabla 2.3 Ensayos de fluencia en sal gema

Muestra	$(\sigma_1 - \sigma_3) (\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_1 (\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_3 (\text{kg/cm}^2)$	Temperatura (°C)
Ensayos de tracción triaxial				
1	70	140	70	23
2	105	175	70	23
3	175	210	35	23
4	220	240	20	23
5	261	270	9	23
Ensayos de compresión simple				
1	34	34	0	23
2	53	53	0	65
3	123	123	0	23
4	123	123	0	65
5	158	158	0	23
6	158	158	0	65
7	210	210	0	23
8	230	230	0	65

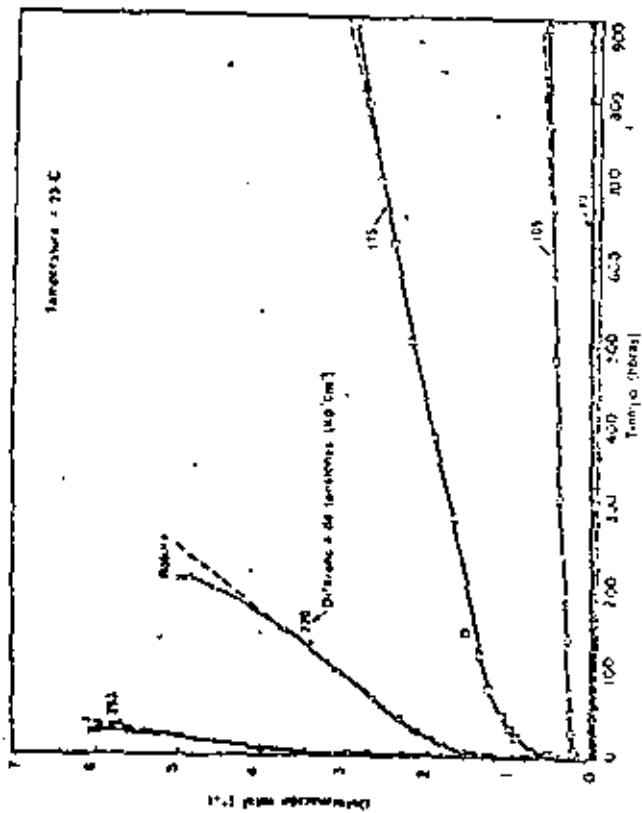


Figura 2.13 - Curvas de fluencia en tracción triaxial de la sal gema¹⁴

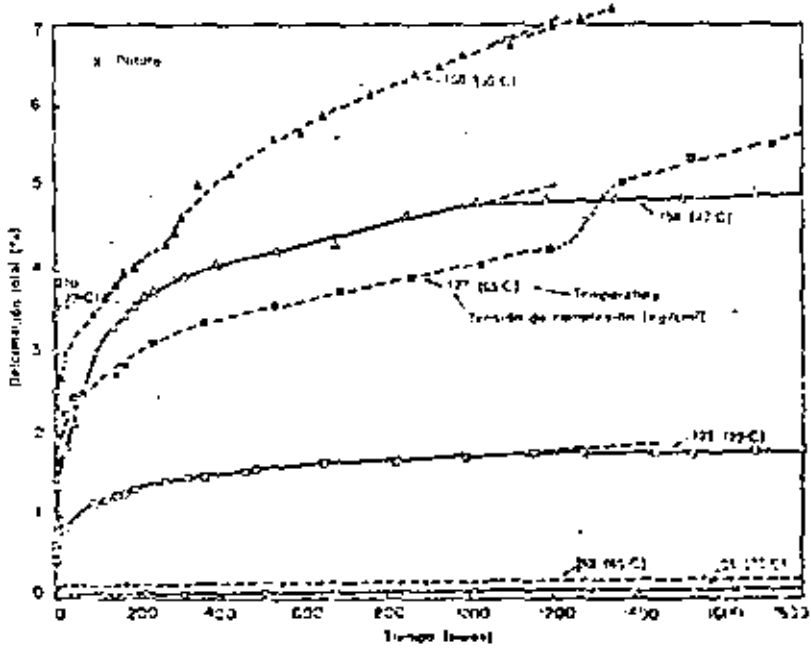


Figura 2.14 - Curvas de fluencia en compresión simple de la sal gema¹⁴

doble a la del ensayo a 23 °C y la velocidad de fluencia permanente es también mayor. Es evidente una tendencia similar, aunque en menor grado, para los ensayos realizados a 158 kg/cm².

Se comparan en la figura 2.15 las velocidades de fluencia permanente en ensayos de tracción simple y triaxial. Hasta una diferencia de tensiones de 162 kg/cm² existe poca diferencia en las velocidades de fluencia y por debajo de 70 kg/cm² la velocidad de fluencia es despreciable en ambos ensayos. Por encima de 162 kg/cm² existe una considerable divergencia en los resultados. La curva de tracción triaxial muestra una velocidad de fluencia gradual creciente hasta 183 kg/cm², continuando con un rápido incremento hasta y por encima de los 210 kg/cm². Los ensayos de compresión simple (a 23 y 65 °C) se confunden en una y tienden asintóticamente al valor de 210 kg/cm².

fluencia decreciente por encima de la fase de deformación permanente, indicando la aproximación a un estado de equilibrio. La velocidad de fluencia permanente fue mayor para los muestras cargadas con mayores diferencias de tensiones.

En la figura 2.16 se muestran las curvas de fluencia de 8 ensayos de compresión simple. Los símbolos en blanco representan ensayos realizados a 23 °C y los negros a 65 °C. Si se comparan las dos muestras cargadas a 123 kg/cm² se ve que, para la temperatura más alta, la deformación total es aproximadamente

Estos resultados muestran que las velocidades de fluencia en tracción triaxial son menores que las de compresión simple para la misma diferencia de tensiones. Por esta razón, el ensayo de fluencia por tracción simple es demasiado riguroso para su empleo en la previsión de los corrimientos de fluencia en cavidades subterráneas. La mejor ecuación para describir la deformación en los ensayos de fluencia por tracción triaxial es:

$$\epsilon_a = Kt^m \sigma^n \quad (2.7)$$

donde ϵ_a es la deformación axial de una probeta cilíndrica, σ es la diferencia de tensiones en kg/cm^2 , t es el tiempo en horas y K, m, n son constantes. Para la

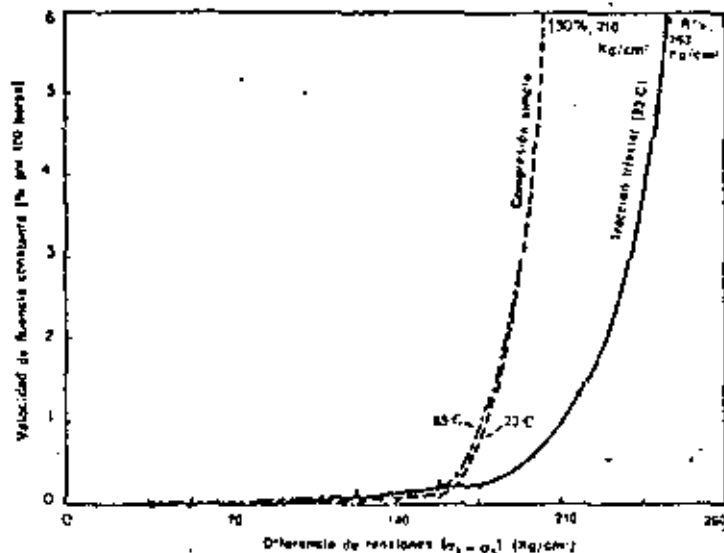


Figura 2.15 Velocidad de fluencia en función de la tensión para sal gema¹⁴

sal gema aquí ensayada se encontró un valor de K de 1.87×10^{-13} ; m , 0.36 y n , 2.98. La Ec. (2.7) puede emplearse para calcular las deformaciones de fluencia en cavidades subterráneas si ϵ_a se toma igual a la deformación radial ϵ_r .

2.3 Propiedades mecánicas de las rocas «in situ»

2.3.1 Módulo de deformación

Las variaciones de tensión impuestas por la construcción de obras de ingeniería hace que se defina un volumen de roca relativamente grande. La frecuencia y naturaleza de las discontinuidades geológicas dentro de la zona

¹⁴ Para σ expresada en lib/pulg² el valor de K es de 3.6×10^{-13} (N. del T.).

afectada constituyen factores importantes que determinan en gran parte la compresibilidad del macizo rocoso. El único método que puede emplearse para conseguir una estimación razonable del efecto de estas discontinuidades — así como del valor numérico del módulo de deformación — es un ensayo de carga a escala real. La zona cargada debe ser suficientemente grande para abarcar un volumen de roca que contenga discontinuidades suficientes para ser representativo del macizo rocoso. Los ensayos de carga con placa y los de presión en galerías se emplean para medir el módulo de deformación *in situ*. Estos ensayos se describen con detalle en el capítulo 5.

Los resultados de los ensayos de carga con placa y de presión en galería muestran que el módulo del macizo rocoso es siempre inferior al módulo elástico determinado a partir de testigos de roca. El módulo de elasticidad de los testigos intactados, sin embargo, proporciona un límite superior del módulo del macizo en el caso en que las diaclasas estén muy separadas y muy cerradas. Al aumentar el grado de diaclasado de la roca, el módulo de deformación del macizo se reduce a una pequeña fracción del módulo de elasticidad determinada a partir de muestras en laboratorio.

2.3.2 Factor de reducción del módulo determinado a partir de testigos en laboratorio

Los ensayos de laboratorio sobre muestras intactadas tomadas en la proximidad de ensayos de carga con placa o de cámaras de presión permiten al ingeniero calcular la relación entre el módulo de deformación medido en el terreno y el determinado en laboratorio con muestras intactadas. Esta relación es el *factor de reducción* que expresa la magnitud en que disminuye el módulo del macizo respecto al de la sustancia rocosa debido a la frecuencia y abertura de las diaclasas (calidad del macizo rocoso). Si se calcula este factor de reducción a partir de ensayos a escala natural realizados en varios puntos de una zona determinada donde la calidad del macizo sea diferente, el ingeniero puede conocer la forma en que el factor de reducción varía con la calidad de la roca. Aplicando esta interpretación podrá estimarse el módulo de deformación en otros puntos de la zona a partir del conocimiento de las propiedades de muestras intactadas, valorando la calidad del macizo rocoso. Este método puede ser muy útil cuando el número de ensayos *in situ* está muy limitado por razones económicas.

El paso más difícil en la aplicación de este método es el establecimiento de una medida cuantitativa de la «calidad del macizo rocoso» de forma que dos ingenieros al juzgar un mismo emplazamiento obtengan el mismo valor. Los métodos más prometedores para describir cuantitativamente este concepto son el índice de calidad (RQD) y la velocidad relativa, comentados en el capítulo 1.

2.3.3 Factor de reducción del módulo por métodos sísmicos

La velocidad sísmica se suele emplear para estimar el módulo del macizo rocoso *in situ*. La ventaja principal del método sísmico es que la medida se hace en el lugar requerido, estímulo afectado el impulso sísmico, en cierta extensión, por el número y características de las discontinuidades existentes. Así pues, una roca muy fracturada o meteorizada presentará una velocidad inferior a la de una roca sana. Sin embargo, el módulo calculado directamente

a partir de esta velocidad. E_{as} es siempre superior al módulo de deformación estático determinado por ensayos de placa o en cámara de presión ya que el impulso sísmico es de muy corta duración y, lo que es más importante, con un nivel de tensiones muy bajo, de forma que el fenómeno observado es totalmente elástico. La relación entre el módulo de deformación estático y el módulo sísmico suele disminuir normalmente cuando baja la calidad del macizo rocoso. Más adelante daremos una correlación entre ambas magnitudes, o factor de reducción, con una valoración numérica de la calidad de la roca de acuerdo con el RQD o la velocidad relativa (Cap. 1).

2.3.4 Empleo de los índices de calidad en un estudio determinado

Se ha hecho una comparación entre el índice de calidad (RQD) y el módulo de deformación con placa a partir de datos correspondientes a la presa de Dworshak. Esta presa está situada en un gneis granítico de elevada resistencia y calidad en las proximidades de Orofino, Idaho. El RQD permitió explicar las variaciones obtenidas en el módulo de deformación con los ensayos de placa y sirvió para estimar el módulo de deformación de la cimentación de la presa.

Se realizaron un total de 24 ensayos de placa en posición vertical u horizontal en galerías sin revestir abiertas en los estratos rocosos, bajo la dirección de Shannon y Wilson¹², del Corps of Engineers. Los ensayos se hicieron utilizando platos Freyssinet de 34 pulgadas de diámetro para transmitir una presión uniforme a la superficie rocosa. Se registraron tanto las deflexiones superficiales como las de extensómetros enterrados a profundidades de 0,30-0,60 y 3,40 m bajo la superficie. Se empleó la teoría elástica para determinar el módulo de deformación a partir de las curvas presión-desplazamiento correspondientes tanto a los medidores superficiales como a los enterrados. Se sacó un testigo de diámetro NX a una profundidad de 6 m en el punto de emplazamiento de cada ensayo. Se realizaron ensayos de compresión simple con muestras intactas tomadas del testigo, valorando la calidad de la roca en función del RQD. Las fracturas próximas a la superficie estaban mucho más cargadas y tenían un efecto mucho mayor sobre la deformación de la placa que las fracturas más profundas. Por tanto, con objeto de comparar el índice de calidad de la roca (RQD) con el correspondiente módulo de deformación del ensayo de placa fue necesario ponderar los valores RQD de acuerdo con la teoría de distribución de tensiones de Boussinesq bajo las placas. Los detalles del método se han descrito en la referencia 18.

En la figura 2.16 se han representado los módulos de deformación en función de los índices de calidad determinados en los puntos de ensayo con placa. Los módulos de deformación están referidos al módulo estático obtenido en laboratorio con las muestras extraídas en cada punto de ensayo. Las variaciones en la relación de módulos, E_{as}/E_{ps} , eran por tanto función de las discontinuidades del macizo rocoso y no dependían de las propiedades determinadas en las muestras intactas. El módulo de las muestras, E_{ps} , era aproximadamente de $6,3 \times 10^7$ kg/cm² y no variaba mucho de un punto a otro del lugar.)

Se deduce de la figura 2.16 que el módulo de deformación determinado a partir de las células enterradas era considerablemente superior al obtenido con las superficiales. La mayoría de los extensómetros enterrados tenían un índice de calidad (RQD) superior al 80% y una relación de módulos de deformación mayor de 0,50, mientras que la mayor parte de los medidores

superficiales tenían un índice de calidad inferior al 80% y una relación de módulos menor de 0,60.

Aunque el gneis granítico de Dworshak era de excelente calidad, se apreciaban las amplias variaciones que se producen en la determinación del módulo de deformación a partir de ensayos con placa. Hubiera sido bastante difícil estimar un módulo de deformación para la cimentación de la presa únicamente a partir de los resultados de estos ensayos, sin tener en cuenta el carácter de la roca y el sistema de fracturas en el lugar de ensayo. Los medidores superficiales resultaron muy influenciados por las fracturas próximas a la superficie, originadas por la excavación de las galerías. Por tanto, el módulo determinado a partir de estas células probablemente hubiera dado valores demasiado

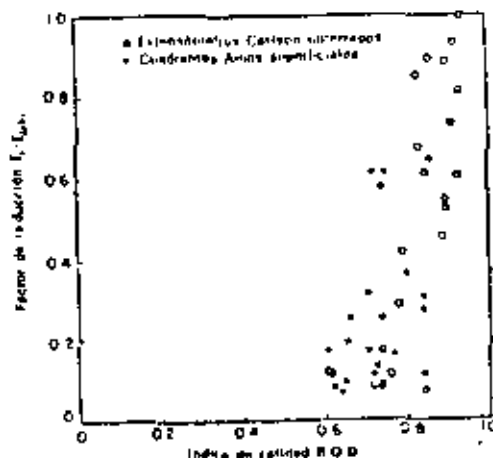


Figura 2.16 Variación del factor de reducción con la calidad de la roca en ensayos de carga con placa; presa de Dworshak¹²

bajos para aplicaciones a la cimentación de una presa que tenía una calidad general muy superior. La mejor estimación del módulo de la cimentación fue la obtenida a partir de los extensómetros enterrados. Los índices de calidad determinados a partir de ellos se correspondían de manera más adecuada con la calidad general de la cimentación. Entrando en el gráfico de la figura 2.16 con el RQD medido determinado a partir de los sondeos de reconocimiento realizados en el terreno de cimentación de la presa, puede obtenerse una estimación del módulo de deformación general de la cimentación.

2.3.5 Generalización de los resultados de los ensayos de deformación

Una interpretación general de los resultados de los ensayos utilizados para la determinación del módulo de deformación, que pueda emplearse eventualmente para relacionar los resultados obtenidos en diferentes lugares, requeriría el proceso descrito a continuación. Primeramente, deberían realizarse ensayos con placas o en cámaras de presión para determinar el módulo de deformación del macizo rocoso. En segundo lugar, habría que realizar

ensayos sísmicos en las proximidades de los ensayos anteriores. Por último conviene realizar sondeos directamente bajo la superficie cargada, de forma que se pudieran realizar ensayos de laboratorio para determinar el módulo elástico y la velocidad sísmica en muestras intactas. Una cuarta conclusión es la valoración cualitativa de la calidad de la roca (RQD) en la zona estudiada.

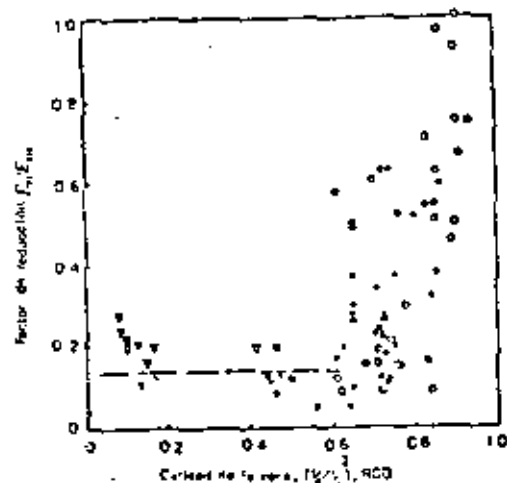
La disponibilidad de la anterior información en un emplazamiento o determinación permite calcular la relación entre el módulo de deformación observado, E_v , y el módulo sísmico, E_{sm} , o el módulo de laboratorio sobre muestras intactas, E_{lab} . Además, estas relaciones o factores de reducción pueden relacionarse con la variación de calidad de la roca. Se cree que gran parte de la variación y dispersión de los datos publicados en la literatura podría explicarse o definirse una tendencia consistente si se hubiera investigado la calidad de la roca en cada punto de ensayo. Esta hipótesis viene confirmada por los ensayos de la presa de Dvorzhak que mostraron una gran variación en los valores medidos del módulo de deformación. Sin embargo, se consiguió definir la tendencia de estos resultados al considerar la calidad de la roca (fig. 2.16).

Si los factores de reducción E_v/E_{lab} y E_v/E_{sm} son principalmente función de la calidad de la roca, se deduce la posibilidad de establecer una relación entre el factor de reducción y la calidad de la roca a partir de datos obtenidos en diferentes lugares o en una localización determinada (fig. 2.16). Se han recogido datos descritos en la literatura sobre ensayos de carga con placa y en galería de presión para diferentes casos que satisficen, en distinto grado, las cuatro condiciones antes expuestas. Un resumen de estos datos de ensayo aparece en la figura 2.17; el nombre de la obra y el lugar de publicación de los datos se indican en la misma figura. La conclusión es la relación entre el módulo de deformación obtenido en ensayos de carga con placa o en galerías de presión, E_v , y el módulo calculado por métodos sísmicos, E_{sm} . La abscisa es una medida de la calidad de la roca, expresada bien en función del RQD o del cuadrado de la velocidad relativa $(V_1/V_2)^2$. Los datos recogidos en esta figura muestran una tendencia bastante clara respecto al factor de reducción (E_v/E_{sm}) bajando muy bruscamente cuando la calidad de la roca desciende del 100 al 65%. Un mayor descenso en la calidad de la roca no viene acompañado por una mayor reducción en la relación de módulos. Los datos correspondientes a una calidad inferior al 65% sugieren que el factor de reducción apropiado debe estar comprendido entre 0,1 y 0,2. En general, la interpretación de los datos sobre módulos de deformación en la forma indicada en la figura 2.17 constituye un método muy prometedor para combinar datos de diferentes lugares y de diferentes puntos en un mismo emplazamiento. Sin embargo, se requieren más datos para corroborar la tendencia apreciada en dicha figura.

2.3.6 Resistencia al corte

El sistema de diaclasas, zonas milonitizadas y fallas de un macizo rocoso reduce la resistencia al corte efectiva a un valor muy inferior al de la sustancia rocosa, al menos en direcciones paralelas a esas discontinuidades. La resistencia al corte de una roca *in situ* resulta por tanto muy anisotrópica. Cuando las direcciones de carga son tales que las superficies potenciales de rotura deben atravesar las fracturas estructurales, la resistencia al corte será próxima a la de la sustancia rocosa. Cuando la dirección de carga sea paralela o subparalela a las singularidades estructurales, la resistencia al corte vendrá regida por la superficie de discontinuidad, siendo en general mucho menor.

Este último caso es el más crítico y es el que ha dado lugar a los roturas de Malpasset, Vaiont, Madison Canyon y otros lugares. Se está de acuerdo en general en que tal solentación es crítica, por lo que en los últimos años se ha dedicado un gran trabajo de investigación a las variables que rigen la resistencia al corte según las discontinuidades.



- N: Presa de Dvorzhak, ensayo de presión en galería (1), extensómetros enterrados¹¹
- : Presa de Dvorzhak, ensayo de presión en galería (1), extensómetros superficiales¹¹
- : Presa de Dvorzhak, ensayo de presión en galería (1), extensómetros enterrados¹¹
- ▲: Presa de Dvorzhak, ensayo de presión en galería (1), extensómetros superficiales¹¹
- : Presa de Dvorzhak, ensayos de placa, extensómetros superficiales¹¹
- : Presa de Dvorzhak, ensayos de placa, extensómetros enterrados¹¹
- : Presa de Latician, Irán¹²
- ▲: Presa de Kariba, presa 1 paramento meteorizado¹³
- ▼: Presa de Kariba, cuerdón muy deteriorado¹³
- : Zona de ensayos de Nevada, período de inicio¹⁴
- : Presa de Norton Point¹⁵
- : Presa de Annapuzha¹⁶
- : Rio Agri, Italia¹⁷
- : Presa de Koshiyuzi, ensayos de placa
- : Presa de Koshiyuzi, ensayo de presión en galería
- : El Novillo, México¹⁸
- : Unidera¹⁹
- : Presa de Vaiont, Italia, talud superior, ensayo de presión en galería²⁰

Figura 2.17. Variación del factor de reducción con la calidad de la roca¹¹

Observaciones de campo han mostrado que algunas características geológicas, como las zonas milonitizadas, las fallas y las vetas de material milonitizado, se han formado por desplazamientos tangenciales. Las irregularidades superficiales de la fractura o fracturas se han reducido en cierta extensión por efecto de los continuos desplazamientos. Cuanto mayor ha sido el desplazamiento inicial, más regular ha quedado la superficie y por tanto, menor será la resistencia al corte. Otros tipos de discontinuidades geológicas se han for-

mado por roturas de tracción. En tales casos, la superficie de rotura puede ser bastante irregular, ya que no se han producido desplazamientos tangenciales desde la formación de la fractura.

La figura 2.18 ilustra el primer caso donde la discontinuidad se debe a rotura por corte. En este proceso, la resistencia al corte a lo largo de la discontinuidad potencial alcanza un máximo para un pequeño desplazamiento, en el que

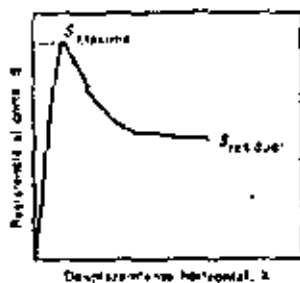


Figura 2.18 Resistencia al corte en función del desplazamiento (valores máximo y residual)¹⁸

se produce la fractura. La resistencia al corte disminuye gradualmente al continuar el desplazamiento. Por último, con grandes desplazamientos la resistencia al corte tiende asintóticamente a un valor mínimo que corresponde a la *resistencia residual*¹⁸⁻²¹.

En la figura 2.19 se muestran dos curvas de resistencia intrínseca trazadas a través de los valores máximo y mínimo de la resistencia al corte obtenida en muestras de roca bajo diferente carga normal N . La distancia vertical entre las dos curvas muestra la reducción de resistencia al corte bajo un desplazamiento continuo. Adviértase que la línea de resistencia residual no indica la existencia de cohesión y queda definida únicamente por el ángulo de resistencia residual al deslizamiento ϕ . Así pues, la resistencia al corte según una discontinuidad, para un valor dado de la carga normal, depende de la magnitud de

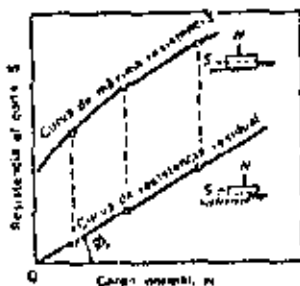


Figura 2.19 Curvas de resistencia intrínseca máxima y residual para diferentes contactos¹⁸

los desplazamientos relativos previos que se hayan producido entre las superficies rozadas.

El mecanismo de la resistencia al corte según superficies irregulares ha sido explicado por ensayos múltiples realizados por Patton²²⁻²⁴. Este autor llevó a cabo ensayos de corte directo según planos horizontales, con muestras de yeso conteniendo un cierto número de «dientes» irregulares, como se indica en la figura 2.20. Se ensayaron muestras idénticas con diferentes cargas normales, pudiendo obtenerse una curva de resistencia intrínseca máxima OAB a través de los puntos de máxima resistencia al corte. Continuando los desplazamientos después de la rotura inicial y registrando para cada muestra

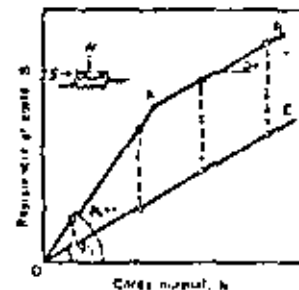


Figura 2.20 Curvas de resistencia intrínseca con superficies dentadas¹⁸

la resistencia al corte residual, se pudo dibujar la curva de resistencia intrínseca residual, línea OC, correspondiente a estos resultados. La línea OA se obtuvo para cargas normales bajas y se puede expresar por:

$$S = N \tan(\psi + \phi) \quad (2.8)$$

donde ψ es el ángulo que forman los dientes con la superficie de deslizamiento y ϕ es el ángulo de rozamiento por deslizamiento de una superficie plana sin pulir de yeso intacto. A efectos prácticos, ψ es aproximadamente igual a ϕ . Las roturas por corte correspondientes a la línea OA venían acompañadas por desplazamientos normales a la dirección de la fuerza tangencial. La línea AB se obtuvo con cargas normales mayores a las del caso en que la rotura se produjo por la base de los dientes, sin movimientos verticales de dilatación.

La distancia vertical entre las líneas OAB y OC indica la pérdida de resistencia al corte por desplazamiento. Puede verse que, aunque no haya cohesión, existe una contribución real de la resistencia «cohesiva» interna de los dientes para cualquier carga normal distinta de cero. Esta contribución alcanza un valor máximo cuando los dientes se rompen por su base y se mantiene constante para cargas normales elevadas. Para la curva OA, la cohesión movilizada es directamente proporcional a la carga normal. Para la curva AB, la cohesión es independiente de la carga normal. Las curvas de resistencia intrínseca máxima con dos pendientes diferentes, como OAB, pueden explicarse por dos modos de rotura diferentes.

20

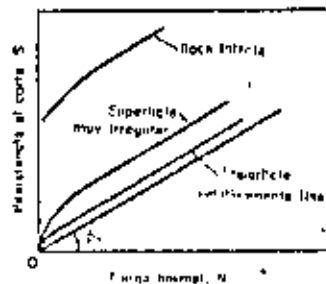


Figura 2.21 Posibles curvas de resistencia intrínseca de macizos rocosos¹⁴

La figura 2.21 muestra los tipos de curvas de resistencia intrínseca que pueden esperarse en macizos rocosos con la misma mineralogía y resistencia que la sustancia rocosa. La distancia vertical entre la curva de resistencia residual y la de resistencia máxima indica la resistencia correspondiente a las irregularidades naturales de la superficie de rotura para una carga normal dada.

La figura 2.22 muestra el diagrama de Mohr correspondiente a las resistencias al corte máximas obtenidas en muestras intactas, testigos de roca diaclasada y muestras serradas de monzonita cuarzosa¹⁵. Los resultados correspondientes a las superficies serradas muestran un ángulo de rozamiento que no varía dentro de las presiones utilizadas. Este ángulo es probablemente muy próximo a ϕ_0 para la monzonita cuarzosa. Con tensiones normales bajas (menores de 210 kg/cm²) la curva de resistencia intrínseca máxima para las

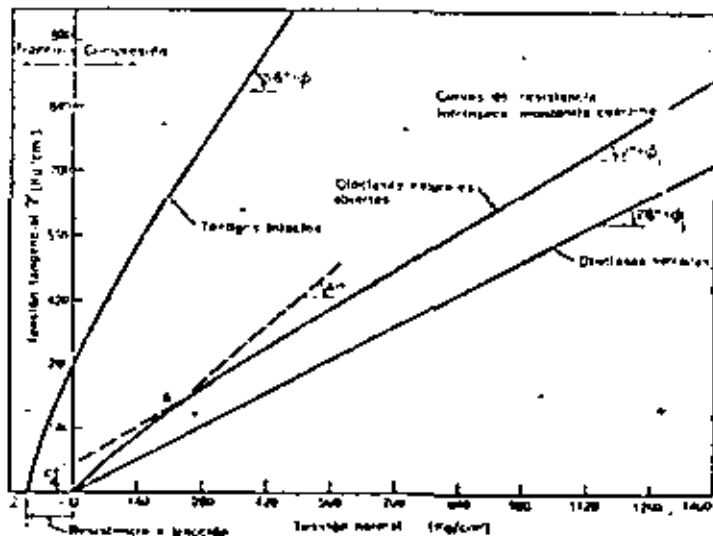


Figura 2.22 Resistencia de muestras intactas y diaclasadas de monzonita cuarzosa¹⁵

diaclasas naturales viene dada por la línea OA que corresponde a un ángulo de resistencia al corte aparente ($\phi_0 + \phi_1$) de 41°; así pues, las irregularidades parecen proporcionar un valor efectivo l de aproximadamente 13. Para tensiones normales superiores a 210 kg/cm², cambia la forma de rotura y probablemente algunas de las irregularidades de la superficie de las diaclasas resultan desgolladas. El diagrama de resistencia al corte para las diaclasas naturales a partir del punto A puede expresarse en la forma:

$$\tau = c_1 + \sigma \tan(\phi_1'), \quad (2.10)$$

donde c_1 , τ y σ tienen los significados indicados en la figura 2.22. Como puede verse, estos ensayos con rocas naturales diaclasadas mostraron casi el mismo comportamiento que los ensayos idealizados de Patton¹⁶.

Aunque la ecuación

$$\tau = \sigma \tan(\phi_0 + l) \quad (2.10)$$

sirve de base para interpretar los resultados de los ensayos de laboratorio o de campo con muestras diaclasadas, la aplicación práctica de este concepto

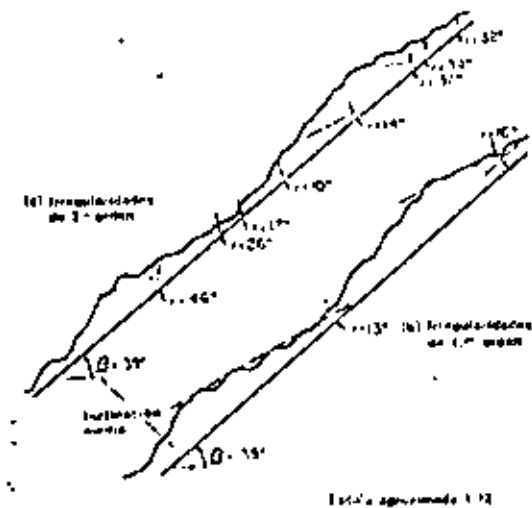


Figura 2.23 Ejemplo de una discontinuidad con irregularidades de 1.5° y 2.0° orden¹⁶

se apoya en la estimación *in situ* de l . La figura 2.23 muestra una superficie típica de diaclasa con valores de l de 14 a 46. Puede advertirse que las irregularidades con mayores valores de l son también las más fácilmente desgollables por tener la menor base. Por tanto, estas estrechas irregularidades son las más solicitadas bajo pequeños desplazamientos y, en cuanto algunas se rompen, la carga se transmite a las irregularidades más anchas y menos protuberantes. Por tanto, puede producirse en los taludes rocosos un mecanismo de rotura progresiva. Las medidas *in situ* realizadas por Patton¹⁶ indican que un valor de l de 16.15° es razonable para la componente de resistencia debida a las irregularidades de las discontinuidades *in situ*.

Referencias

1. W. F. Brace, «Brittle fracture of rocks», *State of Stress in the Earth's Crust* (Ed. W. R. Judd), Elsevier, Nueva York, 1964.
2. C. Fairhurst, «On the validity of the "Brazilian" test for brittle materials», *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 1, núm. 4, 535-546 (1964).
3. D. R. Reichenbach, «Correlations of force-displacement data with physical properties of rock for percussive drilling systems», *Proc. Symp. Rock Mech., 5th 1963*, Macmillan, Nueva York, págs. 33.
4. R. P. Miller, «Engineering classification and index properties for intact rocks», *Ph. D. Thesis*, Univ. Illinois, 1965.
5. J. P. McWhittam, «The role of microstructure in the physical properties of rocks», en *Testing Techniques for Rock Mechanics*, *Am. Soc. Testing Mater., Spec. Tech. Publ.*, 125-189 (1966).
6. L. Olcott y W. I. Duvall, *Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock*, Wiley, Nueva York, 1962.
7. S. Scroboncelli y G. D. Bozzer, «The effects of strain rate and temperature on the behavior of rocks subjected to triaxial compressions», *Proc. Symp. Rock Mech., 4th, Bull. Mineral Ind. Expt. Sta., Penn. State Univ.*, núm. 76 (1961).
8. H. Busch, «Researches toward a general flexural theory for structural concrete», *J. Am. Concrete Inst.*, 32, núm. 1, 1-28 (1960).
9. R. G. Woerker, «Influence of stress rate and other factors on strength and elastic properties of rocks», *Quart. Colo. School Miner.*, 54, núm. 3, J (1959).
10. D. Walstein, «Effect of straining rate on the compressive strength and elastic properties of concrete», *J. Am. Concrete Inst.*, 24, núm. 8, 729 (1953).
11. L. Olcott, S. L. Winkler y W. I. Duvall, «Standardized tests for determining the physical constants of mine rocks», *U. S. Bur. Mines, Rept. Invest.*, 3891 (1956).
12. U. S. Bur. Reclamation, «Triaxial compression tests of soft rock cores for the U. S. At. Energy Comm., Project Dribble Concrete and Structural Br., Lab. Rept. núm. C-1043, Denver, Colo., 1962.
13. U. S. Corps Engrs., «Tests for strength characteristics of a schistose gneiss», MRD Lab. núm. 64926, U. S. Army Corps Engrs., Mo. River Div. Lab., Omaha, Nebraska, 1965.
14. J. Handin, H. G. Hignley y J. K. Maguire, «Effects of the intermediate principal stress on the failure of limestone, dolomite, and glass at different temperatures and strain rates», *J. Geophys. Res.*, 72, núm. 2, 641-642 (1967).
15. P. Kraatz, «Rockwell hardness as an index property of rocks», *M. S. Thesis*, Univ. Illinois, 1964.
16. U. S. Army W. E. S., «Dricket dribble, petrographic examination and physical tests of cures, Tatum Salt Dome, Mississippi, Tech. Rept. núm. 6-614, U. S. Army Waterways Expt. Sta., Vicksburg, Mississippi, 1963.
17. Shannon y Wilson, Inc., Report on *in situ* rock tests, Damsiak Dam site, for U. S. Army Engineer District, Walla Walla, Corps Engrs., Seattle, Washington, 1961.
18. D. H. Daxre, A. J. Hendron, Jr., F. D. Patton y E. J. Cording, «Design of surface and near-surface construction in rocks», *Symp. Rock Mech., 6th, Alameda, 1966 (AIME)*, 1967.
19. R. G. T. Lane, «Rock foundations: Diagnosis of mechanical properties and treatments», *Intern. Congr. Large Dams, 5th, Edinburgh, 1964*, 1, R. 5.
20. W. R. Judd, «Some rock mechanics problems in correlation: laboratory results with prototype fractures», *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 2, núm. 2 (1965).
21. U. S. Bur. Reclamation, «Morrow Point Dam and powerplant foundation investigations», Water Resources Tech. Publ., Denver, Colo., 1965.
22. L. O. Rice, «In-situ testing of foundation and abutment rock for dams», *Intern. Congr. Large Dams, 5th, Edinburgh, 1964*, 1, R. 3.
23. K. Kawabuchi, «A study of strain characteristics of a rock foundation», *Intern. Congr. Large Dams, 5th, Edinburgh, 1964*, 1, R. 11.
24. C. Lotti y M. Beaumont, «Execution and controls of consolidation works carried out in the foundation rock of an arch gravity dam», *Intern. Congr. Large Dams, 5th, Edinburgh, 1964*, 1, R. 37.
25. D. H. Deere, comunicación privada.
26. T. E. Onsderra, «Dynamic investigation of foundation rocks *in situ*», *Proc. Symp. Rock Mech., 5th, Minnesota, 1963*, Pergamon, Nueva York, págs. 517-533.
27. H. Läck, «Evaluation of elasticity moduli of dam foundation rock determined seismically in comparison of those arrived at statically», *Intern. Congr. Large Dams, 5th, Edinburgh, 1964*, 1, R. 45.
28. C. Jaeger, «Rock mechanics for dam foundations», *Intern. Congr. Large Dams, 5th, Edinburgh, 1964*, Suppl., 3-19.
29. W. C. Maier, «Shear failure of rock under compression», *Soc. Petrol. Engrs. J.*, 5, núm. 2, 167-176 (1965).
30. F. D. Patton, «Multiple modes of shear failure in rocks», *Proc. Intern. Congr. Rock Mech., 1st, Lisbon, 1966*, 1, 509-514.
31. F. D. Patton, «Multiple modes of shear failure in rock and related materials», *Ph. D. Thesis*, Univ. Illinois, 1966.
32. U. S. Corps Engrs., «Strengthening of rock against shock effects, Piedriver Project», MRD Lab. núm. 64900, U. S. Army Corps Engrs., Mo. River Div. Lab., Omaha, Nebraska, 1964.

Consideraciones geológicas*

D. W. Deere

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 [Deere 1].

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, aun 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 W. 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, U. S. A.

† 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 minera, el método de proyecto supone la selección de un anteproyecto y la predicción del comportamiento esperado. Se emplean las mismas 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 malterada ensayada en laboratorio pueden ser muy diferentes de las propiedades del macizo rocoso del que se ha extraído la muestra. El reconocimiento de esto 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 diaclasas², 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 barrenos 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 reconocible, por ejemplo, caliza volcánica, pizarra bituminosa, granito, clorita, biotita, esquistos, etc. Los nombres y la clasificación son geológicos. Los técnicos en Mecánica de Rocas han reconocido frecuentemente la inadecuación 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 un

² Para evitar hechos traducidos, en todo el texto, *fallas* por diaclasas, aunque tal establezca diferencias entre éstas, las litoclasas y algunos otros tipos de discontinuidades fracturas (N. del T.).

prima de Coates para cualquier tipo de roca donde pueda comprenderse el valor de una cierta propiedad mecánica. Para algunas propiedades mecánicas y para algunos tipos de rocas este intervalo de variación puede ser desafortunadamente grande; para otras bastante más pequeños. Por ejemplo, la resistencia a compresión simple de una caliza puede variar de 350 a 2.500 kg/cm²; sin embargo, para la sal gema la variación es solamente de 200 a 350 kg/cm², 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, fibrosidad 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 profundos, que presentan una estructura fibrosa 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 dolomitas, 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 talcquistito tienen superficies de exfoliación bien desarrolladas y se componen de minerales de estructura fibrosa 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, torres y fisuras agrandadas por la disolución. En otro caso, la presencia de una cavidad de lava basáltica puede indicar la posible presencia de un diqueado 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 valiosa 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.

Se entiende por roca intacta aquella de la cual pueden tomarse muestras para su ensayo en laboratorio, sin presentando características estructurales de gran escala, como dolinas, plenos, de estratificación, fracturas y zonas milonitizadas. Coates¹ ha empleado el término *intacta rock*. Coates¹, Coates y Parsons² y Miller³ han realizado un trabajo acerca de la clasificación de la roca intacta a partir de las propiedades mecánicas determinadas en laboratorio. Deere y Miller⁴ 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 intacta¹

I. Basada en la resistencia (σ_c)		
Clase	Descripción	Resistencia a compresión simple (kg/cm ²)
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/cm² ya que éste constituye el límite superior de resistencia de las rocas más comunes.

Tabla 1.2. Clasificación¹ de la roca intacta⁴

II. Basada en el módulo relativo (E_r/σ_c)		
Clase	Descripción	Módulo relativo ²
H	Elevado módulo relativo	> 500
M	Módulo relativo medio	200-500
L	Módulo relativo bajo	< 200

* Las rocas se clasifican según su resistencia y módulo relativo en AM, BM, BM, CM, etc.

¹ Módulo relativo = E_r/σ_c .

siendo E_r = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura, σ_c = resistencia a compresión simple.

* Así, últimamente se tiende a escribir *axis* cuando preferido conservar la grafía tradicional (*ax*, del T.).

Uniformemente unos pocos tipos de rocas entran en la categoría A, la cuarcita, la diorita y los basaltos densos, entre ellos. La categoría B, 1.120-2.250 kg/cm², 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 dolomitas. En la categoría C, rocas de resistencia media en el intervalo 560-1.120 kg/cm², se encuentran muchas pizarras arcillosas, areniscas y

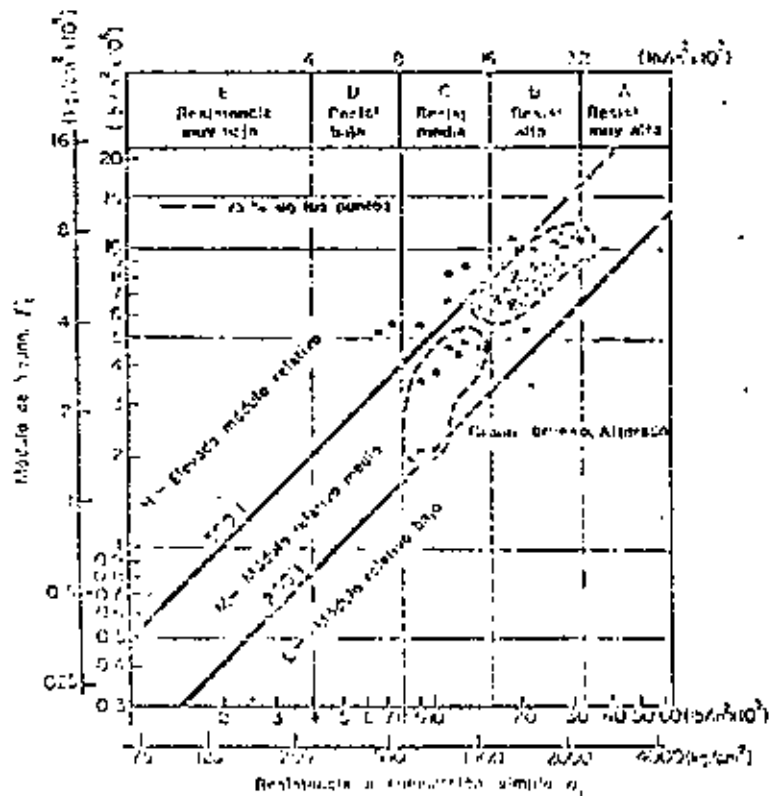


Figura 1.1. Clasificación de rocas ígneas de la familia del granito (50 muestras, 16 emplazamientos, varios investigadores)*

E_c = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura. La roca se clasifica como AM, III, III, etc.

calizas porosas, las variedades más esquistosas 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 frágil, 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_c). Sin embargo, en lugar de emplear el módulo propiamente dicho,

se utilizó 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-

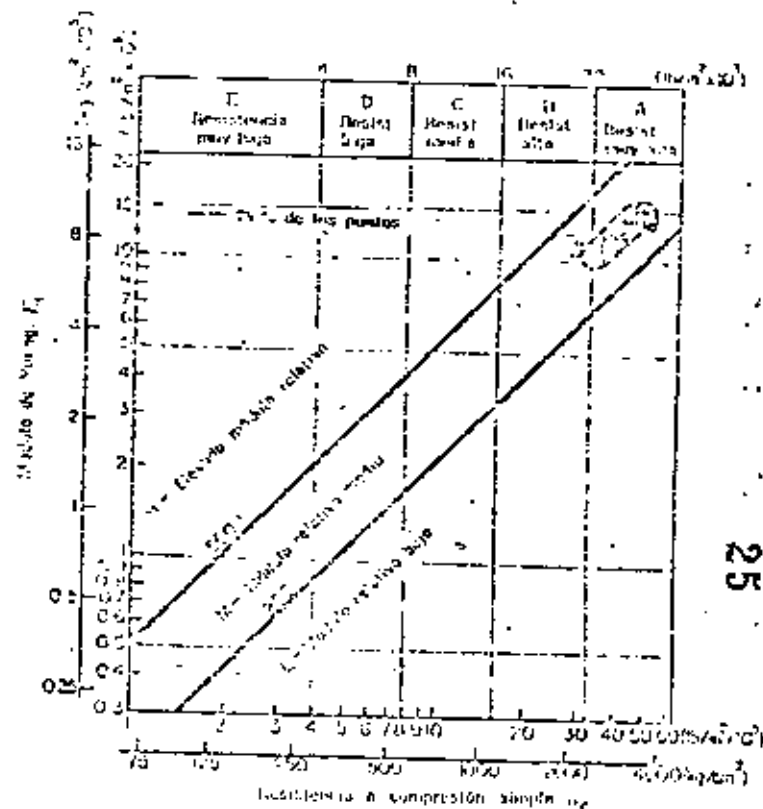


Figura 1.2. Clasificación de rocas ígneas-Diábasos (26 muestras, 8 emplazamientos, varios investigadores)*
 E_c = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura. La roca se clasifica como AM, III, III, etc.

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 300:1 y una línea inferior correspondiente a un módulo de 200:1. Esta zona se denomina con la letra M, o zona de módulo relativo *media*. 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 50 muestras de granito corres-

* Traducción arbitraria que representamos 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

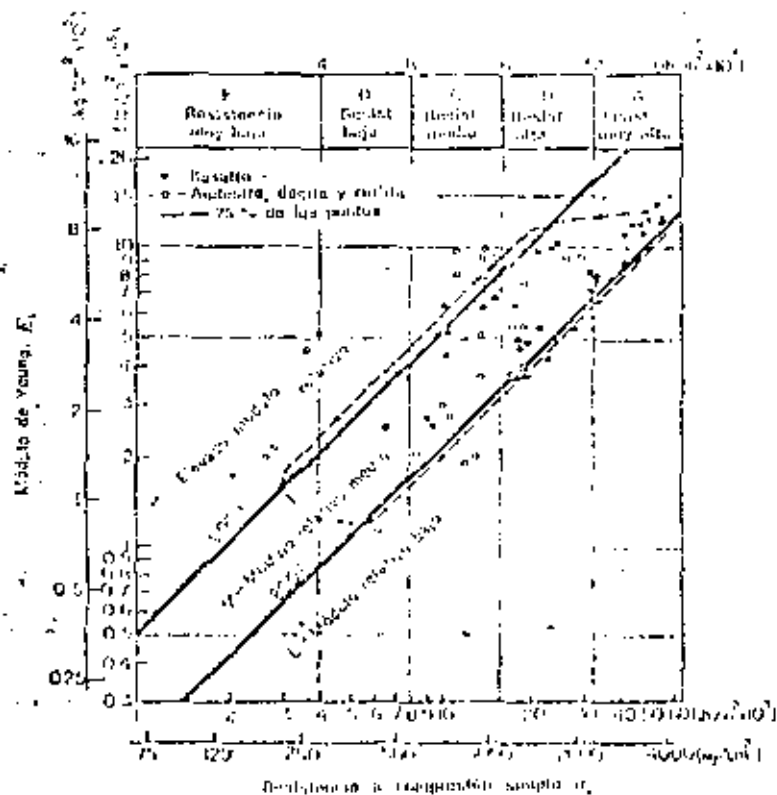


Figura 1.3. Clasificación de rocas ígneas-Basalto y otras rocas volcánicas (70 muestras, 20 emplazamientos, varios investigadores).
 E_1 = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como AM, BI, BII, etc.

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

puede deberse a un particular estructura (compacta) y mineralogía (calcita y dolomita). Los diagramas correspondientes a la arenisca y pizarra se indican en la figura 1.5 apareciendo algunos por su extrema debilidad debido a que diversas probetas se rompieron con presiones inferiores a 75 kg/cm². 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

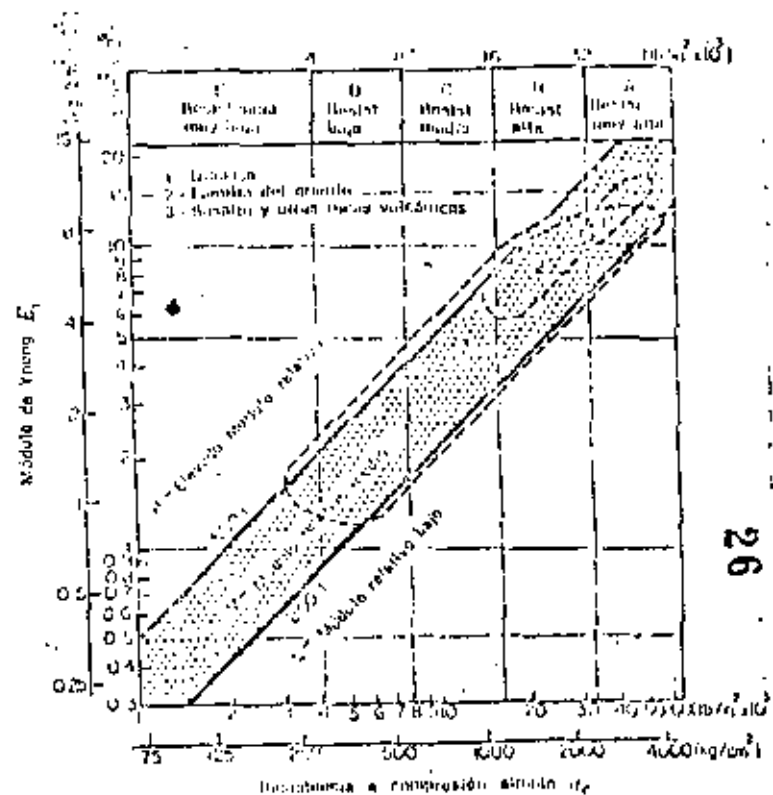


Figura 1.4. Clasificación de rocas ígneas-Resumen de rocas ígneas (170 muestras, 75% de los puntos).

E_1 = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como AM, BI, BII, 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 efecto 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 dolomita y las basaltos densos. Los gnéis 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

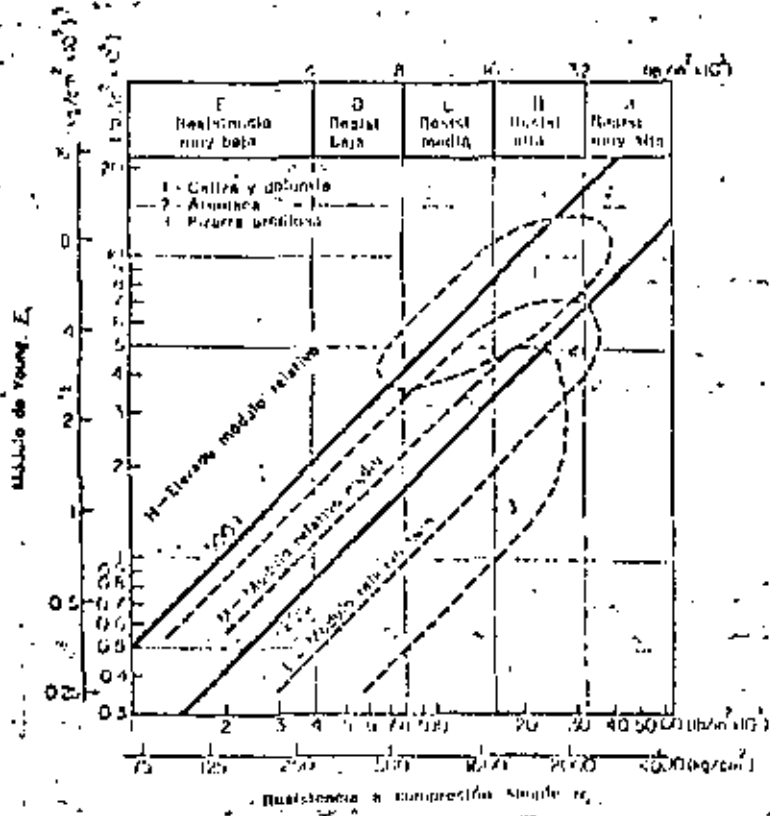


Figura 1.5 Clasificación de rocas intactas-Resumen de rocas sedimentarias (19) muestras, 73% de los puntos.
 E_1 = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como AM, BH, H, etc.

la esquistosidad. Muchas 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° o superior) entre el plano de esquistosidad y la horizontal (testigos ensayados con el eje en posición vertical). El elevado módulo relativo 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 hazamiento. Por otro lado, la envolvente de las muestras con un pequeño ángulo de esquistosidad (45° 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

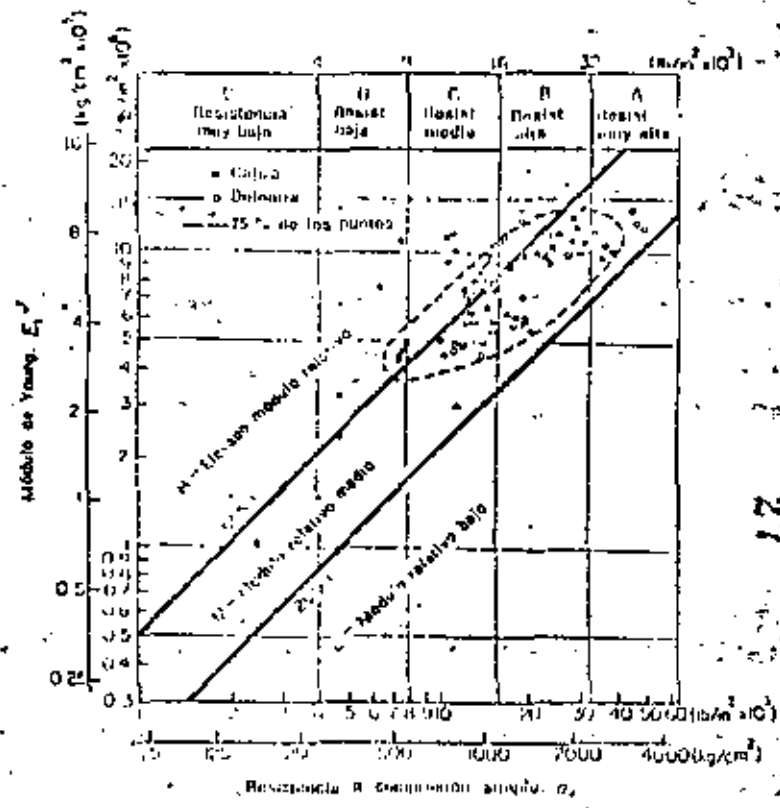


Figura 1.6 Clasificación de rocas intactas-Caliza y dolomita (27 muestras, 22 en Llanuzmo, varios investigadores).
 E_1 = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como AM, BH, H, etc.

mármol (fig. 1.7) corresponde a un pequeño número de muestras y, aunque 13 de las 22 muestras ensayadas quebraron 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 dolomitas que contienen los mismos minerales.

En el diagrama resumen de las rocas metamórficas es significativo que la envolvente de los gnéis 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 gnéis 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

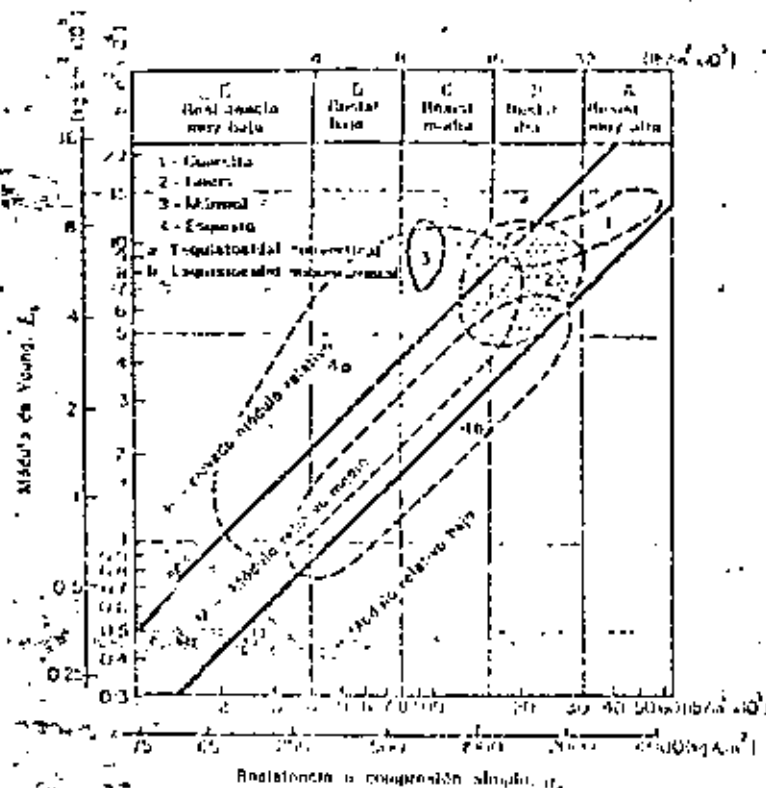


Figura 1.7. Clasificación de rocas ígneas—Resumen de rocas metamórficas (157 muestras, 75 % de los puntos)

E_c = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.
La roca se clasifica como AM; III, III, 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 (RH); granito fino, densa, uniforme.

1.4 Características estructurales de las masas rocosas

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 *pulido*, *liso* o *rugoso* 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 los medidos, 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); 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; el otro parte de la fotografía, bien por medio de la televisión o en película en color. 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-

niento, y 2) como diagramas estadísticos señalando las frecuencias relativas de las discontinuidades de diferentes orientaciones encontradas en el lugar. Ambos sistemas tienen sus ventajas y también sus limitaciones.

El primer tipo de representación es preferible para un empleo general. Permite dibujar secciones transversales de cualquier zona espacialmente crítica de una obra, como un estribo, un desmonte escarpado o las paredes de una gran excavación subterránea, permitiendo ver inmediatamente cualquier discontinuidad orientada peligrosamente. La ausencia de una estructura geológica de orientación crítica en tales secciones no significa necesariamente que no pueda existir; únicamente quiere decir que no fue advertida en el programa de reconocimiento. Deben examinarse los datos de las zonas circundantes para ver si, estadísticamente, puede tener alguna probabilidad de presentarse una discontinuidad crítica.

La situación real de las similitudes puede representarse en un plano: para los pozos y galerías de reconocimiento se reconocen las secciones desarrolladas. La orientación se suele representar mediante un símbolo apropiado de dirección y buzamiento. El diagrama cuadrado de Müller constituye también una forma gráfica excelente para representar los datos.

Los diagramas estadísticos pueden ser de diversas tipos. Los dos más comunes son la rosca de diéclasis¹⁰ y la proyección estereográfica^{11,12,13}. La ventaja del diagrama estadístico es que permite reunir un gran número de observaciones dispersas en torno a un origen único, componiendo una figura de la que se pueden sacar conclusiones¹⁴. El diagrama estadístico es útil para obtener una indicación sobre las condiciones «medias». En algunos casos puede servir para definir las direcciones de excavación, etc., haciendo mínimos los problemas de estabilidad. Debe señalarse una vez más, sin embargo, que el factor más importante en un determinado emplazamiento suele no ser el estado «medio», sino la presencia de una estructura geológica de orientación crítica como una zona minorizada, una falla o una diéclisis principal.

1.5 Clasificación de las rocas *in situ* para obras de ingeniería

Además de la representación gráfica o estadística de las discontinuidades geológicas conviene disponer de alguna forma de clasificación que permita la caracterización del macizo rocoso. El objeto de esta clasificación es facilitar la comunicación entre los geólogos, técnicos de Mecánica de Rocas, ingenieros proyectistas y contratistas. Para unificar la terminología en la descripción de las diéclisis, Déere¹⁵ ha hecho la propuesta que figura en la tabla 1.3.

Tabla 1.3. Terminología descriptiva para la separación entre diéclisis¹⁵

Término descriptivo	Separación entre diéclisis
Muy juntas	Menor de 5 cm
Próximas	5 cm-30 cm
Bastante próximas	30 cm-1 m
Separadas	1 m-3 m
Muy separadas	Mayor de 3 m

A continuación se describen dos métodos generales para determinar la calidad de la roca en un determinado emplazamiento a partir del porcentaje de fracturas y del grado de alteración. En un método, la clasificación se basa en el testigo recuperado de un sondeo. En el otro se emplea la velocidad sísmica.

1.5.1 Índice de calidad de las rocas, RQD*

El índice de calidad (RQD) se basa en la recuperación modificada de testigo, que a su vez depende indirectamente del número de fracturas y del grado de debilitamiento o alteración del macizo rocoso, según se puede observar por los testigos extraídos de un sondeo. En lugar de contar las fracturas, se obtiene una medida indirecta sumando la longitud total de testigo pero considerando únicamente aquellos trozos de testigo de longitud igual o superior a 10 cm, en estado sano y compacto.

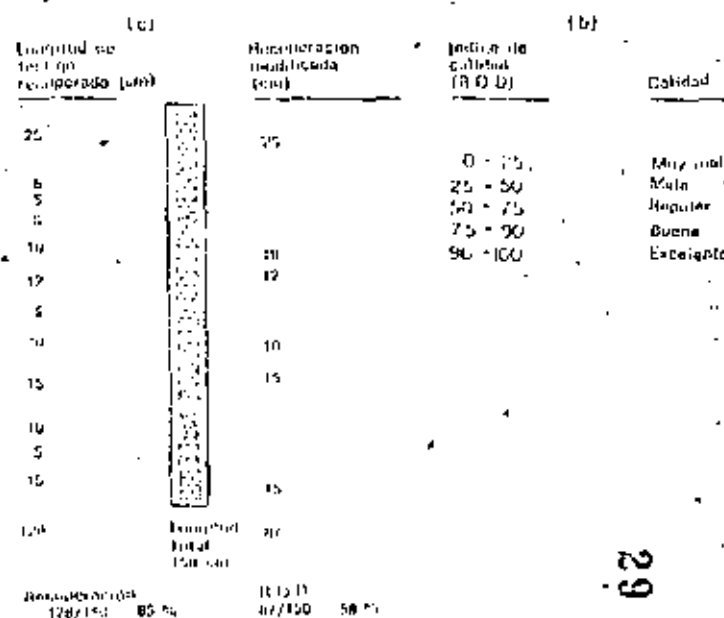


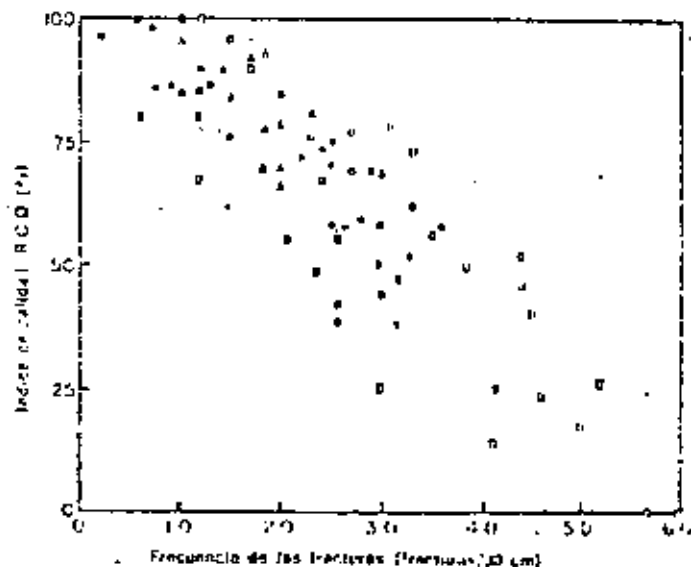
Figura 1.8 La recuperación modificada de testigo como índice de calidad de una roca.

En la figura 1.8 se muestra un ejemplo correspondiente a un sondeo de 150 cm. En este caso particular la recuperación total de testigo fue de 128 cm, con un porcentaje de testigo recuperado del 85 %. Con la modificación, sólo se tienen en cuenta 87 cm, siendo el RQD del 58 %. Se ha visto que el RQD es un índice más sensible y consistente de la calidad general de una roca que el porcentaje de recuperación total.

Si el testigo se ha roto por el manejo o por el proceso de perforación (por ejemplo, cuando se aprecian superficies de fractura recientes y regulares en lugar de diéclisis naturales), se juntan los trozos partidos y se cuentan

* Rock Quality Designation.

como una γ única, siempre que alcancen la longitud requerida de 10 cm. Es necesario, sin embargo, tener en cuenta el criterio en el caso de las rocas sedimentarias o rocas metamórficas estratificadas, no siendo tan exacto el método en estos casos como en las rocas ígneas, calizas en estratificación gruesa, areniscas, etc. Sin embargo, el método se ha aplicado con éxito incluso en pizarras, aunque era necesario medir los testigos inmediatamente después de extraerlos del sondeo y antes de que comenzara el desmenuzamiento y disgregación al aire.



Granito del hospital Clinax

- (O) Pared de túnel perpendicular a las diaclasas
- (A) Pared de túnel paralela a las diaclasas
- (I) Testigo NX

Testigo NX

- (●) Pared de Dvorshak, gneis granítico
- (Δ) Basalto de Fort Dry
- (□) Alegría de Holsensack

Figura 1.9 Correlación entre los índices de calidad de las rocas: frecuencia de las fracturas y RQD

Evidentemente este método es muy rígido para la roca cuando la recuperación es escasa, si bien una escasa recuperación suele indicar una pobre calidad de la roca. Pero esto no siempre es cierto, sin embargo, ya que un equipo de perforación o una técnica deficientes pueden también dar lugar a una recuperación escasa. Por esta razón, se requiere una batería de sondeos de doble tubo de diámetro mínimo NX (54 mm), siendo fundamental una adecuada vigilancia de la perforación.

Por simple que parezca el procedimiento, se ha encontrado que existe una correlación bastante buena entre los valores numéricos del RQD y la calidad general de la roca a efectos prácticos de ingeniería. Esta correlación se da en la figura 1.8 y en la tabla 1.4.

El RQD está siendo utilizado por diversas oficinas de proyectos, consultores en ingeniería y contratistas en los Estados Unidos para estimar la calidad de las rocas *in situ* y las variaciones en un mismo sondeo o de un sondeo a otro en una zona.

Tabla 1.4 Relaciones entre el RQD y la calidad de la roca

Índice de calidad (RQD) (%)	Calidad
0-25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Regular
75-90	Buena
90-100	Excelente

Algunos ingenieros prefieren emplear la frecuencia de las fracturas (por ejemplo, las discontinuidades naturales expresadas en fracturas por metro) como medida de la calidad de la roca. En la figura 1.9 se ve que existe una buena correlación entre la frecuencia de las fracturas y el RQD.

1.52 Velocidad relativa

El efecto de las discontinuidades del macizo rocoso puede estimarse comparando la velocidad *in situ* de ondas de compresión con la velocidad sónica determinada en laboratorio para un testigo inalterado extraído de la misma roca, como se indica en la figura 1.10. La diferencia entre ambas velocidades se debe a las discontinuidades estructurales que existen en el terreno. Ouedera¹⁴ fue el primero en proponer como criterio de calidad el cociente de velocidades o velocidad relativa (V_1/V_2), donde V_1 y V_2 son las velocidades de la onda de compresión para el macizo rocoso *in situ* y para el testigo inalterado respectivamente. Para una roca masiva de excelente calidad, con sólo unas pocas diaclasas cerradas, la velocidad relativa debe ser próxima a la unidad. Al aumentar el grado de diaclados y fracturación, la velocidad relativa disminuye a valores inferiores a la unidad.

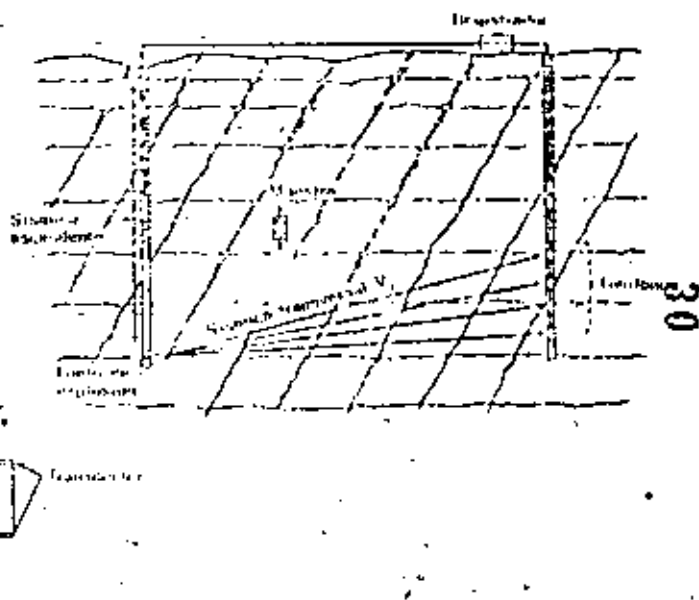
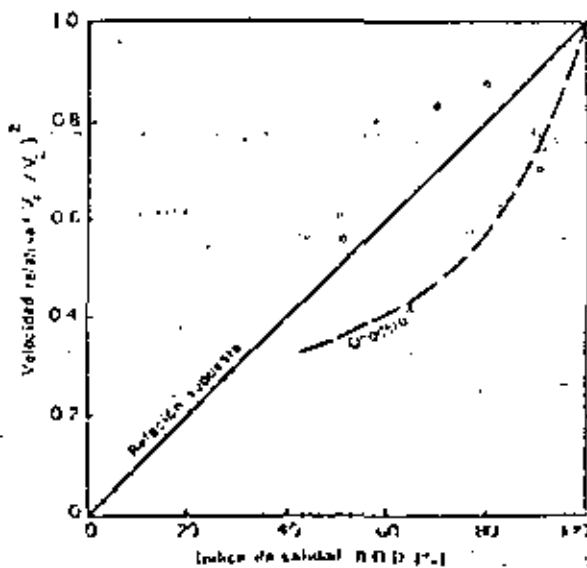


Figura 1.10 La velocidad relativa (V_1/V_2) como índice de la calidad

La calidad de una muestra se determina en laboratorio con un testigo sometido a una tensión axial igual a la sobrecarga de peso propio calculada para la profundidad a la que se tomó la muestra, y con una humedad equivalente a la supuesta para la roca *in situ* (es decir, seca o saturada). Preferentemente la velocidad sísmica en el terreno debe determinarse por la velocidad ascendente en un sondeo o la transversal entre sondens o galerías de reconocimiento próximas, ya que con estas medidas se pueden reconocer zonas particulares homogéneas con más precisión que con la sísmica de refracción superficial.



□ Esquistos de Manhattan-6 tonelés
 △ Toba de Rinier Mesa-miembra de tres emplazamientos
 ▽ Alcorno de Hackensack

Figura 1.11 Correlación entre la velocidad relativa y el índice de calidad (RQD) 11

En la figura 1.11 se muestra una correlación entre el cuadrado de la velocidad relativa (V_p/V_s) y el RQD. De los limitados datos recogidos se deduce que el cuadrado de la velocidad relativa puede utilizarse de forma equivalente al RQD en estudios de ingeniería. Sin embargo, se requiere un mayor número de datos para ampliar el conocimiento de la relación existente entre ambos índices de calidad. Se verá en los capítulos 2 y 7 que estas descripciones de la calidad de los macizos rocosos pueden relacionarse con las propiedades mecánicas *in situ*.

1.6. Estado tensional *in situ*

El estado de tensiones natural que existe en un punto en el interior de un macizo rocoso es función de todos los procesos geológicos anteriores que han actuado sobre éste. Por supuesto, es imposible conocer con un cierto grado de

precisión tanto los acontecimientos ocurridos, como la evolución de la historia geológica completa, no sería posible determinar el estado tensional por ignorar las propiedades características del material bajo estudio, como la larga duración y el mecanismo real de deformación por efecto de la adhesión, erosión, etc.

No existe la menor justificación para suponer que la tensión horizontal, a una cierta profundidad bajo una superficie horizontal, está relacionada con la sobrecarga de peso propio, de acuerdo con la teoría elástica, por el factor $\nu/(1-\nu)$ donde ν es el módulo de Poisson. Cualquier fenómeno geológico ha podido hacer que la tensión horizontal difiera significativamente de este valor. Por ejemplo, en una zona de hundimiento regional activo, el centro de la misma habrá sufrido deformaciones de compresión, mientras que la periferia habrá estado sometida a tracciones. Evidentemente, las tensiones horizontales en el centro serán muy superiores a las de los bordes. Análogamente, los movimientos tectónicos profundos que producen plegamientos, formación de montañas, fallas de gravedad y empuje, darán lugar a ciertos estados tensionales, características estructurales y condiciones de contorno que diferirán grandemente de las consideradas por la teoría elástica. Además, la fluencia, la relajación y la reducción de tensiones por erosión o meteorización originan tales modificaciones del estado tensional que localmente habrá grandes diferencias respecto a las tensiones inducidas inicialmente.

Como conclusión, es evidente que las tensiones *in situ* no pueden determinarse a partir de la geología de la zona ni, en el estado actual de conocimientos, mediante cálculos con las ecuaciones de la mecánica. El único método práctico para obtener una estimación del estado tensional consiste en mediciones en el propio terreno, un tema que se discutirá en los capítulos 5 y 6.

Referencias

1. D. F. Coates, «Classification of rocks for rock mechanics», *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 1, 421-429 (1961).
2. D. F. Coates y R. D. Parsons, «Experimental criteria for classification of rock substances», *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 3, 181-189 (1966).
3. R. P. Miller, «Engineering classification and index properties for intact rock», *Ph. D. Thesis, Univ. Illinois*, 1965.
4. D. G. Deere y R. P. Miller, «Engineering classification and index properties for intact rock», Tech. Rept. No. AFWL-TR-65-116, Air Force Weapons Lab., Kirtland Air Force Base, Nuevo México, 1966.
5. D. G. Deere, «Technical description of rock cores for engineering purposes», *Rock Mech. Eng. Geol.*, 1, 18-22 (1963).
6. R. D. Fetzaght, «Sources of error in joint surveys», *Geotechnique*, 15, 287-304 (1965).
7. D. S. Rowley, C. A. Burk y T. Manuel, *Oriental Cove*, Christensen Diamond Products Co., Salt Lake City, Utah.
8. L. Müller, *Der Feldbau*, Ferdinand Pöck, Stuttgart, 1963.
9. E. B. Howell y R. H. Nesbit, «The NX-borehole camera», *Trans. AIME*, 194, 805-808 (1954).
10. K. John, «An approach to rock mechanics», *Proc. Am. Soc. Civil Engrs.*, 68, 1 (1962).
11. D. P. Krymin y W. R. Judd, *Principles of Engineering Geology and Geotechnics*, McGraw-Hill, Nueva York, 1957.
12. E. B. Knopf, «Petrofabrics in structural geology», en *Behavior of Materials in the Earth's Crust (2nd Ann. Symp. Rock Mech.)*, *Quart. Colo. School Mines*, 52, 99-111 (1957).

13. P. C. Badley, *Structural Methods for the Exploration Geologist*, Harper and Brothers, Nueva York, 1959.
14. P. C. Badley, *Structural and Tectonic Principles*, Harper and Row, Nueva York, 1965.
15. D. U. Deere, A. J. Hendron, Jr., E. D. Patton y E. J. Cording, «Design of surface and near-surface construction in rocks», *Symp. Rock Mech.*, 8th, Minnesota, 1966 (AIME, 1967).
16. T. E. Onodera, «Dynamic investigation of foundation rocks in situ», *Proc. Symp. Rock Mech.*, 5th, Minnesota, 1963, Pergamon, Nueva York, págs. 517-533.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA
Y A LA CONSTRUCCION

EXPLOTACION DE CANTERAS EN EL PROYECTO HIDROELECTRICO
ING. CARLOS RAMIREZ ULLCA EN EL CARACOL, GRO.

RAUL CUELLAR BORJA

MAYO, 1984

EXPLOTACION DE CANTERAS EN EL PROYECTO HIDROELECTRICO
ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA
EL CARACOL, GRO.

*RAUL CUELLAR BORJA

RESUMEN :

Se presenta un análisis de las granulometrías que se obtienen en la explotación de la cantera Chachalacas como fuente de abastecimiento del enrocamiento para la construcción de la cortina de materiales graduados del proyecto, en función de las propiedades geométricas y mecánicas de la roca.

Para el estudio se utilizaron los nomogramas de Bernt Larsson que toman en cuenta las propiedades arriba mencionadas en correlación con la carga específica de explosivos y con la plantilla de barrenación.

Se observan discrepancias importantes del coeficiente de fragmentación obtenido por el método de Larsson debido probablemente a una disminución en la potencia de los explosivos del País comparados con los explosivos Suecos por la carencia de T.N.T. y a la dificultad en la determinación de los parámetros de explosibilidad de la roca.

*AUXILIAR TECNICO
COORDINADORA EJECUTIVA PACIFICO SUR
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

1. DESCRIPCION DEL PROYECTO

El proyecto hidroeléctrico ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA, en El Caracol, Gro., se encuentra en construcción por la Comisión Federal de Electricidad. Esta localizado sobre el Río Balsas a unos 70 Km. al poniente del Puente Mezcala de la carretera federal México - Acapulco. En las fig. 1 y 2 se muestran la localización regional y la planta general del proyecto.

Las estructuras principales del Proyecto son :

OBRA DE DESVIO

Constituida por dos túncles de 13m de sección portal y 400m de longitud, con capacidad para desalojar 4 000m³/seg.

OBRA DE CONTENCIÓN

Constituida por una cortina de materiales graduados de 125m de altura y 350m de ancho en la corona, con un total de 6'261,000m³ de materiales.

OBRA DE EXCEDENCIAS

Constituida por dos canales de 52m de ancho por 300m de longitud, con capacidad para descargar 17 000m³/seg.

PLANTA HIDROELECTRICA

Constituida por 3 túneles de conducción de 7.5m de diámetro y 350m de longitud y una casa de máquinas subterránea que alojará tres conjuntos de turbina - alternador con capacidad de 190 000kw cada uno. El desfogue se realizará por 3 túneles de 10m de sección portal y 100m de longitud. La Generación anual será de 1320 giga watts hora.

2. PROGRAMA DE CONSTRUCCION

Los trabajos se iniciaron en 1978 con la construcción de los túneles de desvío, construidos por la México Compañía Constructora, S.A.

Las ataguías que están integradas al cuerpo de la cortina , con un volumen de 1'000 000 m³, se iniciaron en marzo de 1980 y se terminaron en noviembre del mismo año.

Participaron en su construcción las Compañías : General del Norte, S.A., ICA, S.A. y M.C.C.S.A.

El desvío del río se realizó el 30 de abril de 1980

En la actualidad I.C.A.S.A., tiene a su cargo la construcción de la cortina con un volumen de 5'262 463 m³, llevando

colocados al 18 de febrero de 1983, 1'520,366 que representan un 28.9%.

La M.C.C. S.A., está encargada de la construcción de la Planta Hidroeléctrica con un volumen total de excavaciones en roca de 1'140 000m³ y 58 000m³ de concreto llevando un avance al 18 de febrero de 30%.

Ingeniería y Técnica Mexicana, S.A. del grupo Protexa, tiene encargada la construcción del Vertedor de demasías, con un volumen de excavación en roca de 3'200 000m³ y 180 000m³ de concreto. Al 18 de febrero de 1980, ha terminado con las excavaciones que representan un 30% del total de obra del vertedor.

La Cía. Cimentaciones Mexicanas será la encargada de realizar los trabajos de inyección y drenaje en la pantalla principal.

Las operaciones de cierre del río están previstas para noviembre de 1984 y la operación comercial de la primera unidad esta programada para octubre de 1985.

3.- GEOLOGIA DE LA ZONA DEL CARACOL.

El Proyecto Hidroeléctrico se encuentra ubicado en el tercio poniente de la formación geológica conocida como Mezcala.

Esta formación abarca una zona de 150 km de extensión en sentido E-W y 30km en sentido N-S. El embalse quedará al Sur de la zona, correspondiente con el tercio medio de la formación Mezcala.

La formación Mezcala tiene aproximadamente 1 200 m de espesor y se encuentra por encima de las rocas calizas de las formaciones Morelos y Cuautla. Su antigüedad esta clasificada como -- Cretácico Superior.

En el área del Proyecto la formación Mezcala esta constituida por una alternancia de estratos de lutitas, areniscas y tobas con espesores desde 1 cm para las lutitas hasta 3 m a 4 m para las areniscas y tobas.

La formación ha estado sujeta a compresiones de la corteza. La última compresión en dirección Este-Oeste dió lugar a plegamientos de poca extensión, los más pequeños del tipo de arrastre y los más grandes podrían quedar en bloques cúbicos de unos - 250 m de arista. En general los plegamientos son del tipo recumbente con el eje axial recostado formando un ángulo aproximado de 20° con la horizontal y con una. - - - -

distancia de 25m entre ejes axiales. Los ejes de los plegamientos tienen dirección Norte-Sur.

Este empuje de compresión Este-Oeste generó tres familias de fracturas tectónicas como sigue :

- γ - Fracturas de tensión E-W
- α - Fracturas de cortante NW-SE (Conjugada)
- β - Fracturas de cortante NE-SW (Conjugada)

Existe otra familia de fracturas de tensión denominadas δ que tienen dirección N-S y que fueron ocasionadas probablemente por empujes ocurridos con anterioridad en la dirección N-S.

Existe un microfracturamiento muy intenso con separación entre fracturas de 5cm. Generalmente estas fracturas finas están rellenas de calcita, cuarzo y pirita. Estadísticamente se puede considerar la existencia en cualquiera de las cuatro direcciones de una de estas fracturas a cada 8m como fractura importante en extensión, desplazamiento, relleno, circulación de agua, etc. Al mismo tiempo de la ocurrencia de los plegamientos se produjeron salidas de magma a través de estas fracturas formando cuerpos aislados intrusivos de rocas andesíticas y graníticas con extensiones desde 1 km² hasta 20 km² separados 20 a 30 km entre sí. También hay inyecciones de magma en forma de diques y mantos de composición andesítica en las cuatro direcciones de

las fracturas. Estos cuerpos varían en espesor desde 1 ó 2 cm hasta 5m. Estos efectos tectónicos han producido un metamorfismo de bajo grado transformando las rocas como sigue :

- Las lutitas de color negro (cuya litificación fuerte no es desintegrada por el agua) tienen una estructura con orientación incipiente de pizarras.
- Las areniscas de color gris, de grano fino a medio se transformaron en metragrauvacas.
- Las tobas que tienen algunos granos de feldespatos que le dan un caracter moteado y se confunden con las areniscas presentan también una orientación ligeramente pizarrosa.

Con una estructura de roca constituida por estratos no muy gruesos, más la existencia de 4 familias de fracturas, el Río Balsas labró su cauce formando meandros asimétricos con amplitud variable entre 500m y 1000m. Esa misma estructura ha dado origen también a un sin número de arroyos que escurren en 4 direcciones con la erosión hidráulica avanzando a lo largo de la bisectriz de cada par de fracturas conjugadas.

En estas condiciones la relajación de esfuerzos en los meandros es importante, de tal manera que la circulación de agua en los planos de las fracturas ha producido una oxida-

ción que se presenta hasta los 40m de profundidad. Esta circulación de agua produce los siguientes efectos :

- Desintegra la estructura de la roca en zonas de microfracturamiento intenso, transformándola a un material con estructura granular.
- Cambia la coloración de la roca del negro a café rojizo y café - amarillento por efecto de oxidación de la pirita.
- Altera las rocas ígneas intrusivas de los diques y mantos.

En la fig. 3 se presenta un plano mostrando la geología regional del área de El Caracol.

La mayor dificultad para la explotación de una cantera en el área de El Caracol han sido los problemas de estabilidad a causa del fuerte echado de los estratos de los plegamientos recumbentes.

Referencia : Geología y Geotecnia del Proyecto Hidroeléctrico. El Caracol, Gro.- Maycotte - De Cserna
Publicación C.F.E.

4.- MATERIALES PARA LA CORTINA.

Como ya se mencionó previamente la cortina es de gravedad del tipo de materiales graduados con corazón de arcilla.

Ver sección máxima de la cortina en la Fig. 4

los materiales de construcción son los siguientes:

Z O N A	M A T E R I A L	No.	VOLUMEN, m ³
Corazón impermeable	Arcilla	1	926 127
Filtros	Grava-arena (2")	2	459 088
Transición	Grava-arena (5")	3	542 763
Respaldos compactos	Betuga y roca (50 cm)	4	2'710 178
Respaldos a volteo	Roca (1 m)	5	586 367
Coraza	Roca (1 m)	6	57 940
TOTAL: . .			5'262 463
ATAGUIA AGUAS ARRIBA : . .			952 140
ATAGUIA AGUAS ABAJO : . .			46 515
GRAN TOTAL : . .			6'261 118

OBSERVACIONES.

a).- Los números dentro del paréntesis significan tamaño máximo.

b).- El volumen de roca grande (1m) es aproximadamente el 20 % del total de rezaga y roca.

5. BANCOS DE MATERIALES

5.1 Bancos de arcilla (El Naranjo, San Marcos y El Remolino) Los bancos de arcilla se encuentran sobre la margen derecha del río, a unos 6km aguas abajo de la presa. Están constituidos por arcillas residuales formando depósitos coluviales; tienen plasticidad media a baja (LL=40%, LP=22% IP=18%), el contenido natural de agua varía entre 6 y 7% y la humedad óptima en la prueba Proctor estándar es de 11.5%

La arcilla se explota en forma integral en bancos de unos 4m de espesor y se trata en plataformas cercanas al río, en donde se extiende en capas sueltas de 30cm de espesor y se le agrega agua por aspersión hasta alcanzar 1% mayor que el óptimo, dejando 12 horas de reposo para permitir la homogeneización de la mezcla. Se procesa también una arcilla especial con contenido de agua 2% mayor que el óptimo para darle mayor deformabilidad.

La granulometría del material impermeable es la siguiente :

Arcilla y limos	45%
Arena fina	10%
Arena media	10%
Arena Gruesa	10%
Grava	25%, tamaño máximo 1½"

5.2 Bancos de grava-arena (El Torreón)

Los bancos de grava-arena se encuentran sobre ambas márgenes del río, en playones localizados desde 0.5 km hasta 5 km aguas abajo de la presa. El espesor máximo de estos depósitos, conocidos como 'aluvión' es de 17m sin embargo solo se explotan 4m a 5m de espesor en vista de que abajo de esta profundidad hay un estrato de 5m de espesor constituido por bolcos de 0.7m.

La grava-arena se extrae del río por medio de dragas de arrastre de 4yd³ o retroexcavadoras de 1½ yd³ y es procesada en una planta de lavado, cribado y triturado para obtener la granulometría requerida.

El material para el filtro es bien graduado con tamaño mínimo de arena fina (0.07mm) y máximo de 5cm (2").

El material para la transición también es bien graduado con tamaño mínimo de arenas de 2 mm y máximo de 12 cm (5") para las gravas.

5.3 Bancos de Roca.

En vista de que la roca proveniente de las excavaciones del vertedor de demasías no reunía la calidad necesaria como enrocamiento de cortina, ha sido necesaria la explotación en cantera de aproximadamente 3'500 000 m³ de rezaga y roca.

El producto de las excavaciones subterráneas y de la excavación a cielo abierto de la plataforma de transformadores, aproximadamente 400 000 m³ si son utilizables.

Los bancos de roca localizados desde el inicio de los estudios preliminares de factibilidad del Proyecto en 1974, fueron : a) el banco Cacalotepec, de rocas graníticas de un cuerpo intrusivo localizado a la El. 1100 m.s.n.m. sobre la margen derecha a unos 8 km aguas abajo de la cortina y b) el banco Charloa localizado sobre una barranca del mismo nombre a 0.5 km aguas arriba de la cortina, sobre la margen izquierda, constituido por areniscas y lutitas sanas y competentes cuya estratificación tiene echados entre 45° y 60°.

El banco Cacalotepec fue eliminado en base a los altos costos de caminos de acceso y acarreos, quedando solamente el banco Charloa como fuente de abastecimiento de roca.

En el banco Charloa se tenían como problemas un acceso difícil por lo acantilado de las márgenes de la barranca y una estratificación con una inclinación que ya había dado lugar a deslizamientos antiguos. En esas condiciones se diseñó una explotación desde la parte baja de la barranca cortando los estratos que tenían echados de 60° lo que producía deslizamientos de talud hasta que el volumen de éstos hizo peligrosa su explotación. En estas condiciones se explotaron aproximadamente 450 000m³ de rezaga y roca que se utilizaron en la construcción de las ataguías, quedando inutilizado el banco para su explotación posterior a causa de los

deslizamientos ocurridos.

Al tener necesidad de roca para el cuerpo principal de la cortina se programó una extensión de exploración geológica sobre la misma margen izquierda del río que tuvo como resultado la identificación de una zona con buenas características para explotación de roca de unos 800m de extensión ubicada entre las cañadas "El Muerto" y "Chachalacas" cuyo centro de gravedad está a 1 km aguas arriba de la cortina.

6. ESTUDIOS EN LA CANTERA CHACHALACAS

6.1 Trabajos Topográficos

En cuanto se comprobó mediante estudios preliminares de geología la factibilidad técnica de explotación de la cantera Chachalacas, se procedió a realizar la topografía del área verificando físicamente la fotogrametría inicial en escala 1:5000.

Teniendo la topografía confiable se hizo un diseño de explotación de una zona de unos 600m de extensión con caminos de acceso a diferentes niveles. En el proyecto de la cantera se tomó en cuenta el echado de la estratificación que en este caso es favorable pues los echados varían entre 8° y

26° hacia dentro del macizo rocoso y el echado de las fracturas entre 75° y 80°, eligiéndose taludes 0.25:1 que serían paralelos a las fracturas, con bermas de 5m de ancho a cada 30 m de altura, en tal forma de obtener 4'000 000m³ entre las elevaciones 620 y 460, quedando un corte máximo de 120m de altura, con el piso de la cantera al mismo nivel que la atagüa de aguas arriba para evitarse acarreos ascendentes.

En la fig. 5 se presenta la topografía de la cantera y la zona propuesta para su explotación.

6.2 Estudios geotécnicos

6.2.1 Geología Superficial

Los trabajos de geología se realizaron mediante levantamientos superficiales de la estratigrafía y estructura de la roca en las dos cañadas "El Muerto" y "Chachalacas" que limitan la cantera al oriente y poniente respectivamente, y en la barranca "Las Avispas" ubicada en el centro de la cantera.

De estos estudios se concluyó lo siguiente :

- La roca era de buena calidad física para utilizarse como enrocamiento de la cortina.
- El despalme sería entre 0.5m y 3m
- La estructura de la roca formando un sinclinal con echa-

dos entre 8° y 26° hacia dentro del macizo rocoso permitían obtener toda la roca requerida para la cortina. La cubicación hasta la elevación 460 fue de 8'000 000 m³.

- Se identificaron 3 familias de fracturas con las siguientes características :

- NW 50° con echados 79° NE
- NE 58° con echados 75° NW
- EW con echados 78° N

La separación entre fracturas abiertas era aproximadamente 8m.

6.2.2 Estratigrafía y Propiedades Mecánicas

Para el conocimiento de la estratigrafía y de las propiedades mecánicas de la roca se ejecutaron 4 barrenos con recuperación de núcleos Ø NX(2") que se profundizaron entre 100 m y 160m.

De estos sondeos se obtuvo la siguiente información :

- Se identificaron 3 zonas de roca como sigue :
- a) Una zona superficial de roca fracturada y oxidada con espesor variable entre 10 y 15m, de la cual se podrían obtener fragmentos hasta de 30cm.
- b) A continuación una zona de roca fracturada sin evi-

dencia de circulación de agua, con espesor aproximado de 15m y,

c) Una zona de roca sana, hasta el fondo de los barrenos, de unos 100 m de espesor.

- El índice de calidad promedio de la roca (R.Q.D.) en los barrenos 195, 196 y 197 es de 70%, 56% y 61% respectivamente con 75% promedio en la zona más profunda de roca sana. El promedio de recuperación en toda la longitud explorada por los tres barrenos fué de 98% . Las fracturas delgadas se encuentran rellenas por calcitas, cuarzo y pirita que dan lugar a una mejoría en la calidad del macizo rocoso.

- Los espesores de los estratos fueron :

Lutitas 1 a 5 cm
Areniscas 1 a 3 m
Tobas de composición ande-
síticas 1 a 4 m

- La resistencia en compresión simple en estado semisaturado fué como sigue (1) :

COMPRESION SIMPLE EN Kg/cm ²		
Mín.	Máx.	Promedio
200	1750	975

El número de ensayos fué de 276.

La variación estándar resultó entre 260 a 460 Kg/cm²

(1) Se trató de saturar la roca bajo presión hidrostática a 10Kg/cm² durante 8 días observándose que en las muestras sanas y homogéneas la saturación penetró solo 0.5 cm a 1 cm hacia el centro del espécimen, pero en otras muestras el agua penetró totalmente lo cual da lugar a una mayor dispersión en los resultados, esto da una idea de buena calidad de roca.

El coeficiente de variación se tuvo entre 33 y 57%

Puede decirse que se trata de una roca con calidad media a alta para la roca sana según la clasificación de Don U. Deere

	COMPRESION	SIMPLE	EN	Kg/cm ²
Muy Alta	Alta	Media	Baja	Muy Baja
2253	1127-2253	563-1127	281-563	281

Referencia : Rock Mechanics in Engineering Practice. Stagg Zienkiewicz.

En las Fig. 6 y 7 puede verse la variación de la resistencia con la profundidad observándose una buena correlación con la calidad de la roca según su R.Q.D. y con la clasificación geológica.

Un resumen de las propiedades geométricas y mecánicas de la roca se presenta en la Fig. 8, en la que se han agregado valores sobre la densidad de la roca que fue determinada desde los primeros estudios del área de Caracol, así como, sobre los índices de abrasión y de perforabilidad para lo cual se utilizó la información de la Cía. Ingersoll Rand⁽²⁾ en función de la resistencia y de la composición mineralógica de la roca.

En la misma Fig. 8 se ha incluido el valor de la velocidad de transmisión de las ondas de compresión P estimadas entre

(2) Excavation Handbook, Horace K Church

4 000 y 4 500 m/seg con base en estudios previos realizados sobre la margen derecha en la zona de casa de máquinas en la cual se tiene una calidad de roca semejante a la de la cantera Chachalacas.

También en la Fig. 8 están indicadas las propiedades geométricas y mecánicas de las canteras La Angostura y Laguna Verde.

En el caso de la Angostura la roca caliza se explotó para utilizarse en los enrocamientos de la cortina con granulometrías iguales a las de El Caracol. En este caso las propiedades índice y físicas se obtuvieron en ensayos de laboratorio con muestras saturadas 100% para la obtención de la compresión simple. La velocidad de las ondas P se obtuvo en roca de igual calidad determinada también sobre el área de casa de máquinas. En la cantera Laguna Verde se explotó la roca diorítica para utilizarse en la Planta Nucleoeléctrica. En este caso al igual que Angostura se realizaron ensayos de laboratorio y la compresión simple se determinó en probetas totalmente saturadas. Aquí sí hemos inferido la velocidad de las ondas P ya que los levantamientos de refracción sísmica realizados en el sitio de la Planta quedaron ubicados en otro tipo de roca.

En la fig. 9 pueden verse algunos valores de la dureza Mohs para diferentes tipos de roca en la cual se clasificaron las rocas de las tres canteras estudiadas. La misma tabla contiene los factores de roca "C" para la cantidad especí-

fica de explosivo en Kg/m^3 . Ambos datos se tomaron de las notas de los Ingenieros Rafael Reyes Cortes y Rafael Valladares Arrieta del curso de Voladura de Rocas impartido en el Centro de Educación Continua de la UNAM en junio 1976.

7. EXPLOTACION DE LA CANTERA CHACHALACAS

7.1 Proyecto de la Cantera

La cantera se proyectó originalmente para una producción de 10 000 $\text{m}^3/\text{día}$, de tal manera que se programó llevar el acceso superior de la elevación 568 hasta el centro de la cantera en la cañada Las Avispas formando una plataforma a partir de la cual se tuvieran 1 ó más frentes de explotación avanzando en direcciones oriente y poniente. A causa primero de una suspensión en la colocación de materiales en la cortina para regularizar las laderas de ambos márgenes después de haber subido el terraplén 20 m desde el fondo del cauce del río y posteriormente, a una disminución de los fondos económicos de construcción, la producción de la cantera se ha limitado a 5 000 $\text{m}^3/\text{día}$. Después de esta primera etapa de regularización, con la rezaga obtenida se produce material de transición procesando el material en una planta de 1 000 $\text{m}^3/\text{día}$.

Como ya se mencionó antes, se proyectaron taludes finales

o.25:1 dejando bermas de 5 m de ancho a cada 30 m de altura y la dirección de avance de los diferentes frentes se lleva paralela al talud para evitar se pierda material por la proyección de la Voladura.

La altura de los bancos de explotación es de 10 m y fué fijada por la Cía. Contratista (I.C.A. S.A.) en función de la capacidad de sus cargadores frontales (9 yd³)

El despalme se realiza con un tractor Caterpillar D-8K auxiliado por voladuras pequeñas, de tal manera que el desperdicio es balconado sobre el talud hacia el río.

El desperdicio promedio es de 20%

En la fig. 10 se presenta un croquis mostrando la forma de explotación de la cantera.

7.2 Equipo de explotación

En la explotación de la cantera se utiliza el siguiente equipo :

- Perforadoras manuales (para el despalme).....
- Trackdrill IR, CM-350, 500 p.c.m.
- Compresor G.D, CP-600D, 600 p.c.m.
- Cargador frontal, Cat. 988B, 9 yd³, s/llantas
- Camiones: Terex y Euclid de 35 ton
- Perforadora IR VL 140

- Tractor, Cat. D-8K (en balconeo de despalme).....
Producción promedio : 5 000 m³/día, en una sola voladura.

7.3 Plantillas de barrenación

La plantilla de barrenación más utilizada en la explotación por parte de la Cía. Contratista es la siguiente :

Bordo	B = 2.0 m
Espaciamiento	E = 2.5 m
Altura de banco	AB = 10.0 m
Profundidad de barrenación	PB = 1360 m
Taco	T=B = 2 m
Longitud de carga de fondo	C.F = 2.60 m
Longitud de carga de columna	C.C = 6.0 m
Sub-barrenación	SB = 0.6 m
Diámetro del barreno	Ø = 3"

En la Fig. 11 puede verse el esquema de la plantilla de barrenación.

EXPLOSIVOS :

Carga de fondo : 40%, Tovex 100,	14 Kg
Carga de columna : 40%, Mexamon G	<u>21 Kg</u>
Carga total por barreno	35 Kg

$$\begin{array}{l} \text{Carga específica} \\ \text{(Factor de carga)} \end{array} = \frac{35}{2 \times 2.5 \times 10} = 0.7 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Barrenación específica} = \frac{10.5}{2 \times 2.5 \times 10} = 0.21 \text{ m/m}^3$$

7.3 Tipo de voladura

Se realizan voladuras en "líneas", con la secuencia de ignición que se indica en la Fig. 12

El armado de la voladura se realiza con cordón detonante y el encendido se efectúa con cápsulas eléctricas.

7.4 Granulometría del material

En la Fig. 13 se presentan las curvas granulométricas requeridas para los materiales de enrocamientos Nos. 4 y 5 y la curva promedio para ambos materiales que es la que realmente se produce, tomando en cuenta que la selección de los materiales 4 ó 5 se realiza primero en la carga de la cantera en forma visual y posteriormente en el sitio de colocación, los materiales gruesos del enrocamiento 4 se desplazan con tractor hacia la zona 5.

El material 4 se produce en un 80% y el material 5 se produce en un 20%.

Como puede verse en la Fig. 13, la zona comprendida por 30 granulometrías de control de calidad en el material 4, realizadas en la obra durante septiembre 1981 a febrero 1983 tiene una dispersión razonable con la granulometría requerida. Del material 5 no se realizan granulometrías de control, probablemente porque tiene menor importancia desde el punto de vista de comportamiento estructural.

El material 4 y 5 de La Angostura para el enrocamiento de la cortina tuvo igual granulometría que la de El Caracol.

El material de la cantera Laguna Verde, Ver. utilizado en las escolleras de la obra de toma de la Planta Nucleoeléctrica tiene una granulometría de tamaños 4 veces mayores a los utilizados en las cortinas de enrocamiento. Cabe hacer notar que se trata también de materiales bien graduados.

En la misma figura se ha dibujado una franja correspondiente a la zona comprendida por 7 granulometrías obtenidas por Bernt Larsson* en otras tantas voladuras.

Se observa que las granulometrías obtenidas por Larsson se parecen a la del material 5 de El Caracol o sea tamaño máximo 1m y mínimo 1 a 5 cm.

*Referencia en el libro : Blasting Technique By Rune Gustafsson
Bernt Larsson es un Ingeniero investigador en explosivos de Nitro Consult en Suecia.

7.4.1 Coeficiente de fragmentación S50 de Larsson.

Bernt Larsson ha correlacionado el tamaño y granulometría de la fragmentación con la carga específica de explosivos y la barrenación específica conjuntamente con los factores de roca y de explosibilidad de la roca.

En la Fig. 14 pueden verse las granulometrías obtenidas por Larsson en 7 voladuras, dibujadas en escalas aritméticas. Larsson argumenta que todas las fragmentaciones de roca que se obtienen en explotación a cielo abierto son semejantes a las mostradas por esas curvas. Larsson a definido como coeficiente de fragmentación S50 al tamaño de la malla en metros para el cual el 50% de las partículas son menores que élla.

En la Fig. 15 se presenta la variación de la fragmentación en función del coeficiente de fragmentación S50 también de Bernt Larsson.

En la Fig. 16 se presenta el nomograma de Bernt Larsson para el cálculo del coeficiente de fragmentación S50 basado en los datos técnicos de la voladura.

En este nomograma intervienen los siguientes parámetros :

- q.- Carga específica o Factor de Carga.- Es la cantidad promedio de explosivo utilizado para obtener una cierta fragmentación, en Kg/m³.
- c.- Constante de Roca.- Es la cantidad mínima de explosi-

vo en Kg/m^3 para fragmentar adecuadamente la roca.

g.- Barrenación Específica.- Es la longitud de barrenación promedio por metro cúbico de roca explotada, en m/m^3

E/V.- Es la relación entre el espaciamiento y el bordo, no tiene unidades.

Constante de explosibilidad de la roca.- Es un factor que toma en cuenta la calidad de la roca en función de sus propiedades geométricas y mecánicas.

Las rocas de buena calidad tendrán valores menores como 0.35 y 0.40 y las rocas de mala calidad tendrán valores mayores como 0.55 y 0.60.

Los parámetros determinados para las tres canteras estudiadas de acuerdo a las propiedades geométricas y mecánicas proporcionadas en la Fig. 8 son :

C A N T E R A	R O C A	CONSTANTE DE ROCA "C"	CONSTANTE DE EXPLOSIBILIDAD
El Caracol	Lutitas Areniscas	0.45	0.50
La Angostura	Caliza Suave	0.30	0.55
Laguna Verde	Diorita	0.50	0.50

Utilizando el nomograma de Larsson se obtuvieron los siguientes valores del coeficiente de fragmentación S50 :

	S50*	S50**
EL CARACOL	0.20	0.05
LA ANGOSTURA	0.21	0.05
LAGUNA VERDE	0.41	0.07

* Según nomograma de Larsson

** Real, Medido mediante granulometrías, excepto L. Verde.

7.4.2 Diagrama de fragmentación de Langefors-Kihlström

Langefors y Kihlström han propuesto un diagrama de fragmentación como se muestra en la Fig. 17 en el cual correlacionan el tamaño L para el cual el 90 ó 95% de los fragmentos son menores que él y la carga específica de explosivos para voladuras de líneas múltiples con estopines de milisegundos.

En este caso para una carga específica de 0.7Kg/m^3 y un bordo de 2m se obtiene un tamaño máximo de 35cm que concuerda con la granulometría para los materiales 4 y 5 de Caracol.

8. RENDIMIENTOS DE BARRENACION

En las Figs. 18 y 19 se presentan unas gráficas sobre el rendimiento de perforadoras de Trackdrill con consumo de aire de 500 p.c.m. y de duración del acero integral y de brocas

tomadas de las tablas de los Ings. Reyes Cortes y Valladares Arrieta, indicando el rendimiento obtenido en perforación de \emptyset 3" de 12 m.l. por turno de 8 horas en barrenos de más de 10 m de profundidad y una duración de 350 m.l. para brocas en cruz \emptyset 3".

9. CONCLUSIONES

Básicamente el trabajo consistió en tratar de correlacionar las propiedades geométricas y mecánicas del macizo rocoso con la fragmentación obtenida en función de la carga específica de explosivos y la barrenación específica. Para ello, los estudios de Bernt Larsson que toman en cuenta todos estos factores son los más adecuados.

Se encontraron diferencias importantes en el valor del coeficiente de fragmentación S_{50} calculado por medio del nomograma de Larsson y los valores reales obtenidos en las granulometrías que se realizan como parte del control de calidad de los enrocamientos de las cortinas El Caracol y La Angostura.

Consideramos que la evaluación de los factores y parámetros que a continuación se enumeran sean la causa de estas discrepancias :

- La calidad de los explosivos Suecos es mayor que la calidad de los explosivos Mexicanos para igual potencia teórica en vista de la carencia de T.N.T. en estos últimos.
- La determinación de los parámetros de explosibilidad de la roca que toma en cuenta tanto la calidad del macizo rocoso como la potencia y tipo de explosivo no es fácil de correlacionar con las experiencias Suecas bajo las condiciones actuales de calidad en la fabricación de los explosivos Mexicanos.
- La heterogeneidad de la formación rocosa en composición, resistencia y estructura, como ha sido descrito en los párrafos anteriores dificultan su clasificación.
- La falta de información para evaluar la constante de roca "C" es un factor adverso para su utilización en este tipo de roca.

Creemos que analizando los datos de explotación de roca en otros frentes podamos reducir las discrepancias tenidas en el cálculo del coeficiente de fragmentación S50.

10. RECONOCIMIENTOS

El suscrito desea hacer patente su agradecimiento a los Srs. Ings. Salvador del Pozzo Mastachi y José C. Cruz Velázquez, Coordinador y Superintendente del Proyecto Hidro-

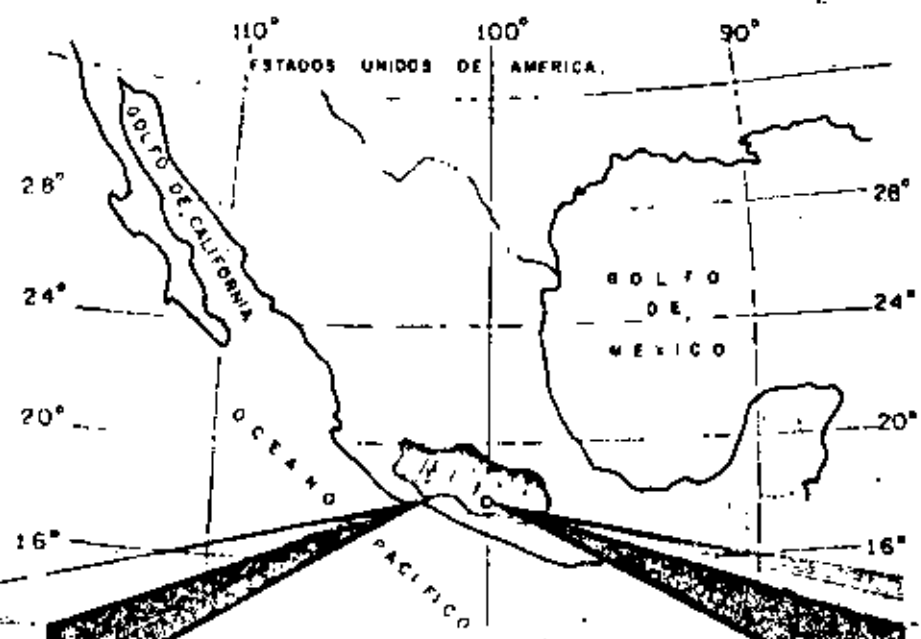
"Ing. Carlos Ramírez Ulloa", en El Caracol, Gro. por su apoyo técnico durante la elaboración del trabajo.

Asimismo, a los Ings. Eugenio Matute Zepeda y Rafael Amezcua Ordaz, dirigentes de los trabajos que realiza la Cía. ICA, S.A., en la construcción de la Cortina del Proyecto Hidroeléctrico Ing. Carlos Ramírez Ulloa en El Caracol, Gro., por su valiosa información técnica sobre la explotación de la cantera. A los Ings. Juan José Jiménez Cepeda y José Reyes Pérez que están al frente de la Supervisión y Control de calidad en la construcción de la cortina quienes facilitaron datos sobre las propiedades y volúmenes de los materiales.

A los Ings. Sergio Herrera Castañeda y Roberto Valladares Lagunas, quienes realizaron los estudios de la cantera y determinaron sus propiedades geométricas y mecánicas.

A los Ings. Martín Aguilar López y Carlos Aguirre González y a los Sres. Francisco Valenzo Ramos y Fernando Vera Guzmán por su colaboración en la ejecución de figuras y finalmente a la Srta. Silvia Islas Weber quien tuvo a su cargo el mecanografiado.

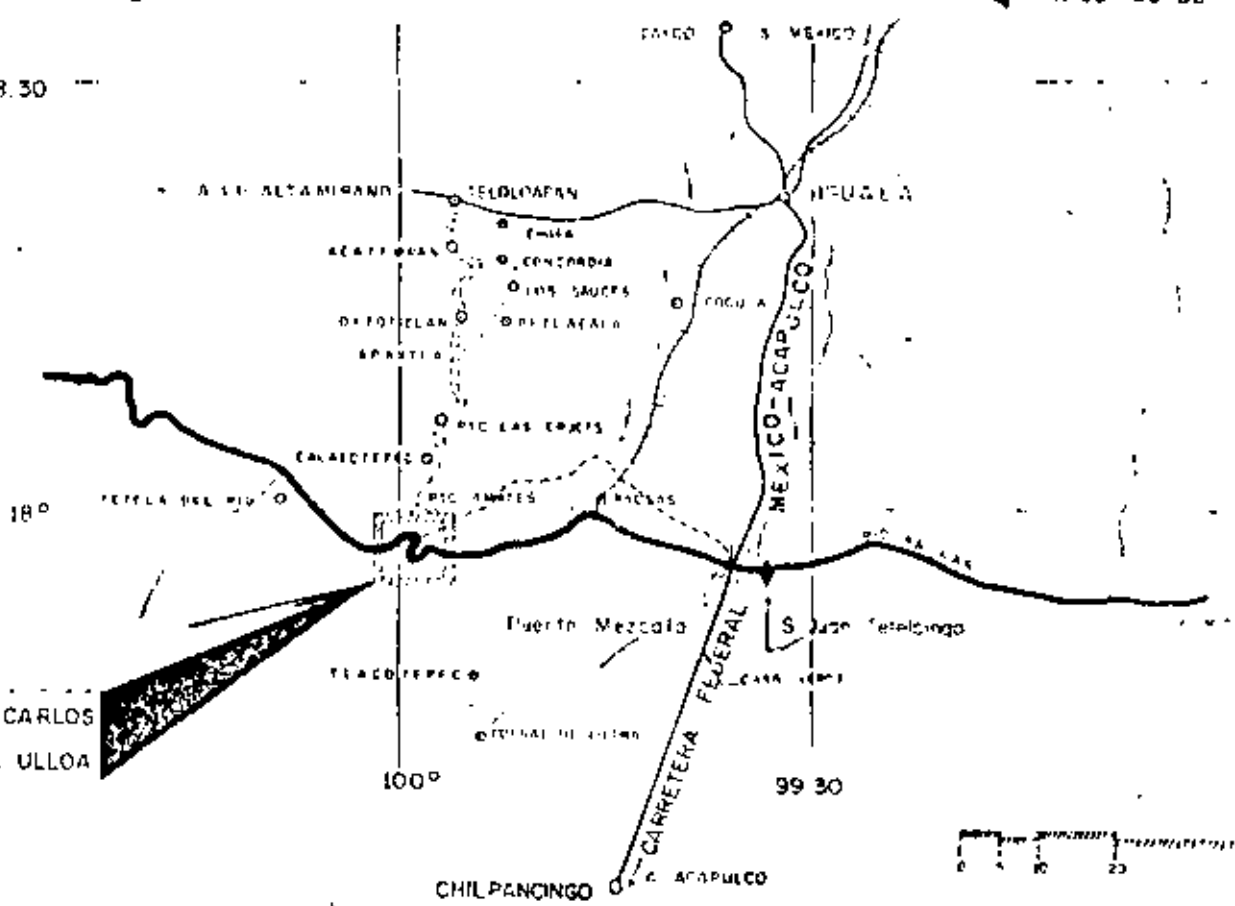
Febrero 24, 1953.



CUENCA DEL RIO BALSAS.

PH "EL CARACOL"
N 17° 57' 30"
W 99° 59' 08"

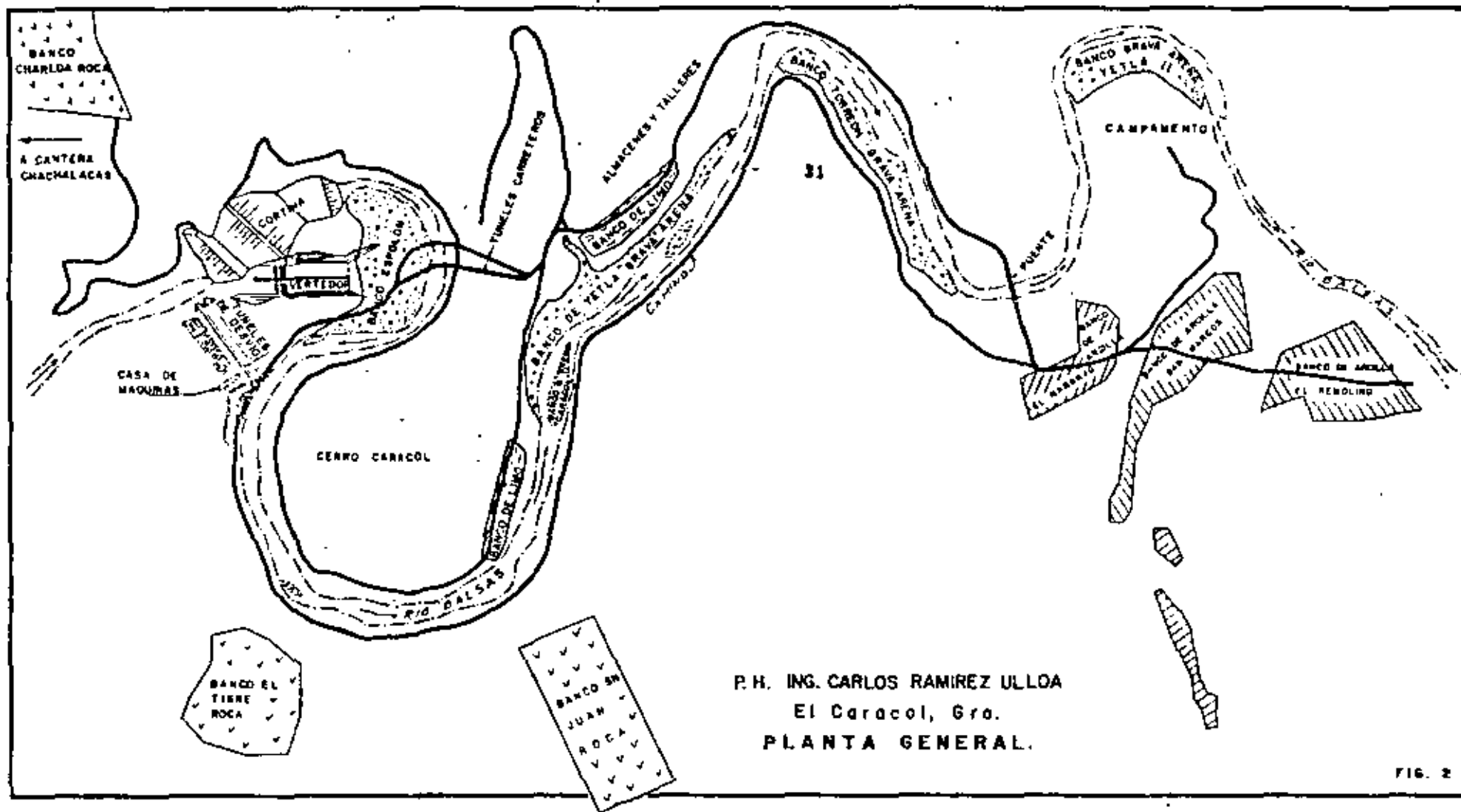
18.30



PH ING CARLOS RAMIREZ ULLOA

PH. ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA.
EL CARACOL, GRO.

FIG. 1



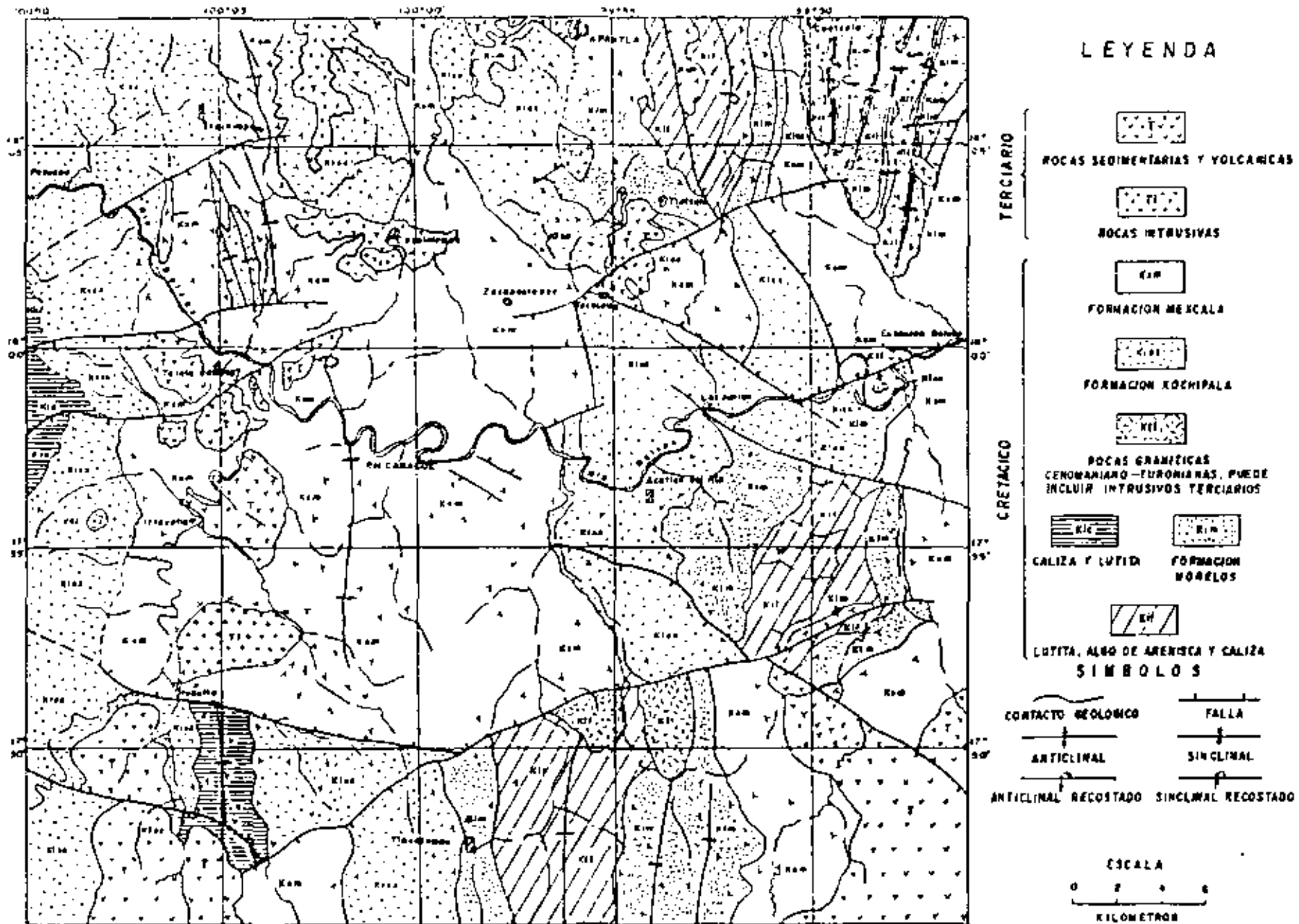
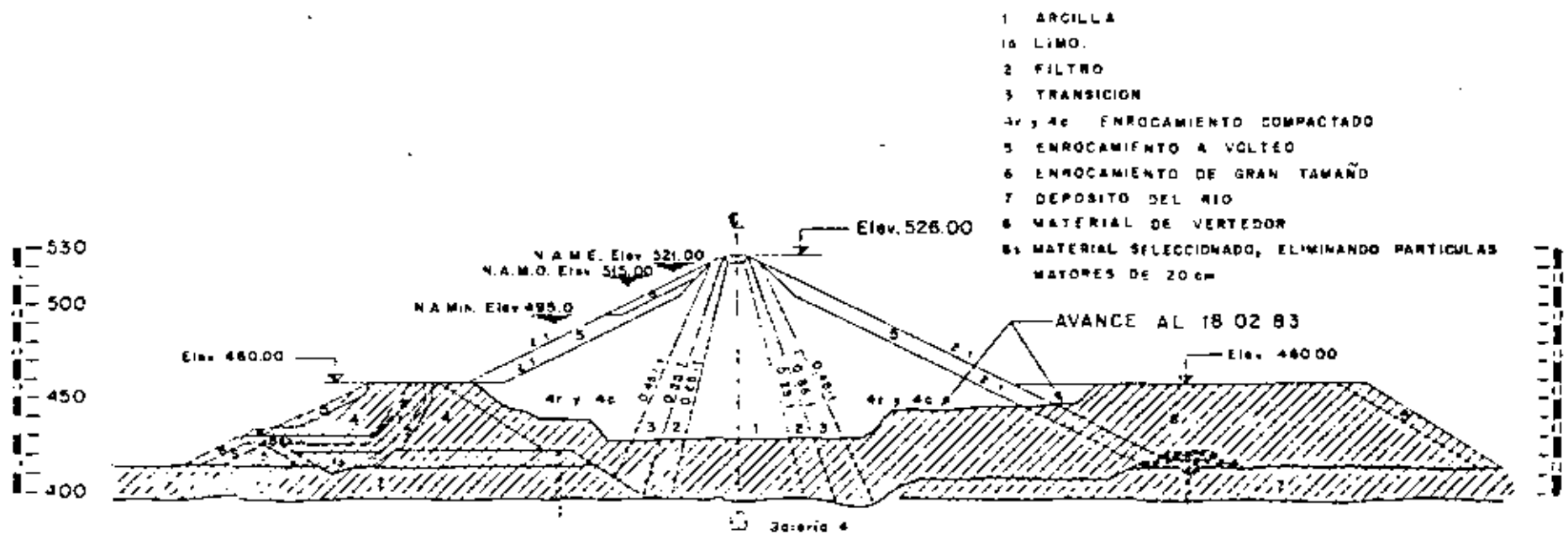


FIG 3.—MAPA GEOLOGICO DE LA REGION CIRCUNDANTE DEL RIO BALSAS, ENTRE LA ESTACION BALSAS Y PEZUAPA, GRO.
MAPA SIMPLIFICADO—DE CSERNA (1977)

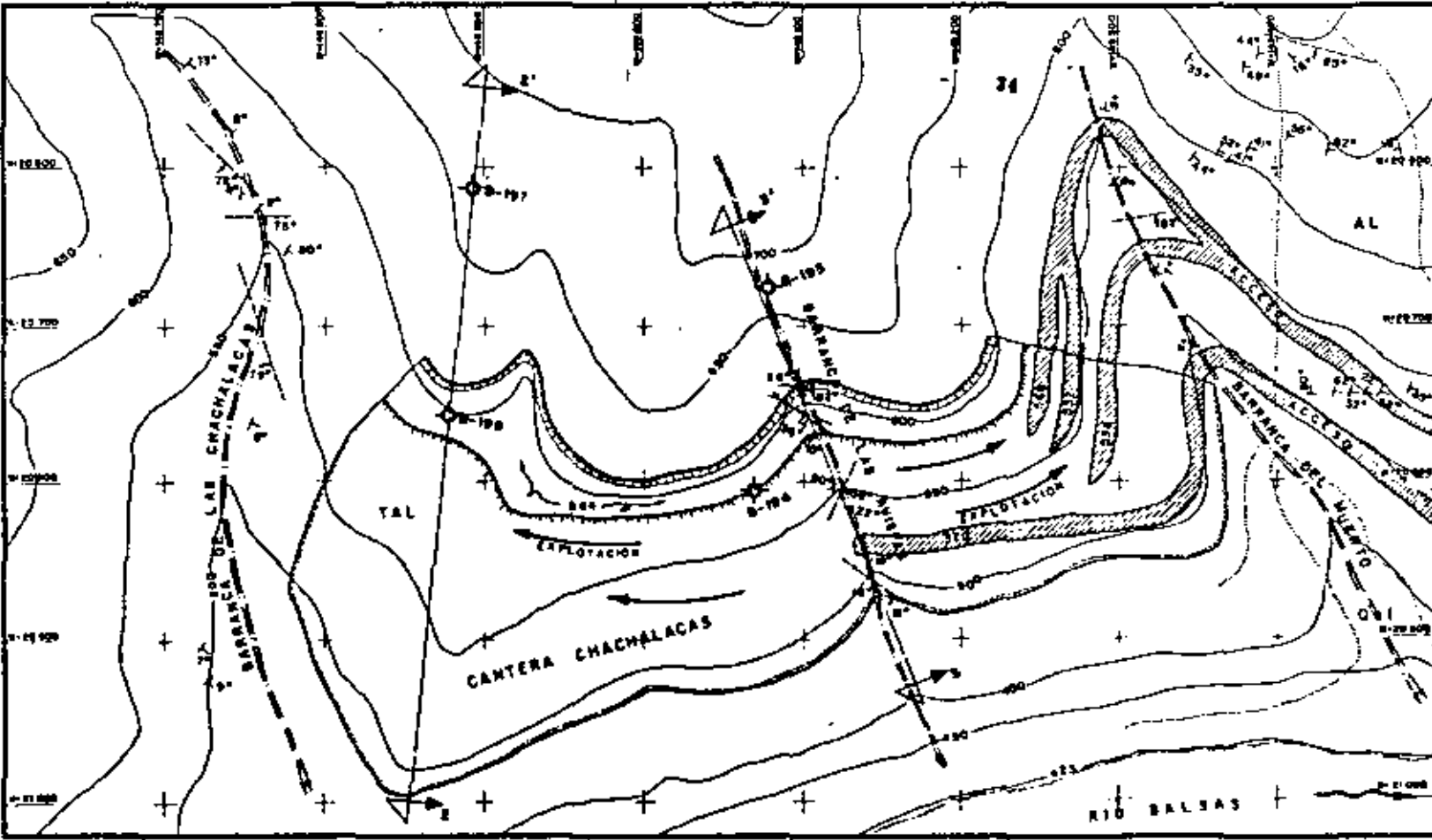


SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

Nº	DESCRIPCION	VOL. M ³
1	Arcilla (Cargas Impermeable)	1 328,127 01
2	Grava-arena limpia, bien graduada tamaño max. 8cm	459,088 01
3	Grava-arena bien graduada tamaño máximo 15cm	342,763 01
4a y 4c	Ripado Material de Canchero	2 710,178 01
5	Enrocamiento (tamaño de 30cm - 100cm)	368,367 01
6	Enrocamiento grande (tamaño mayor a 1m ³)	37,940 01
TOTAL -		5 262,463 01
Ataque aguas arriba		952,140 01
Ataque aguas abajo		46,715 01
GRAN TOTAL -		6 261,318 01

33

FIG. 4



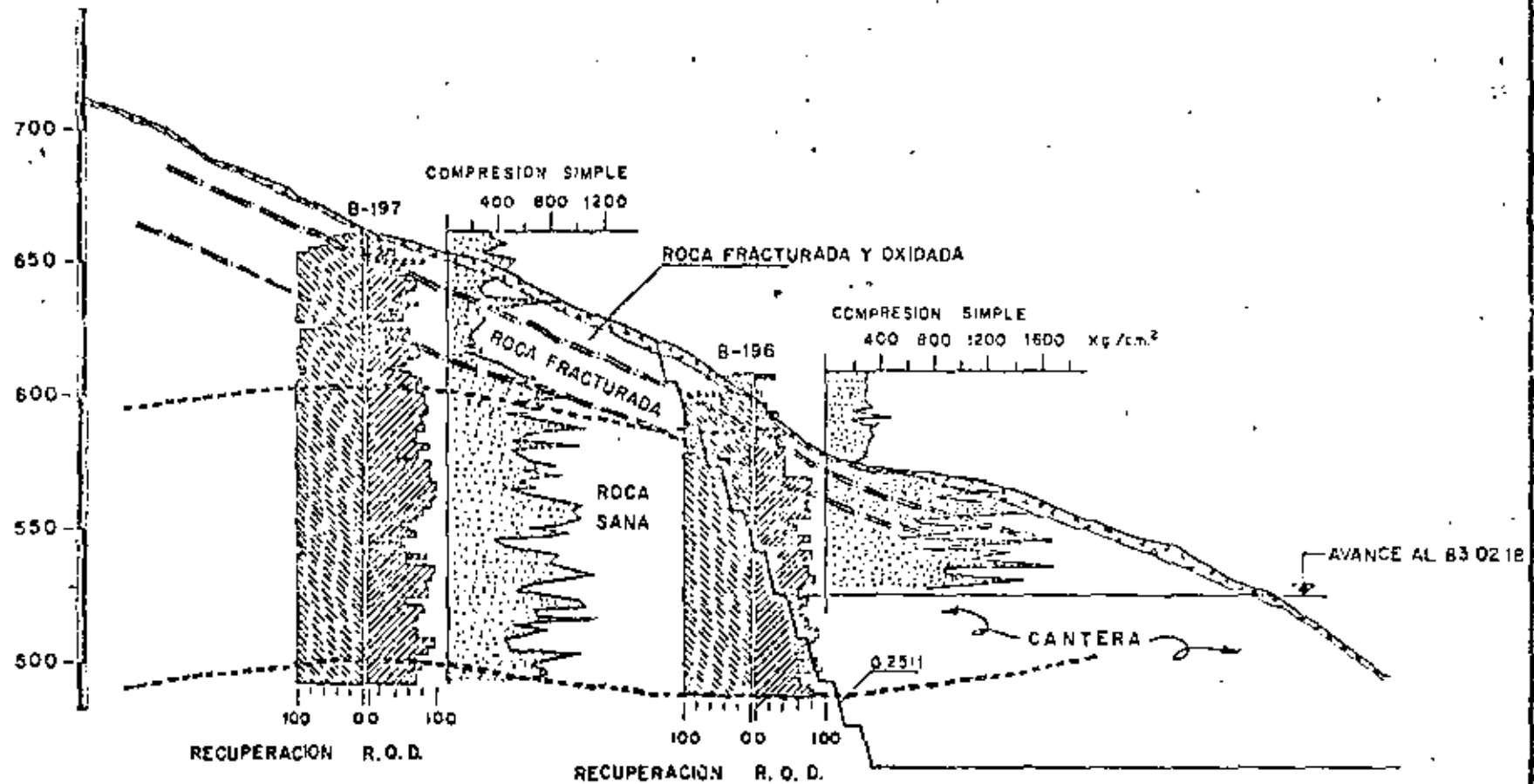
S I M B O L O G I A

- Q.S.I. Aluvión
- D.s. Depósitos de Talud
- TAL Talus, Areniscos, Lutitas
- AL Areniscos con Lutitas
- A Areniscos
- LA Lutitas con Areniscos
- — — Estratificación
- — — Ruedo y Echebe
- — — FRACTURA
- ◆ B-193 Boreo con recuperación
- ◆ DI Contacto Geológico
- AL

P. M. ING. CARLOS RAMÍREZ ULLOA
El Coronal, S. C.

CANTERA CHACHALACAS

ELEV. EN m.



SECCION 2-2
CANTERA CHACHALACAS, EL CARACOL, GRO.

ELEV. EN m.

750

700

650

600

550

500

450

COMPRESION SIMPLE

400 800 1200 1600 2000 Kg./cm.²

B-195

ROCA SANA

ROCA FRACTURADA Y OXIDADA

ROCA FRACTURADA

AVANCE AL 83 02 18

CANTERA

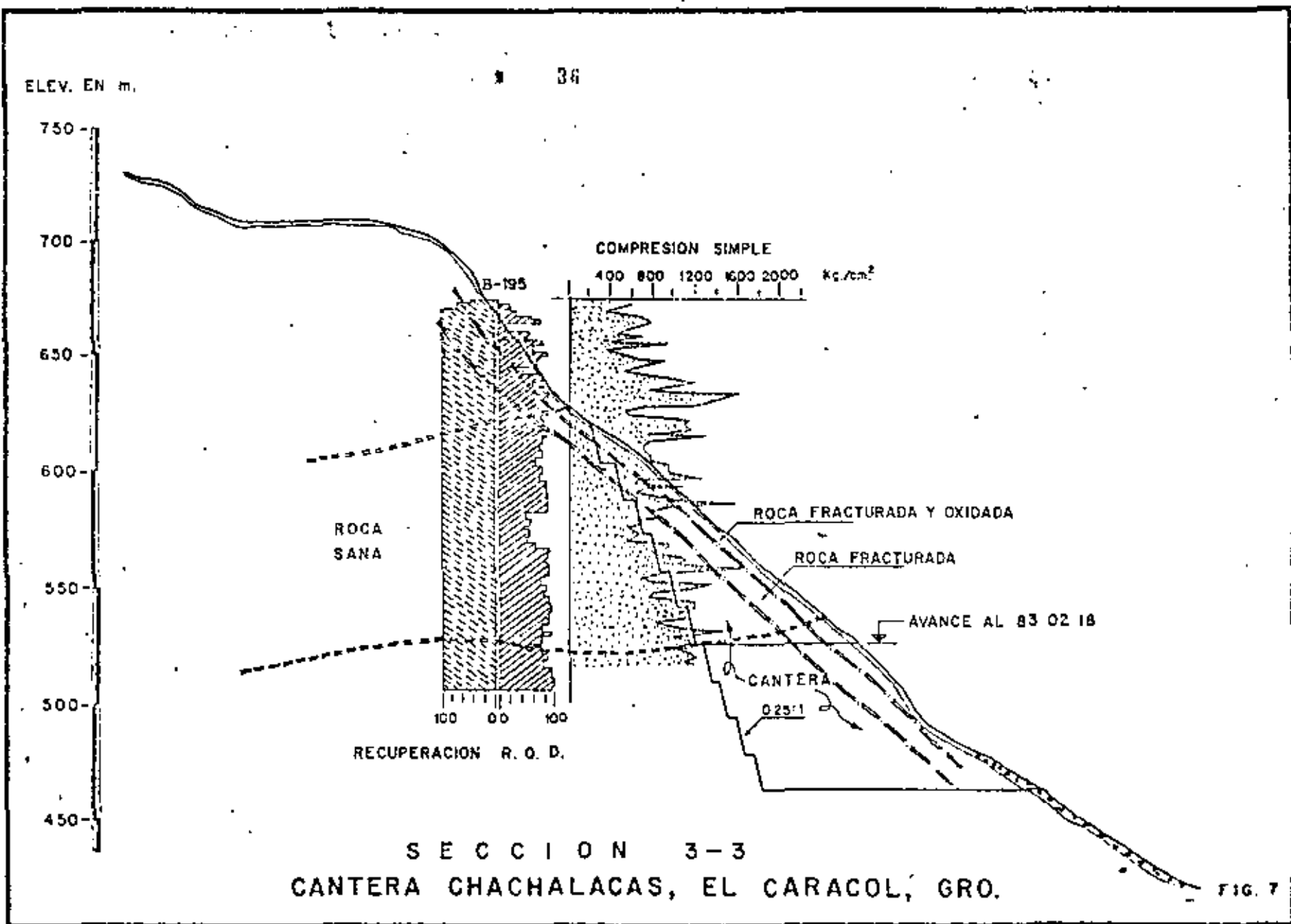
0 25 1

RECUPERACION R. O. D.

100 00 100

SECCION 3-3
CANTERA CHACHALACAS, EL CARACOL, GRO.

FIG. 7



— PROPIEDADES GEOMETRICAS Y MECANICAS —

37

CANTERA	ROCA	DUREZA	DENSIDAD	INDICE DE ABRASION	FACTOR DE PERFORABILIDAD	COMPRESION SIMPLE			CANTERA	EXPLOSIVO	POTENCIA M/100g	CARGA ESPECIFICA Kg./M ³	BARRENACION ESPECIFICA M./M ²
						MIN.	MAX.	PROM.					
CARACOL	ARENISCAS Y LUTITAS	3.3	2.3	1.8	0.75	200	1,750	975	CARACOL	TOVEK 100 + MEKAMON "G"	3000 - 3000	0.700	0.21
ANGOSTURA	CALIZA SUAVE	3.3	2.4	0.7	1.0	150	300	350	ANGOSTURA	SQUAREX + ANFO - 33%	—	0.500	0.17
LAGUNA VERDE	DIORITA	6.5 7.0	2.72	1.48	0.87	1,270	1,960	1,815	LAGUNA VERDE	GE - 40% 2" + ANFO	—	0.450	0.14

CANTERA	FAMILIAS DE FRACTURAS	SEPARACION ENTRE FRACTURAS	RECUPERACION %	R. O. D. %	ESPESOR ESTRATOS (M)	VELOCIDAD ONDAS P. M/100g.	FRACTURAS	SEPARACION	CALIDAD R. O. D. %	CLASIFICACION
ANGOSTURA	3 + ESTRATOS	> 3 M.	100	78	0.5 - 1M	2300 - 2800	PROXIMAS	5 a 30 cm	25 - 50	POBRE
LAGUNA VERDE	2	1 a 5 M.	100	74	3 - 4 M	~ 4500	BASTANTE PROXIMAS	30 cm. a 1M	50 - 75	REGULAR
							SEPARADAS	1M a 3M	75 - 90	BUENO
							MUY SEPARADAS	> 3 M	90 - 100	EXELENTE

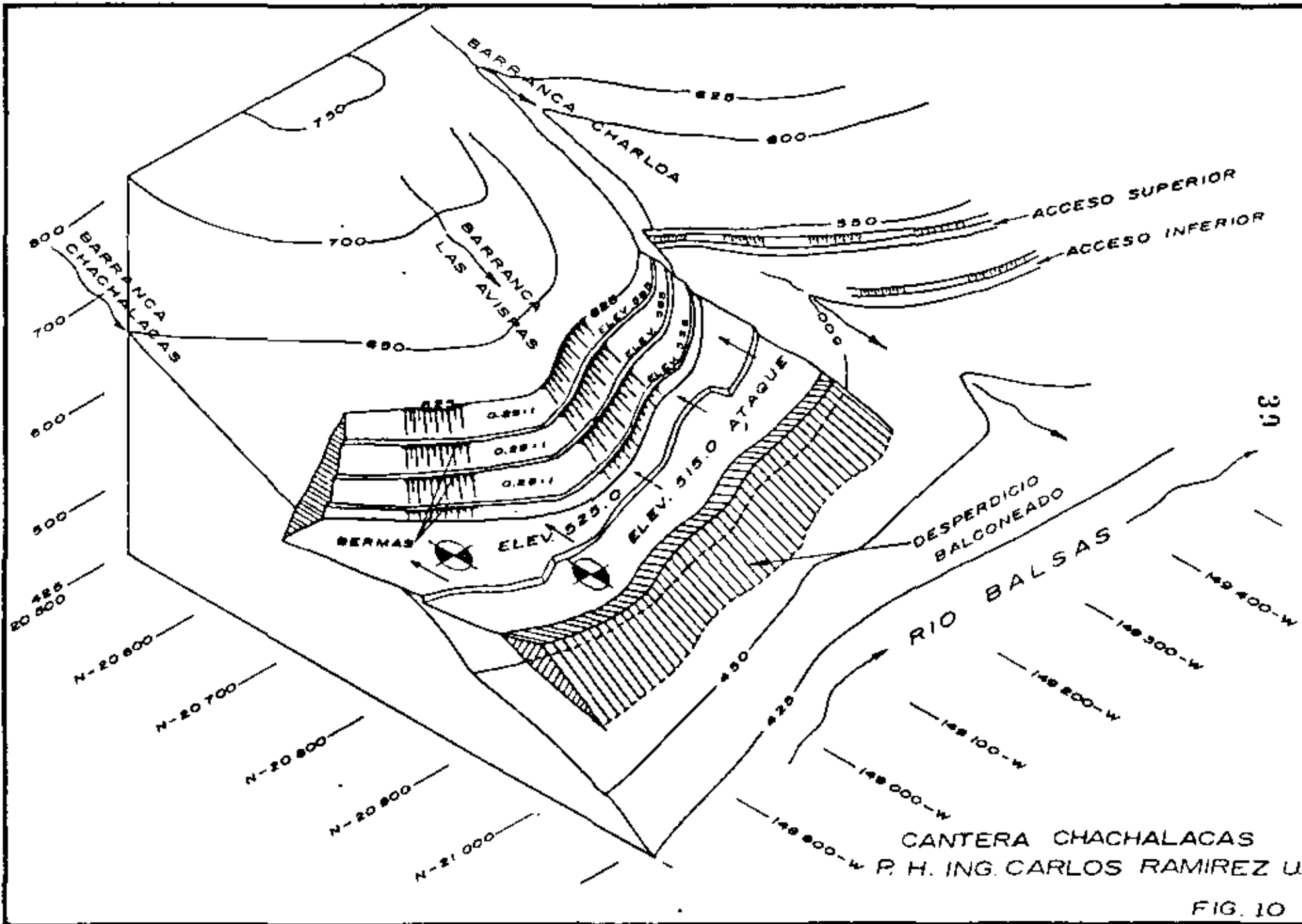
* Pseudestratificación

FIG. 8

DUREZA MOHS Y FACTOR DE ROCA

TIPO DE ROCA	DUREZA MOHS	FACTOR DE ROCA "C"
DIAMANTE	10.0	0.86
CUARZO	7.0	0.62
BASALTO	7.0	0.62
HORSTENO	6.5	0.59
FELDESPATO	6.2	0.57
GNEISES	5.2	0.54
ESQUISTOS	5.0	0.53
MAGNETITA	4.2	0.50
GRANITO (LAGUNA VERDE)	4.0	0.48
ARENISCA (CARACOL)	3.8	0.46
DOLOMITA	3.7	0.44
CONGLOMERADO POCO CEMENTADO	3.5	—
ROCA CALIZA (ANGOSTURA)	3.3	0.40
PIZARRA	3.1	0.38
LUTITA	3.1	0.38
CALCITA	3.0	0.36
ANTRACITA	3.0	0.36
MARMOL	3.0	0.36
CARBON BITUMINOSO	2.5	0.30
MICA	2.3	0.28
YESO	2.0	0.24
TALCO	1.0	—

Referencia: Ings. Reyes Cortés y Valladares Arrieta
 Centro de Educación Continua UNAM, junio 1976



CANTERA CHACHALACAS
P. H. ING. CARLOS RAMIREZ U.

FIG. 10

CONSTRUCTORA ICA, S. A.

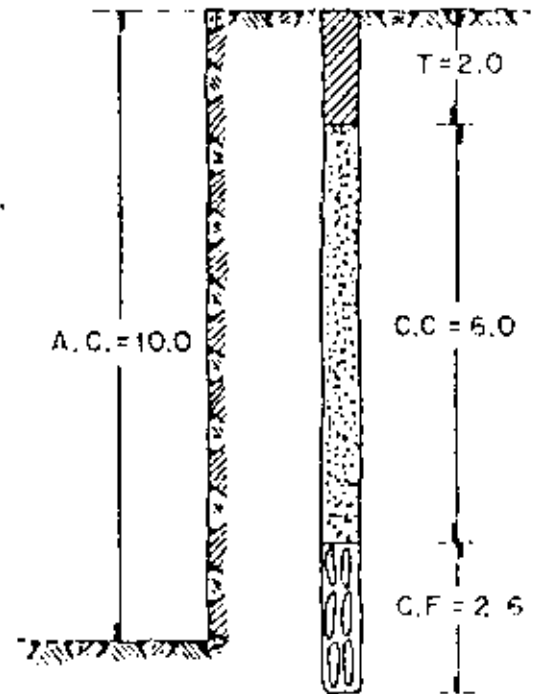
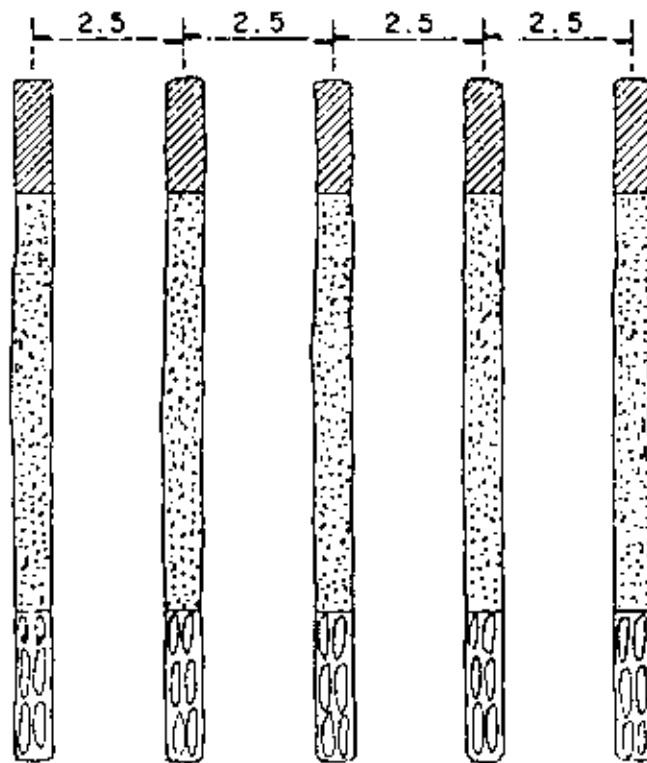
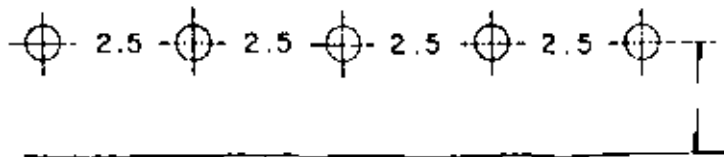
- 40

EXPLOTACION DE ROCA

FRENTE : PEDRERA

PLANTILLA DE BARRENACION PARA VOLADURA DE VARIAS HILERAS SIN LIMITACIONES A CIELO ABIERTO.

ϕ BARRENACION = 3" = 7.60 cm
 ALTURA DEL BANCO = 10 M.
 B = 2.0 M. E = 2.5 M.
 P.B. = 10.60 M. SP. = 0.60 M.
 V = 2.0 M. X 2.5 M. X 10.0 M. = 50.0 M.³
 Fc. = 0.70 Kgs./M.³ = 35 Kgs./BARRENO.



35 Kgs. / BARRENO X 0.40% C.f. = 14 Kgs. / BARRENO
 35 Kgs. / BARRENO X 0.60% C.c. = 21 Kgs. / BARRENO

 35 Kgs. / BARRENO

GRANULOMETRIA OBTENIDA DE 0.15 A 0.35 Mts.

FIG. 11

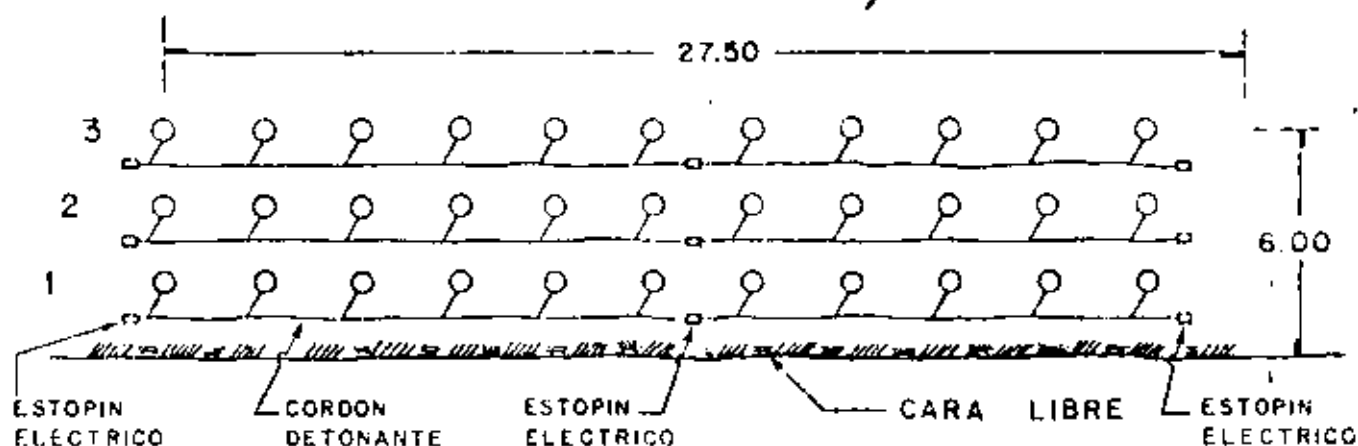
DIAGRAMA DE BARRENACION Y CARGA EN LA PEDRERA "LAS CHACHALACAS" CON CUADRICULA DE 2 Mts. X 2.50 Mts. (TIPO) EN UNA AREA DETERMINADA.

B = BORDO	B = 2 M.
E = ESPACIAMIENTO	E = 2.5 M.
A = AREA	A = 165 M ²
V = VOLUMEN	V = 1650 M ³
P = PESO	P = 1155 Kg.
AB = ALTURA DE BANCO	AB = 10.00 M.
SB = SUB BARRENACION	SB = 0.60 M.
∅ = DIAMETRO DE BARRENACION	∅ = 3" = 7.6 cm.
PB = PROFUNDIDAD DE BARRENACION	PB = 10.60 M.
T = TACO O TAPON	T = B
CF = CARGA DE FONDO	CF = 1.3 B
CC = CARGA DE COLUMNA	CC = PB - 2.3 X B

TIPO DE CARGA EN LOS BARRENOS: C.F. = 40% (TOVEX) Y
C.C. = 60% (MEXAMON "G")

$$V = A \times AB$$

$$FC = P / V$$



TIPO DE BARRENO	No. DE BARRENOS	No. DE ESTOPIN	TIPO DE CARGA		TOTAL CARGA Kg.
			C.F.	C.C.	
AYUDANTES	11	1	14	2	385
AYUDANTES	11	2	14	21	385
CORTE	11	3	14	21	385
	33		14	21	1,155

$$F. C. = \frac{1.155}{1.650} = 0.70 \text{ Kg/M}^3 \quad \text{Barr. Espec.} = \frac{33 \times 10.6}{1.650} = 0.21 \text{ M/M}^3$$

FIG. 12

% QUE PASA

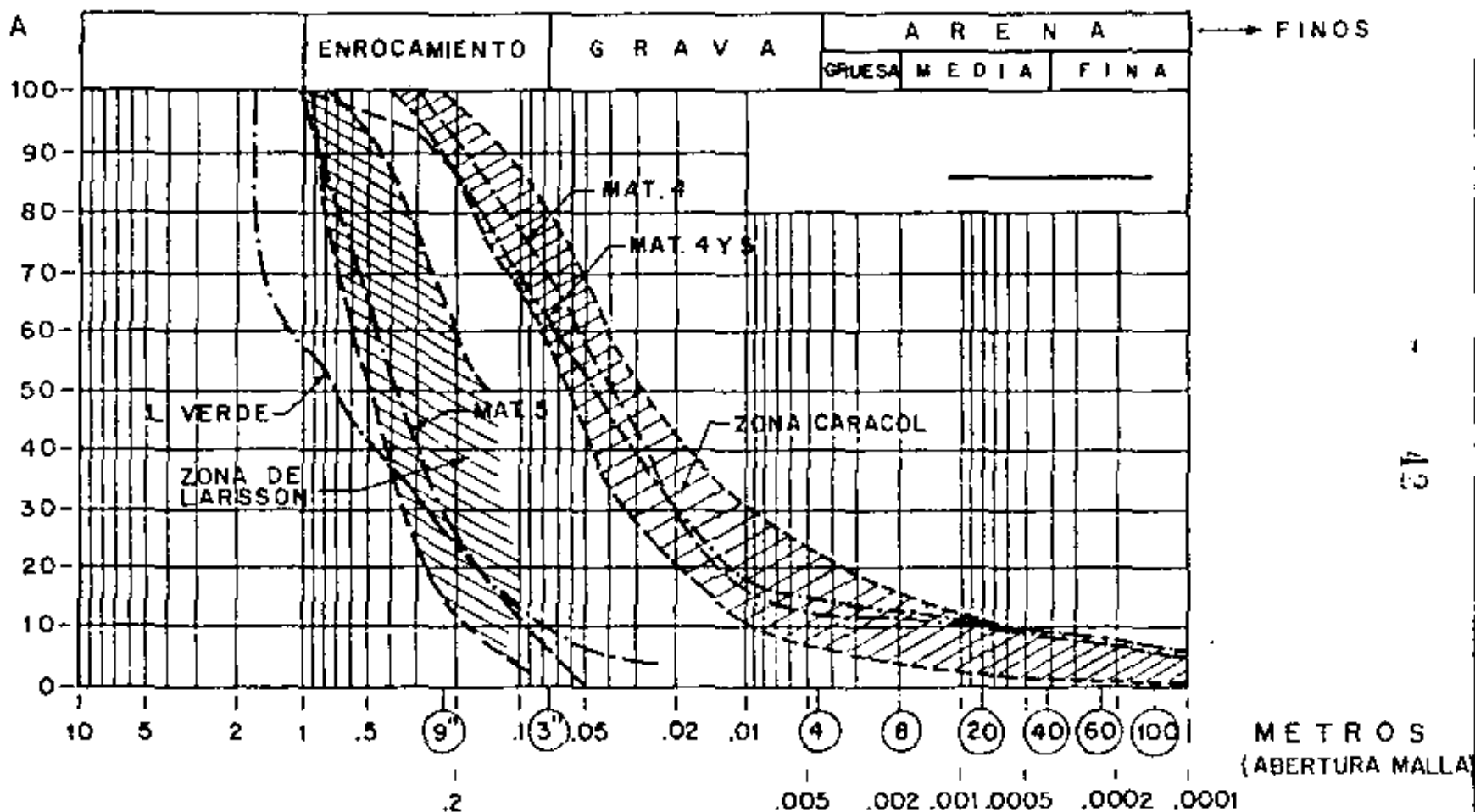


FIG. 13

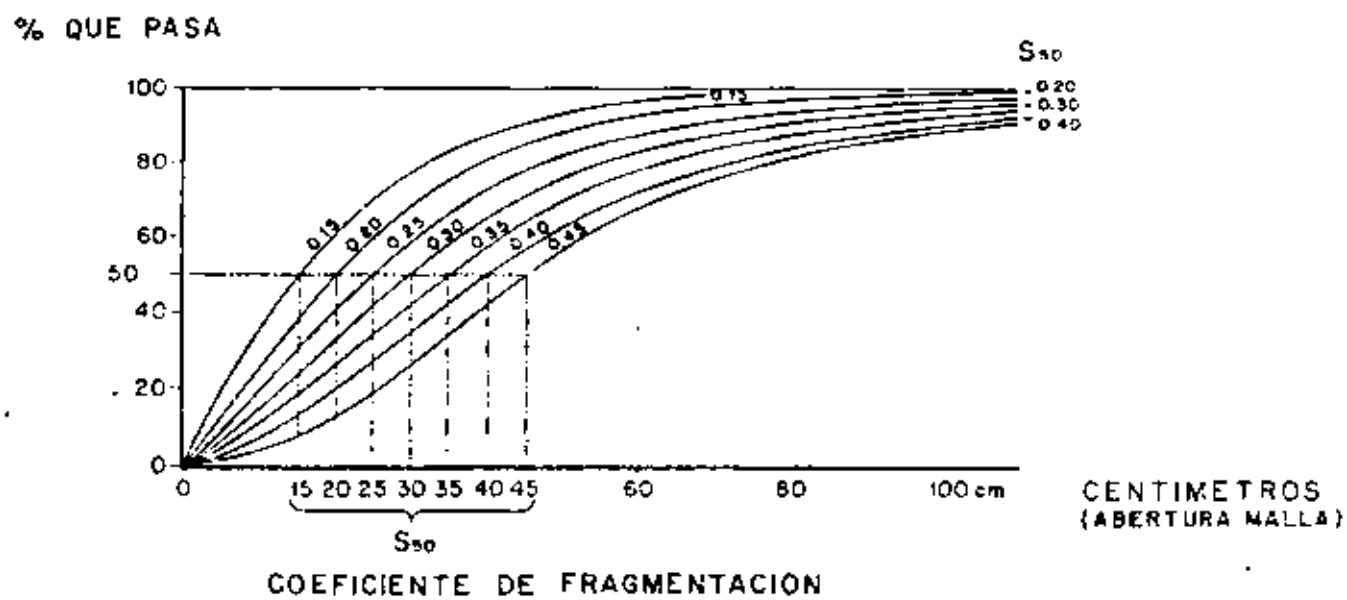
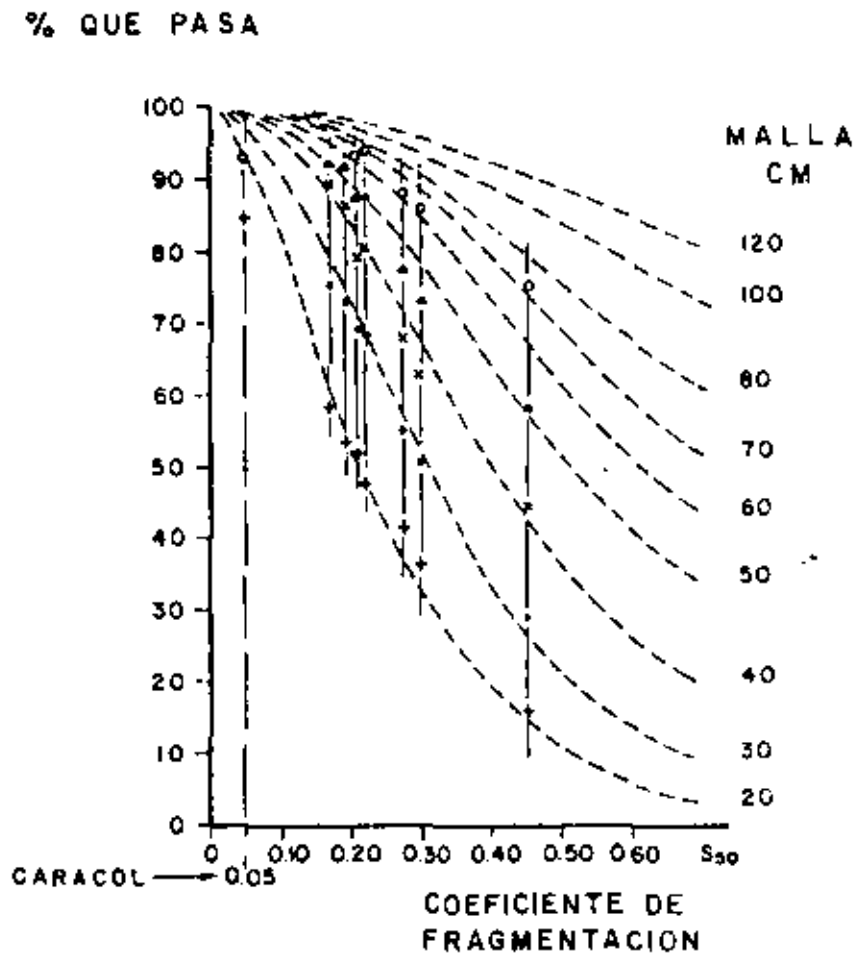
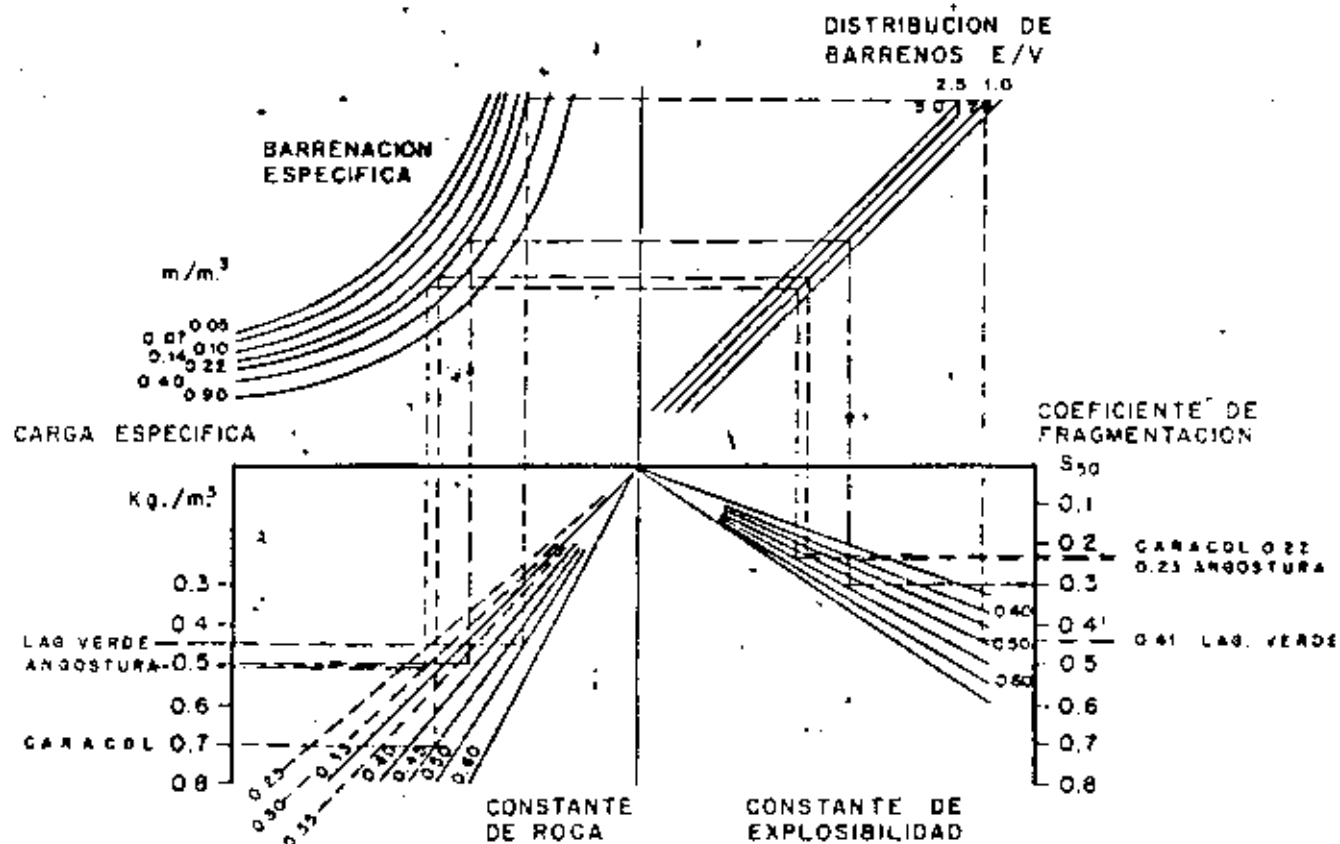


FIG. 14

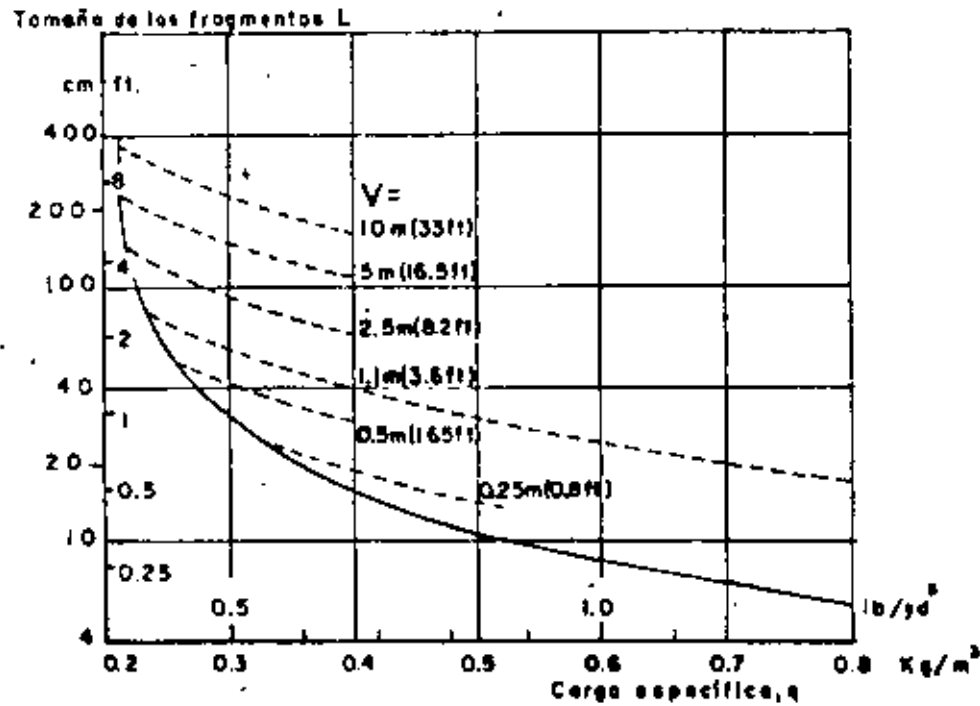


- + PORCENTAJE EN PESO QUE PASA LA MALLA DE 20 cm.
- PORCENTAJE EN PESO QUE PASA LA MALLA DE 30 cm.
- X PORCENTAJE EN PESO QUE PASA LA MALLA DE 40 cm.
- Δ PORCENTAJE EN PESO QUE PASA LA MALLA DE 50 cm.
- PORCENTAJE EN PESO QUE PASA LA MALLA DE 70 cm.

FIG. 15



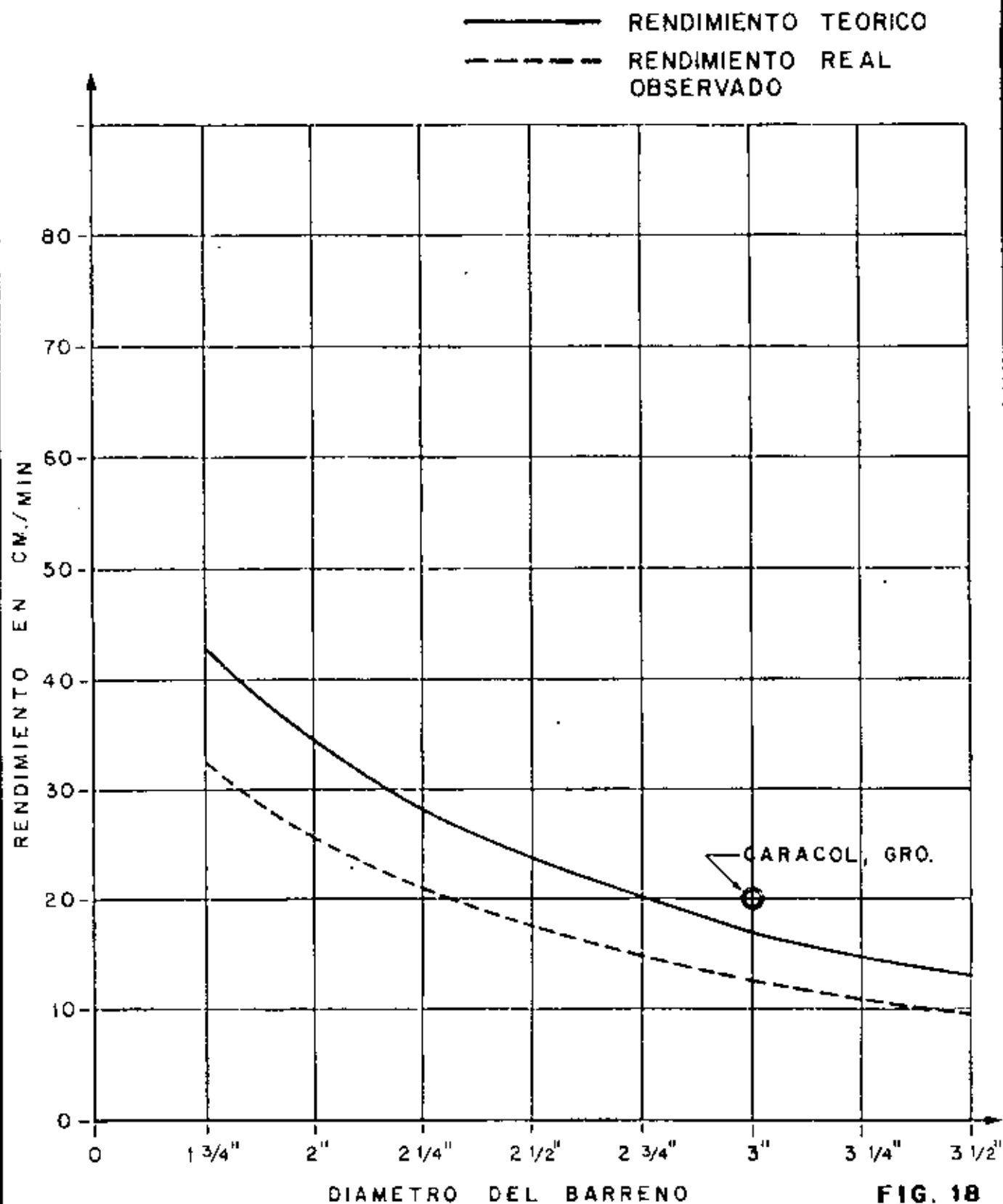
CALCULO DEL COEFICIENTE DE FRAGMENTACION, S_{50}
 BASADO EN LOS DATOS TECNICOS DE LA VOLADURA, SEGUN BERNT LARSSON



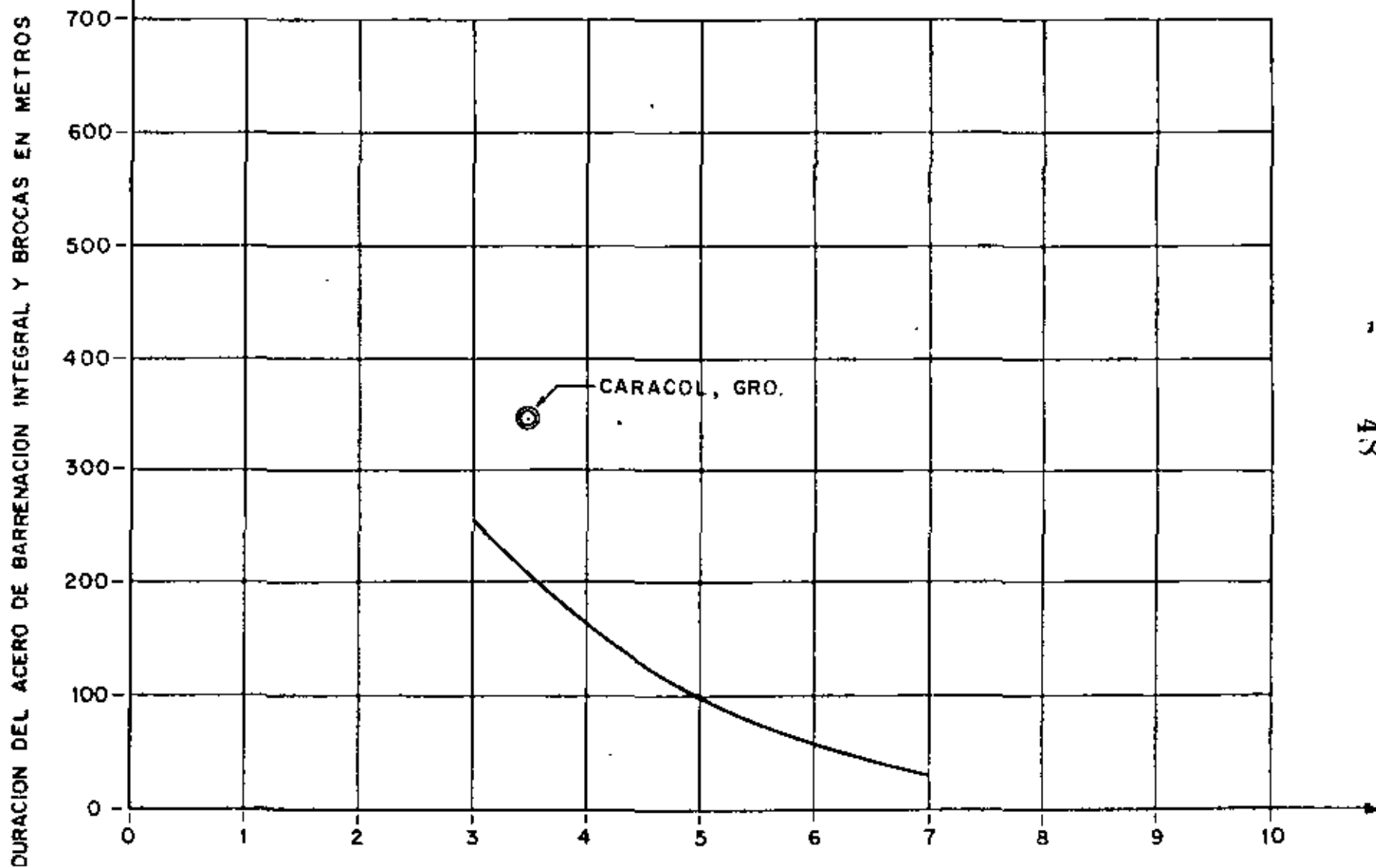
Relación entre tamaño máximo de fragmentos (L) y la carga específica para bordos (V) entre 0.25m y 10m en voladuras de líneas múltiples con estopines de milisegundos, para bancos con barrenación inclinada y altura igual a 3V. La línea llena representa para cada valor de V, la carga específica requerida justamente para aflojar la roca.

GRAFICA DE RENDIMIENTO DE UNA PERFORADORA DE TRACK-DRILL CON UN CONSUMO DE AIRE DE 500 P.C.M. Y 1900 IMPACTOS/MIN. 47.

PARA ROCAS SUAVES



DURACION DEL ACERO DE BARRENACION



INDICE DE DUREZA DE LA ROCA, REFERIDA A LA ESCALA DE MOHS

FIG. 19



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA
Y A LA CONSTRUCCION

PROBLEMAS EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

RAUL CUELLAR BORJA

MAYO. 1984

PROBLEMAS EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCION
DE TUNELES.

RAUL CUELLAR BÓRGA
JULIO 1992.

LOS PROBLEMAS QUE ENFRENTAN GENERALMENTE -
SON DEL SIGUIENTE CARACTER:

GEOLOGICOS

TOPOGRAFICOS (DEFINICION DEL TRAZO)

DE CONSTRUCCION

Procedimiento de Excavación

Soporte de la Roca

Tratamiento de la Roca (Gunita, Inyecciones)

Bombeo

DE DISEÑO

Definición de la Carga sobre el Revestimiento

Definición sobre la necesidad del Revestimiento

TRAZO TOPOGRAFICO

El trazo topográfico siempre deberá basarse en las condiciones geológicas del terreno.

Conforme se conozca mejor la geología sobre el trazo preliminar, este se modificará tratando de evitar atravesar zonas de mala calidad.

EJEMPLO:

TUNEL SAN LUIS RIO COLORADO - TIJUANA.

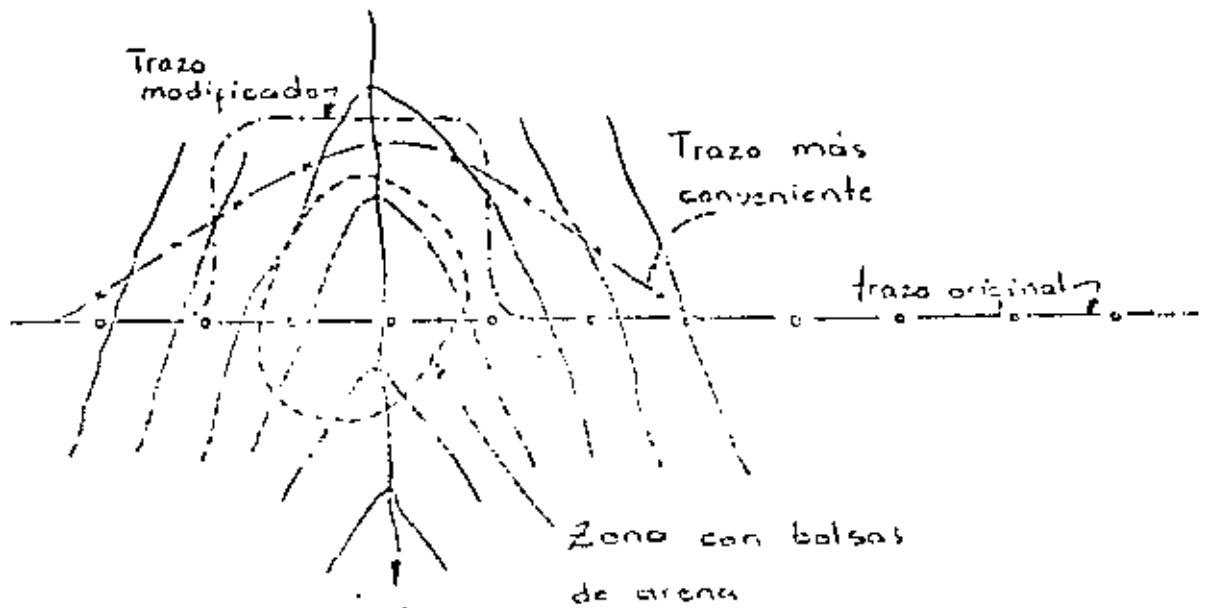
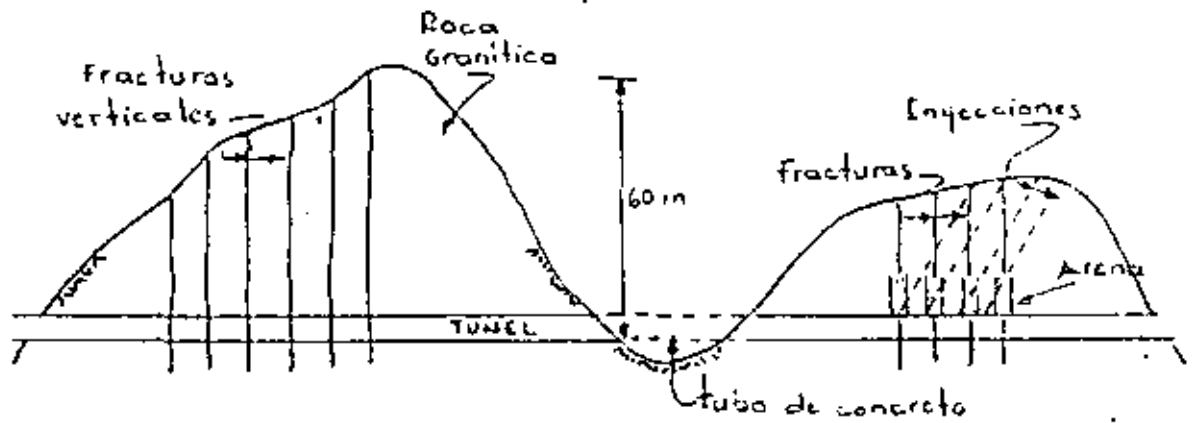
Estos túneles forman parte del ^{Acueducto} ~~Acueducto~~ San Luis Río Colorado - Tijuana, B.C. de 125 Km. de longitud construido por la --- SARH para abastecer de agua potable a Tijuana, durante 1977 a 1980.

Existen dos tramos en túnel, de 3 Km. de longitud cada uno - con sección portal de 3.5 m. excavados en granitos de grano fino en la Sierra de La Rumorosa, con cobertura máxima de -- 60 m.

Los dos túneles se excavaron desde los portales avanzando -- hacia el centro, en donde por la existencia de arroyos la cobertura es algo menor de 50 m. y el agua se infiltraba por -- las fracturas de la roca granítica ocasionando su desintegración en arena suelta. Faltando 100 a 150 m. en ambos túne-- les hubo necesidad de suspender los trabajos al ser expulsada la arena suelta hacia dentro del túnel.

En uno de ellos se cambió el trazo girando el frente 90° para alcanzar mayor cobertura de roca y por tanto roca sana.

En el otro se logró estabilizar mediante inyecciones de cemento.



NOTA: Lo mejor es tener cambios de dirección menos bruscos.

Para el trazo y control de construcción conviene utilizar las técnicas y aparatos más avanzados, salvo algunos túneles mineros y de carbón.

Se usa la fotogrametría como primera aproximación y triangulaciones para la ubicación de los puntos base del trazo.

Se usan aparatos como:

Telurómetros, distanciómetros, rayo laser, niveles y teodolitos de precisión, cámaras fotográficas para seccionar el túnel.

PROBLEMAS GEOLOGICOS

TIPO DE EXPLORACION

METODOS INDIRECTOS: FOTOGEOLOGIA
IMAGEN DE RADAR
GEOSISMICOS
RESISTIVIDAD
RAYOS GAMMA
FLUJO TERMICO

METODOS DIRECTOS: GEOLOGIA SUPERFICIAL
PERFORACIONES

FOTOGEOLOGIA

Sirve fundamentalmente para identificar rasgos estructurales como fallas regionales y locales, arroyos, depósitos de talud, fallas de talud y tipos de rocas, dirección de echados.

En el Anexo 1 se presenta un ejemplo del levantamiento - fotogéológico del Proyecto Coco de Pedro Brand, sobre el Río Haina, Rep. Dominicana.

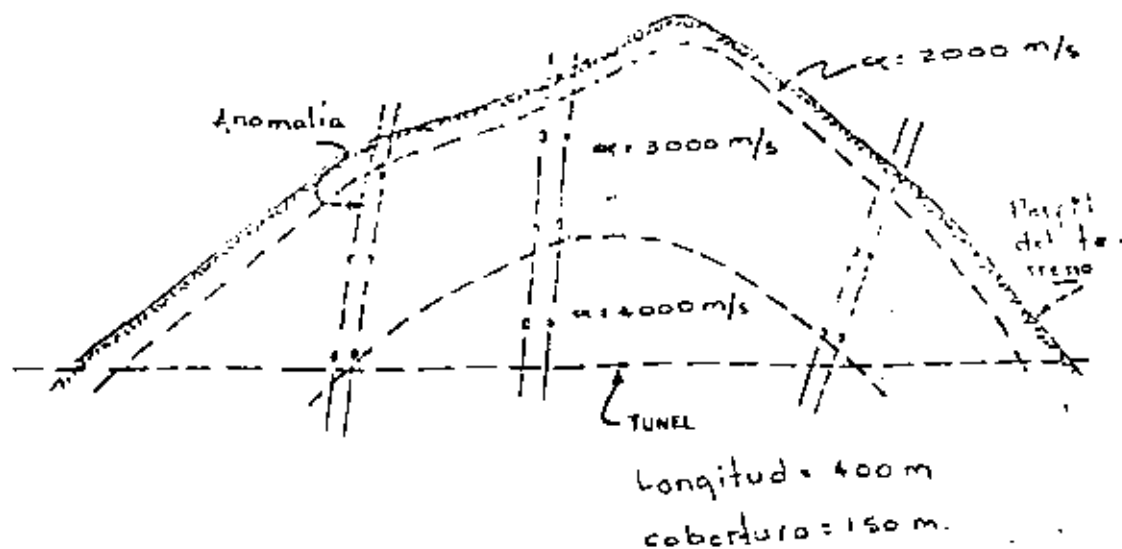
IMAGEN DE RADAR

Se usa fundamentalmente para identificación de rasgos estructurales como son las fallas regionales ya que en la fotografía se borra la vegetación. Es muy útil para estudios de riesgo sísmico. Ejemplo: Managua, Nicaragua, para estudios del sismo de diciembre 1974 (25 000 muertos).

GEOSISMICOS

El método de refracción sísmica y microsísmica viene a ser una de las herramientas más importantes en el diseño de túneles. Básicamente se obtiene información fidedigna acerca de la estructura de la roca, así como de su calidad en cuanto a resistencia y deformabilidad de una manera indirecta, con base en la velocidad de transmisión de ondas de choque tanto longitudinales (α) como transversales (β), también se obtiene la relación de Poisson.

Ejemplo: Túneles de Desvío Caracol. Anexo No. 2



Con esta información se puede determinar lo siguiente:

- Extensión de los portales
- Definición del tipo de soporte a lo largo del túnel:
 - a) Temporal.- Anclas, malla, gunfita simple o armada, ademes.
 - b) Definitivo.- Anclas, malla, gunfita simple o armada, ademes y revestimientos de concreto. Camisa metálica en tuberías de presión.
- Propiedades mecánicas para diseño:

$$E = \alpha^2 \cdot \rho \cdot \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \cdot \frac{1}{3}$$

E= Módulo de elasticidad dinámico
 α= Velocidad de transmisión de ondas longitudinales
 ν= Relación de Poisson ; g= gravedad
 ρ= Peso volumétrico del medio de transmisión.

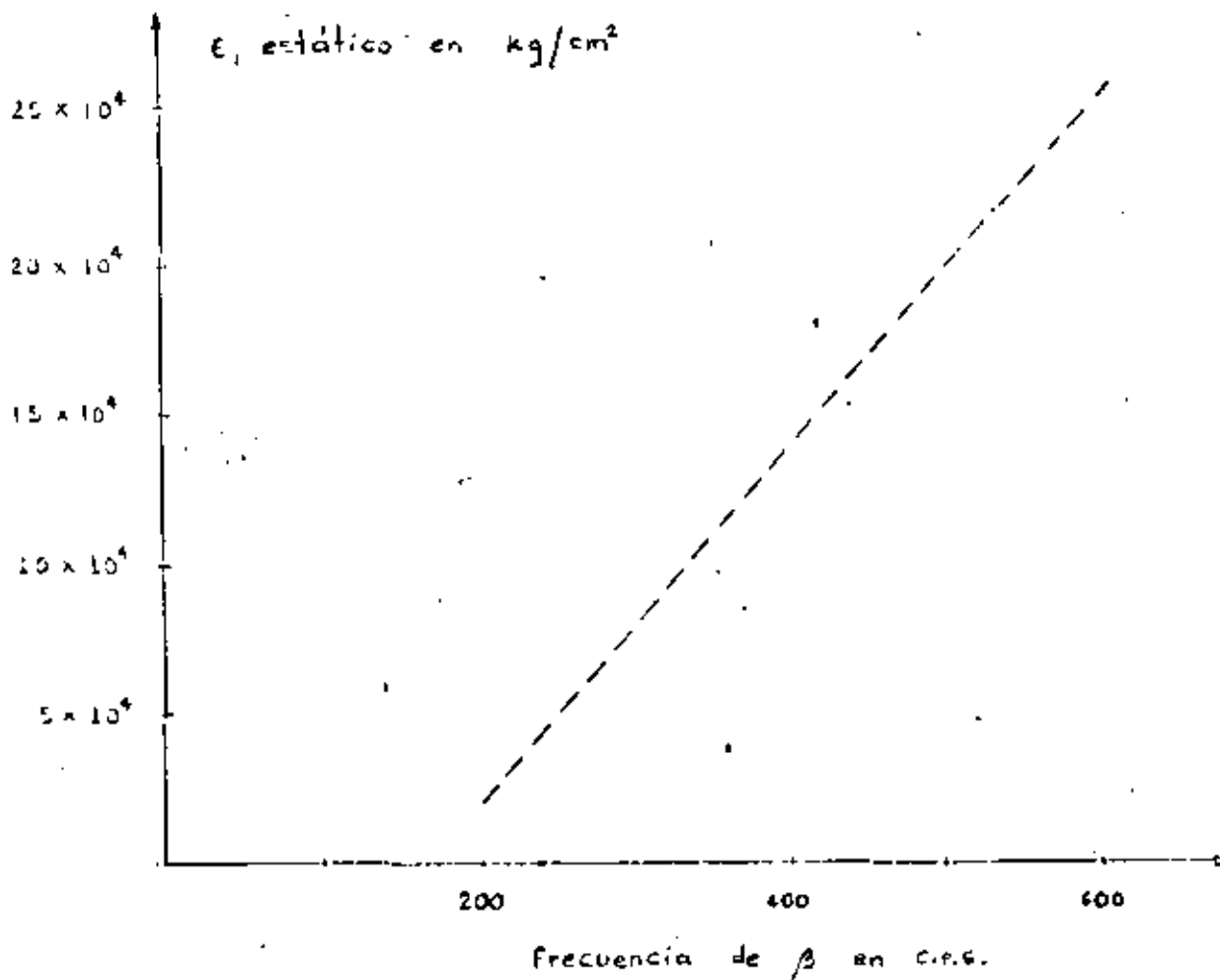
$$E = \beta^2 \cdot \rho \cdot 2(1 + \nu) \cdot \frac{1}{3}$$

β= Velocidad de transmisión de ondas transversales

$$\nu = \frac{\frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\beta} \right)^2 - 1}{\left(\frac{\alpha}{\beta} \right)^2 - 1}$$

- Diseño del revestimiento en función del E, de la roca usando elementos finitos.

-Módulo de elasticidad estático en función de la frecuencia de la onda transversal.



Relación experimental entre el módulo estático en pruebas de placa y la frecuencia de la onda transversal. Referencia:

Moyens nouveaux de reconnaissance des massifs rocheux
 Schneider
 Annales ITBTP; Julio - Agosto 1967, No. 235-236.

RESISTIVIDAD

La información mas importante sería la detección de cavernas en rocas calizas y basaltos vesiculares.

También se puede obtener información sobre los niveles de agua.

Ejemplo: Chicoasén, margen izquierda 1974 (Geofimex)

RAYOS GAMMA

Mediante levantamientos dentro de barrenos pueden localizarse con precisión estratos delgados de lutitas delezna- bles que púedieran crear problemas de estabilidad.

Ejemplo: Chicoasén, margen izquierda, 1974, C.F.E. oficina de geofísica.

FLUJO TERMICO

Mediante mediciones dentro de barrenos puede conocerse la temperatura de la roca y detectar anomalías con tempera- turas elevadas, considerando como anomalía las variacio- nes de temperatura mayores de 1°C por cada 33 m. de pro- fundidad. Los problemas serian que el túnel pasara cerca de zonas hidrotermales con temperaturas mayores de 60°. - En el Cañón del Sumidero Chis. y en El Caracol, las medi- ciones dieron valores normales.

GEOLOGIA SUPERFICIAL

Reconocimientos a pie efectuando un levantamiento concienzudo de los rasgos estructurales más importantes: echados, fallas, contactos, fallas de talud, litología, cavernas, manantiales, corrientes superficiales, etc.

Los puntos de observación deberán ser controlados por topografía precisa.

Ejemplo: mal control topográfico: Chicoasén margen izquierda donde potencialmente hay problemas de estabilidad en taludes que se extienden a 1.5 Km. desde el río, dificultándose la definición de la geométrica del modelo geológico estratigráfico para fines de estabilidad de taludes.

PERFORACIONES

Este es un medio de exploración caro y por tanto debe seleccionarse la posición y longitud de cada barreno.

Se obtendrá básicamente la estratigrafía y la calidad del macizo rocoso en cuanto a discontinuidades (fracturamiento, fallas, oquedades).

Con las muestras se obtiene la calidad física y química de las rocas (Resistencia, alteración, agresividad al concreto).

Se puede obtener información sobre niveles freáticos y sobre la permeabilidad de la roca.

Conviene que los barrenos tengan dirección e inclinación preferente para atravesar el mayor número de discontinuidades.

Las perforaciones deberán realizarse en tresbolillo a los lados del eje del túnel, digamos a 50 m. La separación entre sondeos a lo largo del eje dependerá siempre de la incertidumbre sobre los cambios importantes ya sea en litología como en la estructura de la roca. La separación máxima pudiera ser 500 m.

INFORMACION GEOLOGICA

Con la información obtenida en los estudios y levantamientos geológicos se elaboran planos con plantas y perfiles donde se indique la siguiente información:

GEMORFOLOGIA.- Topografía superficial, drenaje, manantiales etc.

ESTRUCTURA .- Plantas y perfiles mostrando estratigrafía, fallas, plegamientos, fallas de talud, etc.

TECTONICA .- Fallas regionales, información sísmica (epicentros, profundidad, magnitud).
Cálculo de desplazamiento de fallas principales y subsidiarias durante eventos sísmicos.

Ejemplo Chicoasén: Se calculó un desplazamiento de 20 cm. en el eje de la boquilla para fallas subsidiarias a 1 km. de distancia de una falla principal de 120 Km. de longitud, para un sismo con magnitud de 7.5.

Ver ejemplo anexo 3.

GEOHIDROLOGIA

El conocimiento real del flujo hidráulico obtenido de la información del flujo superficial, manantiales y barrenos es de suma importancia para predecir los problemas de manejo del agua de infiltración hacia la excavación, así como para diseñar el drenaje del túnel mediante barrenos, o bien, para estar preparado para evitar la extrusión de la roca por alteración a arenas en granitos y areniscas mediante inyecciones de abanico por delante del túnel. La presión hidrostática también interviene en la determinación de la calidad del macizo rocoso según la clasificación de Barton acerca del tamaño de los bloques y de la resistencia al corte en sus caras.

PROPIEDADES GEOMECHANICAS (Geométricas y mecánicas)

Perfiles estratigráficos con los resultados de ensayos de laboratorio practicados en probetas de roca intacta:

Compresión, tensión, corte, porosidad, alteración, peso - volumétrico, Módulo elástico, expansibilidad, efecto de - creep, efecto de escala.

Lo mismo para ensayos de campo:

Estado de esfuerzos interno, módulo de deformabilidad, re sistencia al corte, ex pansion.

Ver Anexo 4 sobre Pruebas de Campo de Mecánica de rocas.

Ejemplo: Prefactibilidad técnica P.H. Itzantún, Chis. -- C.F.E. 1978.

INTERROGANTES QUE SE PRESENTAN AL CONSTRUIR UN TUNEL:

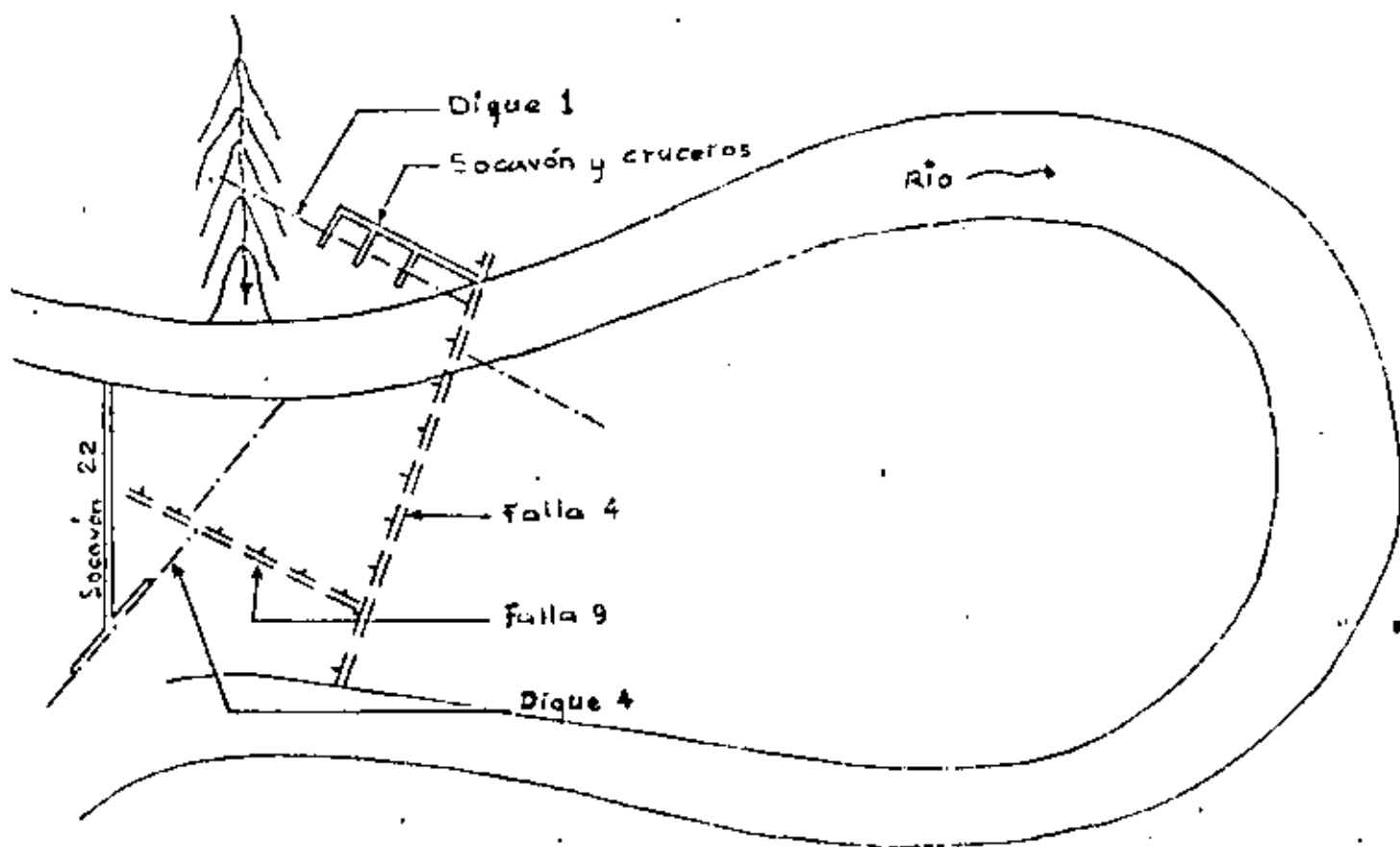
- 1.- FALLAS.- Que posición guardan con el eje del túnel
 En que longitud afectan al túnel
 Amplitud de la falla
 Naturaleza de los materiales en la zona de falla:
 Milonita (esquistos y calizas)
 Arcilla expansiva (Montmorillonita)
 Arena (alteración de granitos, areniscas, y rocas antiguas, paleozoicas).

NOTA:

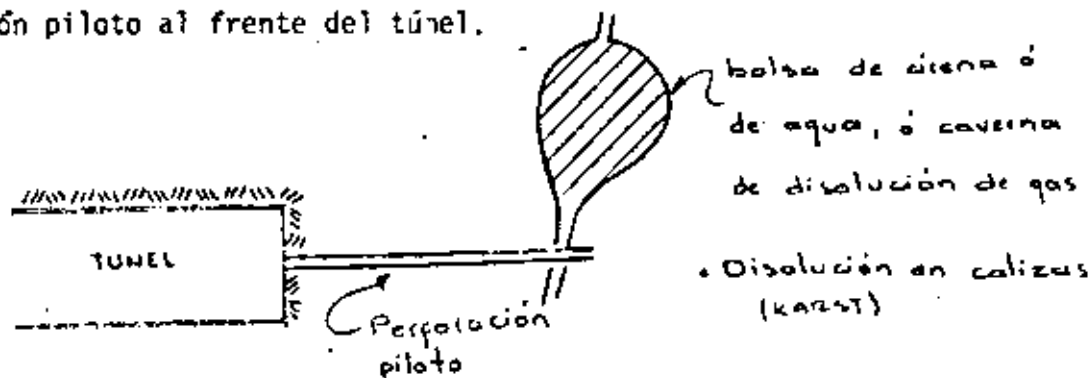
Lo más conveniente es que el túnel atraviese las fallas en dirección perpendicular

Ejemplo: Exploración dique 1 de margen izquierda, en El Caracol, Gro. excavando un túnel paralelo al dique y efectuar cruceros a cada 10 m.

Mayores dificultades se tuvieron al explorar el dique 4 en El Caracol, Gro., excavando sobre el mismo dique alterado.



La detección de bolsas de arena y/o de agua se realiza mediante una perforación piloto al frente del túnel.



2.-AGUA.-.En que punto se encontrará agua

.En que cantidad

.Con que presión

.De que calidad

.En rocas calizas, anhidritas y yesos se tienen problemas de alteración inmediata y disminuyen en forma notable su resistencia al hidratarse (más del 50%).

.Algunas tobas ígneas de matriz vítrea montmorilonítica se desintegran con la humedad del aire.

Ejemplo: Tobas vítreas blancas en San Juan Tetelcingo, Gro. - margen izquierda.

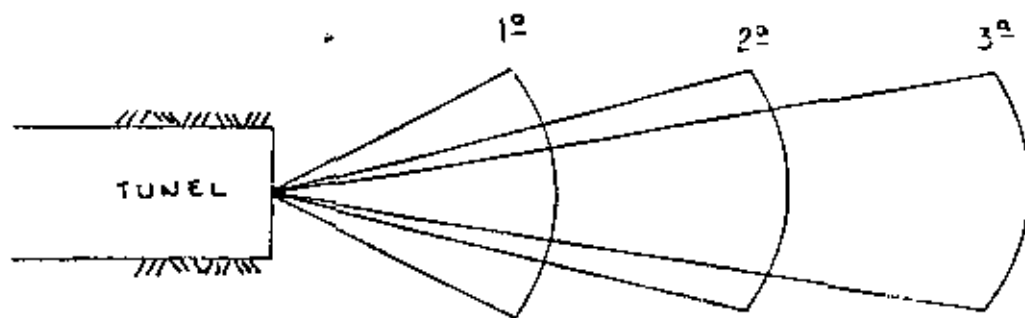
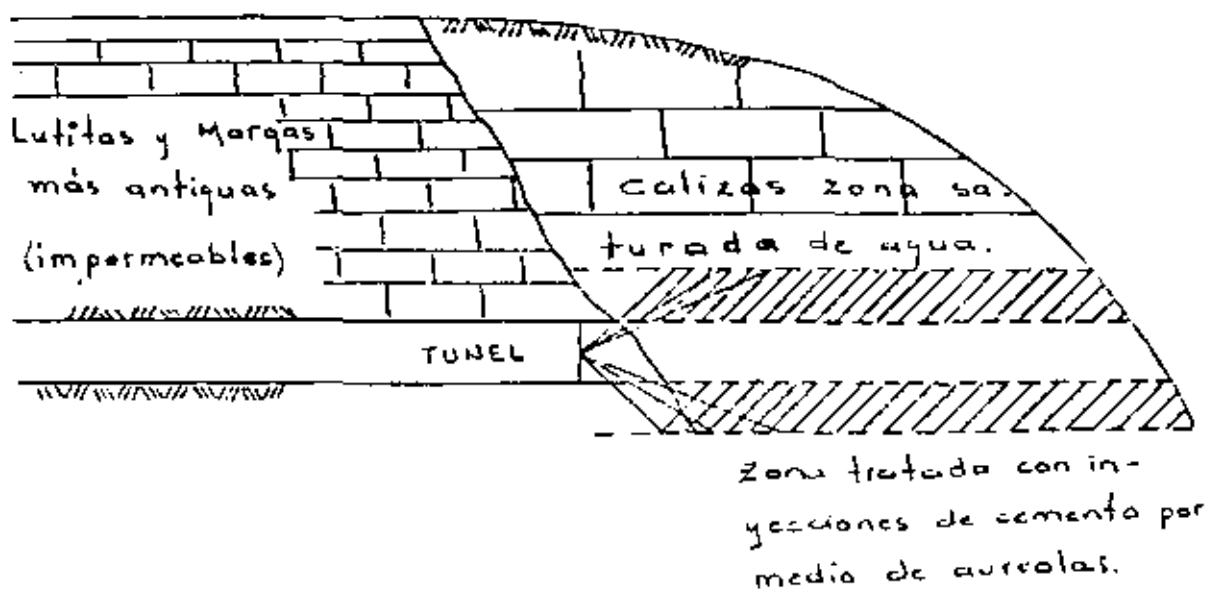
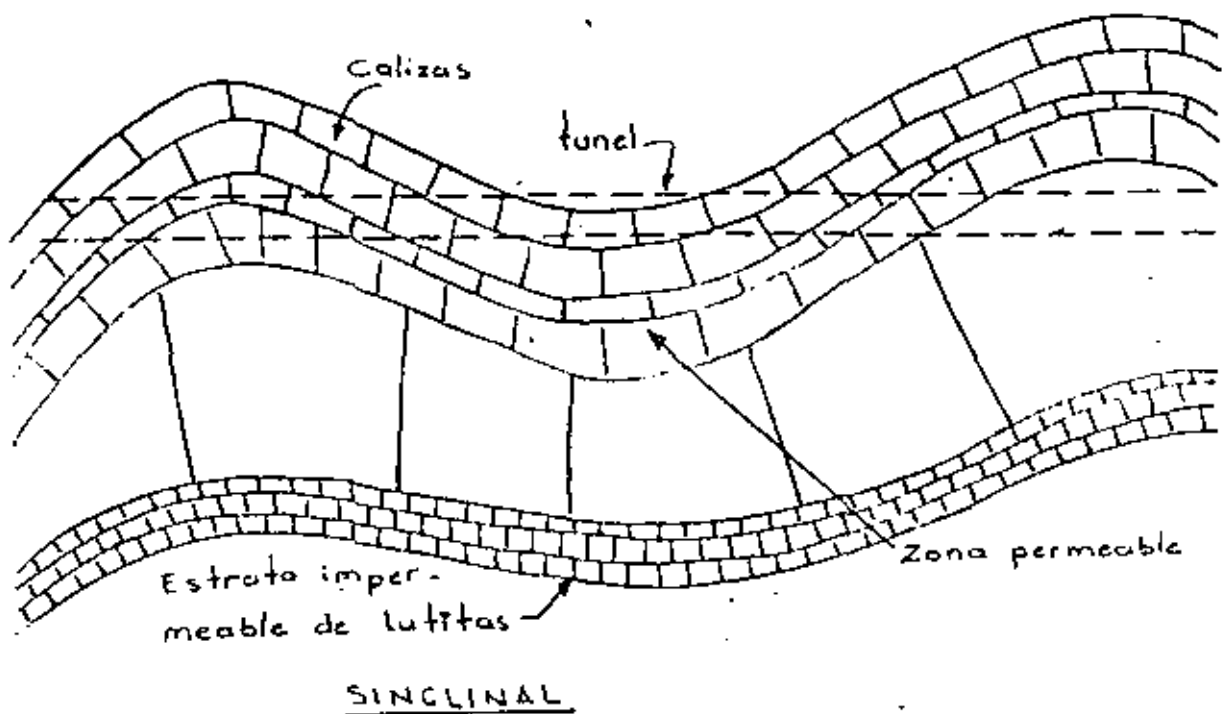
.También la brecha ígnea con matriz vítrea color rosa en la misma margen izquierda se expande con la humedad ambiente. -- (Formación Balsas).

.La formación Tuscacuezo en La Presa Las Piedras Gto., de la SARH, esta constituida por areniscas de grano grueso con matriz de arcilla montmorilonítica color café rojizo. Se desintegra en presencia de agua y el material de las excavaciones del vertedor no se pudo usar en la Cortina.

.Las Anhidritas o Lutitas de Río Escondido Subrayacentes al estrato de carbón se expanden y se colapsan con la humedad del aire. Se deja una cáscara de carbón de 3" a 4" como protección contra la humedad.

- .Las lutitas interestrificadas con calizas --- en La Angostura y Chicoasén, Chis., dieron valores de $25 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ de expansión al saturarlas, -- sin permitir cambios volumétricos.
- .Las calizas, anhidritas, yesos y basaltos producen agua abundante.
- .La estructura de sinclinal produce agua.
- .Los cauces antiguos (paleocanales) también -- producen agua.
- .Las aguas zelenitosas (sulfatadas) atacan el -- cemento Portland.

NOTA: En El Caracol, Gro., la alteración de los diques ígneos -- de composición andesítica (Felsita) ha sido a través de -- cientos o miles de años.



AUREOLAS.-
Conos embutidos de inyección

3.- MATERIALES .- ¿Se excavará todo el túnel en roca sana o se encontrarán zonas con rocas deleznales cauces sepultados, etc.?

Desafortunadamente los estudios no son tan completos para conocer con anticipación esta eventualidad.

Con los sondeos geofísicos de microsísmica y resistivos que a veces son los de mayor alcance en profundidad no se logran identificar plenamente estas discontinuidades.

4.- SECCION .- ¿Se obtendrá una sección limpia o habrá sobre excavación?

En rocas con estratificación delgada se produce sobre excavación. Aquí la dirección del echado tiene gran influencia.

Rocas blandas: tobas, morrenas tienen también sobre excavación:

Ejemplo: Túnel de aducción en morrenas en el P.H. Pizayambo, Ecuador, de 4 m. de sección portal y 6 Km. de longitud excavado en morrenas y andesita alterada en la zona de Los Andes.

5.- RESISTENCIA .- Será roca fácilmente excavable o será difícil por su dureza.

Fácil.- Calizas de Angostura, poco consolidadas con resistencias en compresión de 500 Kg/cm^2 en seco y 350 Kg/cm^2 en saturado.

Difícil.- Conglomerado silicificado de El Infiernillo con resistencias de 2 500 Kg/cm² en compresión. - -
Muy abrasiva. Produce silicosis.

Gneiss granfítico con 20% de cuarzo en la Rumorosa. Túnel San Luis Río Colorado - - Tijuana de 3.5 m. de diámetro. Fracasó -- una máquina topo rascadora tipo Fullface por desgaste excesivo en los cortadores. Avance máximo 17 m/dfa. Avance promedio 1 m/dfa. Avance promedio en rocas blandas 35.50 m/día.

6.- ADEMES

En función de la calidad de la roca será el ademe que se utilice:

Gunita - Gunita y Malla

Anclas - Preanclajes

Marcos - Simples-colados.

7.- PORTALES

Necesidad de apuntalar la entrada y salida del túnel y en que longitud.

Se determina en función de la calidad estructural del macizo rocoso más que de la calidad física y resistencia de la roca. En general la roca superficial está alterada y es necesario removerla. Tener cuidado de la estabilidad general del talud.

NOTA: Por una falla general de talud se puede obturar toda la toma.

Cerro de Oro-falla portales.

8.- FALLA DEL TUNEL .- Posibilidad en túneles profundos que -- por relajación de esfuerzos se expanda el material y se presenten desprendimientos violentos. Roca explosiva (Rockburst)

9.- REVESTIMIENTO . ¿Revestimiento en portales zonas de fallas, o en toda la longitud?

¿Revestimiento total en túneles de desvío?

Se ha observado que en general se requiere solo en los portales, para el resto funciona muy bien la protección con gunita. Depende de la calidad estructural de la roca y también de su composición mineralógica y permeabilidad, geometría de la excavación etc.

En general rocas con velocidad de ondas longitudinales $\approx > 3000$ m/seg., son competentes para no revestir.

Depende también de la velocidad del agua y de la energía de la misma.

Velocidades > 15 m/seg., son peligrosas de erosión. Ejemplo: Túneles vertederos Infiernillo.

Las tuberías de presión generalmente se revisten de concreto.

En Noruega y Suecia se han dejado sin revestir en granitos muy sanos sin fracturas.

El revestimiento deberá llevar al menos refuerzo por temperatura cuando se tengan dudas de la colaboración de la roca bajo presión interna del túnel y externa cero.

Ejemplo: Falla conducción a presión en la P.H. El Arenal, Costa Rica, falló un tramo de 600 m. por presión interior en rocas blandas con presión interna de 6 Kg/cm^2 y externa cero. -- Se formaron dos fracturas longitudinales en clave y piso con separación hasta de 2 cm.

El túnel tiene 4.6 m. de ϕ interior y 40 cm. de concreto de $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ y no se colocó acero de refuerzo. Ver anexo 5.

NOTA: Rocas que atacan el concreto: Rocas ígneas o metamórficas con Pirrotita Cu Fe SO_4 .

10.- PRESENCIA DE GASES VENENOSOS.- Se encuentra CO_2 en terrenos volcánicos recientes, o en rocas que por su composición desprenden gas butano. Antracita, Lignito y Carbón.

Rocas con: $\text{Fe}_2 \text{ SO}_4$.

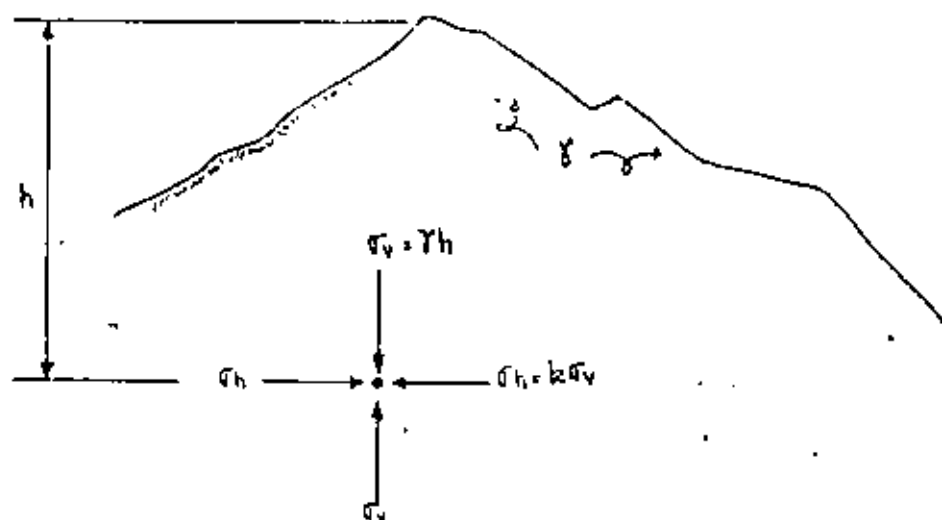
DISEÑO DE TUNELES

1.- ESTADO NATURAL DE ESFUERZOS

Se conoce como "estado natural de esfuerzos" o "esfuerzos residuales" a los esfuerzos existentes en la corteza terrestre previamente a cualquier excavación.

1.1.- Estado de esfuerzos interno en un macizo rocoso. Hipótesis de Heim.

El geólogo Suizo Heim en 1878 observó en los grandes túneles trans-alpinos que la roca estaba fuertemente esforzada en todas las direcciones. Supuso que la componente de esfuerzos verticales σ_v estaba relacionada directamente proporcional al peso de la cobertura de roca, pero que adicionalmente había una componente de esfuerzo horizontal σ_h que probablemente tenía una magnitud similar al de la componente vertical.



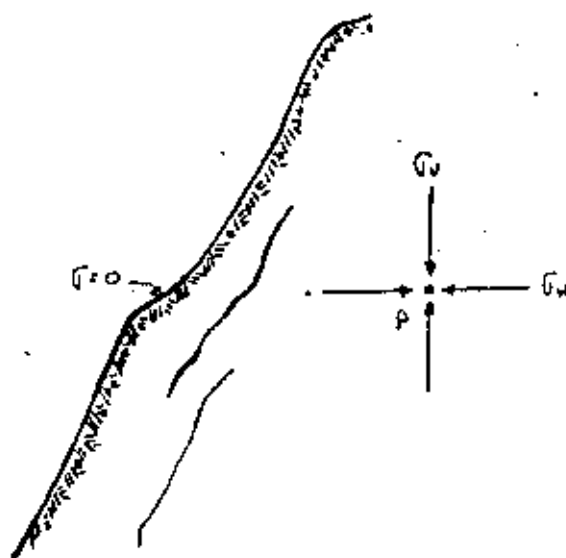
Una hipótesis similar había sido propuesta por el experto en túneles Alemán Rzhia en 1874.

1.2.- Relajación de esfuerzos superficiales en una masa de roca.

En un cañón profundo el estado natural tridimensional de esfuerzos debe encontrarse a una gran profundidad (generalmente a profundidades ≥ 350 m.) mientras que en dirección normal a la superficie no hay esfuerzos por lo menos en los primeros 50 m.

Se observa que este paso de estado de esfuerzos tridimensional a bidimensional ocasiona fisuras y fracturas paralelas a la superficie del cañón que se les conoce como "foliación".

Son fracturas por relajación de esfuerzos ocasionadas por la falta de confinamiento o de soporte lateral que dan lugar a fracturas perpendiculares al esfuerzo principal menor. Los cambios de temperatura también producen ese fracturamiento.



Relajación de esfuerzos superficiales

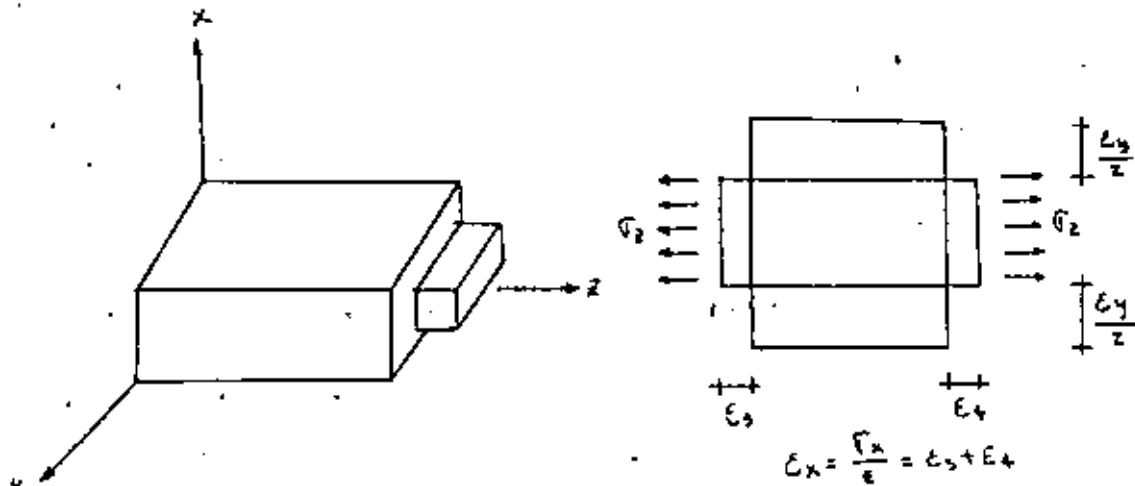
Se deberá poner atención a este fenómeno cuando se apoye la cimentación de una presa en una ladera de estas características en la cual la roca tendría que consolidarse con inyecciones de cemento y anclas postensadas.

1.3.- Módulo elástico efectivo y relación de Poisson efectiva en un macizo rocoso.

Teoría de Terzaghi

Hemos supuesto que k es la relación entre los esfuerzos de campo horizontal a vertical; $k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$ Terzaghi en 1952 relacionó esta k con la relación de Poisson como sigue:

Ley de Hooke.



La teoría clásica de la elasticidad está restringida a materiales sólidos con las siguientes propiedades elásticas idealizadas:

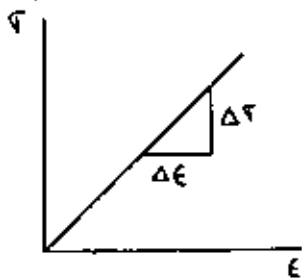
- 1.- Linealidad entre esfuerzos y deformaciones. Ley de Hooke.

Si un cuerpo está sujeto a un esfuerzo, entonces la deformación en la dirección del esfuerzo es directamente proporcional al esfuerzo aplicado.

- 2.- Homogeneidad.- El material de un cuerpo está uniformemente distribuido a través de todo su volumen y las pro--

propiedades elásticas del material son las mismas en todos los puntos del cuerpo.

- 3.- Isotropía.- Las propiedades elásticas del material son las mismas en todas las direcciones.
- 4.- Perfectamente elástico.- Al dejar de actuar las fuerzas deformantes, el tamaño y forma del cuerpo regresan precisamente a su estado original.



$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} ;$$

E = Variación de la deformación con respecto al esfuerzo que actúa en un cuerpo determinado.

E = Módulo de elasticidad.

ϵ = Deformación unitaria.

σ = Esfuerzo principal.

1.4.- Relaciones esfuerzo: deformación.

Suponiendo un paralelepípedo rectangular con sus lados paralelos a los ejes coordenados, actuando sobre él un esfuerzo normal σ_x uniformemente distribuido sobre dos caras opuestas.

La magnitud de la deformación normal ϵ_x está dada por

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}$$

esta extensión del cuerpo es acompañada por una contracción lateral en las direcciones y y z

esto es: $\epsilon_y = -\nu \frac{\sigma_x}{E} ;$ y $\epsilon_z = -\nu \frac{\sigma_x}{E}$

donde ν es una constante conocida como relación de Poisson.

La relación de Poisson para muchos de los materiales varía entre 0.15 y 0.35 y a menudo se supone igual a 0.25.

Si al paralelepípedo rectangular se le sujeta a la acción simultánea de esfuerzos normales $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ uniformemente distribuidas sobre sus caras, las deformaciones normales por el principio de superposición de causas y efectos son las siguientes:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z)]; \quad \epsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z)]; \quad \epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu (\sigma_y + \sigma_x)]$$

1.5.- Estado plano de esfuerzos.

Si suponemos que en un plano horizontal los esfuerzos son simétricos, $\sigma_y = \sigma_z$ y que no hay desplazamientos en una dirección horizontal, $\epsilon_z = 0$

tenemos:

$$0 = \sigma_z - \nu \sigma_y - \nu \sigma_x$$

$$\text{como } \sigma_y = \sigma_z$$

$$0 = \sigma_y - \nu \sigma_y - \nu \sigma_x$$

$$0 = \sigma_y (1 - \nu) - \nu \sigma_x$$

$$\therefore \sigma_z = \sigma_y = \left(\frac{\nu}{1 - \nu} \right) \sigma_x \quad \text{y} \quad k = \left(\frac{\nu}{1 - \nu} \right)$$

Para valores de ν entre $\frac{1}{3}$ y $\frac{1}{2}$; $\sigma_z = \sigma_y = \frac{\sigma_x}{4}$ a $\frac{\sigma_x}{2}$ o sea $k = 0.25$ a 0.5 con $k = 0.3$ como el valor más probable.

para un estado plano de esfuerzos con $\sigma_y = \sigma_z = 0$ tenemos:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu \sigma_z) \quad \text{y} \quad \epsilon_z = 0 = \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu \sigma_x)$$

Para $\sigma_z = \nu \sigma_x$ y $k = \nu$ tendríamos

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu^2 \sigma_x) = \frac{1}{E} \sigma_x (1 - \nu^2) \quad \text{y} \quad E = \frac{\sigma_x}{\epsilon_x} (1 - \nu^2)$$

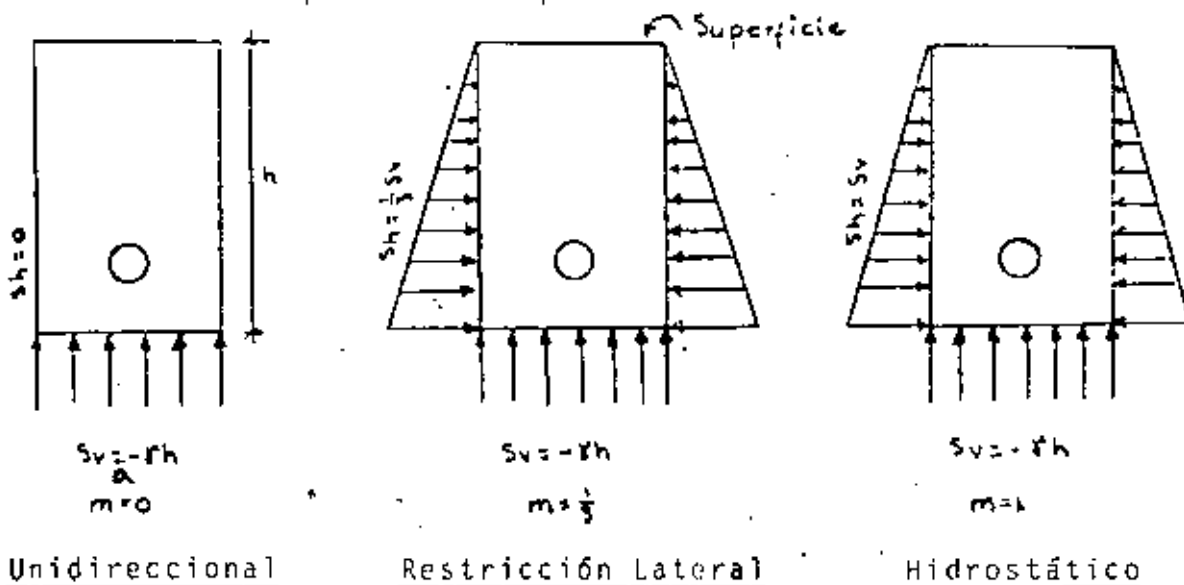
La relación $\left(\frac{\nu}{1-\nu}\right)$ de Terzaghi con valores usuales de ν para la roca entre 0.3 a 0.25 y 0.2 es contradictoria a las mediciones actuales realizadas en galerías profundas. Los resultados de mediciones favorecen la hipótesis de Heim; $G_1 = G_2 = G_3$ y $K=1$ con $K=1$ se requiere que $\nu=0.5$ el cual no existen en las mediciones de la roca. Se presenta una paradoja obvia conocida como "paradoja de Terzaghi".

1.6.- Esfuerzos de campo.

Hemos visto que los esfuerzos de campo dependen de las condiciones de confinamiento del material y del comportamiento -- elástico de la roca, así como, de la magnitud de los esfuerzos de la corteza terrestre.

De esta manera, los esfuerzos alrededor de un túnel pueden compararse con los esfuerzos alrededor de un agujero en una placa siempre y cuando se cumpla (1) que la abertura sea larga en comparación con su sección transversal y (2) que la -- distribución de esfuerzos a lo largo de la abertura sea uniforme e independiente de su longitud.

Así el problema de un túnel se reduce a un problema de deformación plana y puede ser resuelto considerando un agujero en una placa ancha sujeta a un estado bidireccional de esfuerzos actuando en el plano de la placa.



Suposición de tres estado de esfuerzo de campo.

También deberán considerarse geometrías simples como: círculos, elipses, óvalos o rectángulos con esquinas redondeadas.

Los esfuerzos verticales se considerarán iguales a h equivalentes al peso de la cobertura de roca en donde γ = peso volumétrico de la roca y h = la profundidad vertical del túnel.

Por lo tanto: S_v = Componente del esfuerzo vertical.

S_h = Componente del esfuerzo de compresión horizontal.

y m = Constante que depende del estado de esfuerzos de campo.

-El estado de esfuerzos para $m=0$ puede ocurrir a poca profundidad y/o cerca de superficies verticales libres.

-El estado de esfuerzos representado por $m=\frac{1}{3}$ puede ocurrir para un amplio intervalo de profundidades.

-El estado de esfuerzos para $m=1$ puede ocurrir a gran profundidad o en macizos con rocas semiviscosas o plásticas (rocas suaves o blandas).

2.- ESFUERZOS EN LA VECINDAD DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

Los esfuerzos que se generan en la vecindad de excavaciones subterráneas, por ejemplo túneles largos profundos son semejantes a los que se producen alrededor de un agujero en una placa infinita. Solamente unas cuantas secciones transversales pueden ser analizadas teóricamente; sin embargo por medio de fotoelasticidad o análisis de esfuerzos, aberturas con cualquier forma de sección transversal pueden ser estudiadas.

Considerando una placa infinita de espesor t con un agujero circular de radio a con centro en el origen y sujeta a esfuerzos de tensión S_x y S_y . Para una distancia larga desde el agujero, las componentes polares de esfuerzos serán aquellas resultantes solamente de la aplicación de esfuerzos:

2.1.- ESFUERZOS EN UNA PLACA CON UN AGUJERO CIRCULAR

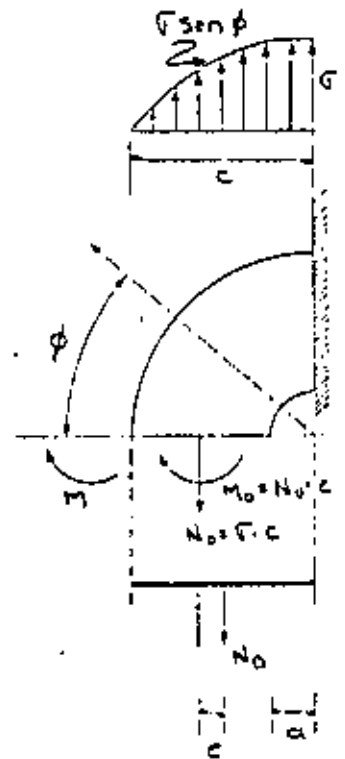
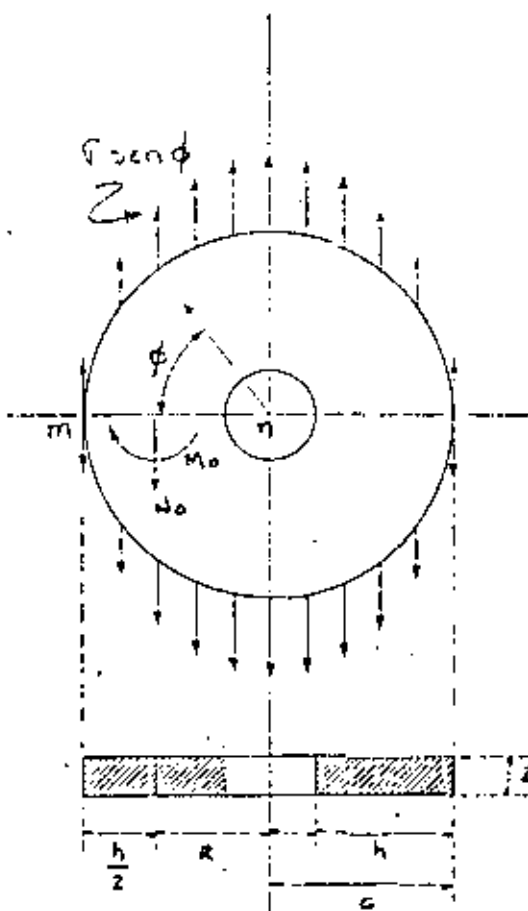
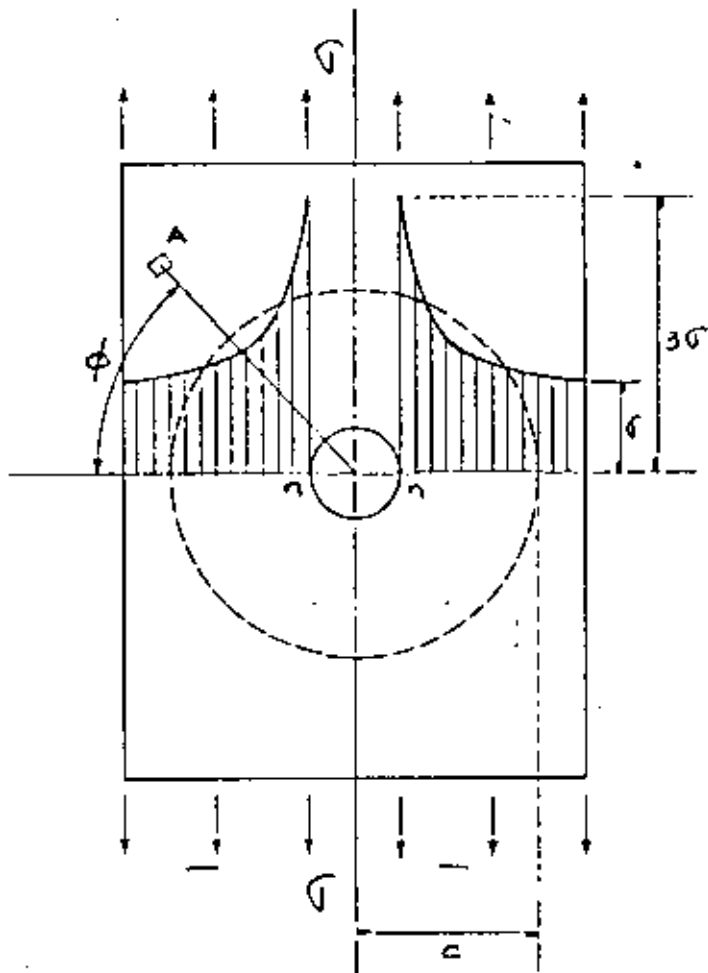
Si en una placa sometida a un esfuerzo de tensión uniforme se practica un agujero circular pequeño (diámetro del agujero 5 veces menor que el ancho de la placa) se produce en los puntos $n-n$ una gran concentración de esfuerzos. La teoría exacta desarrollada por Kirsh en 1898 muestra que el esfuerzo de tensión en estos puntos es igual a 3σ . Se ve también que esta concentración de esfuerzos es muy local y esta limitada a la vecindad del agujero. Si trazamos una circunferencia concéntrica con el agujero y de radio c relativamente grande, -- puede suponerse que el estado de esfuerzos en esta circunferencia no queda afectado por la presencia del agujero.

Consideramos por tanto un anillo circular separado de la placa por una superficie cilíndrica circular de radio c . En cada punto de la superficie exterior de este anillo aplicaremos esfuerzos dirigidos verticalmente y de valor $\sigma \sin \phi$ es decir, -- iguales al esfuerzo correspondiente en el área elemental A de la placa.

Por lo tanto, los esfuerzos en el interior del anillo serán -- aproximadamente los mismos que en el trazo de la placa limitado por el círculo de radio c .

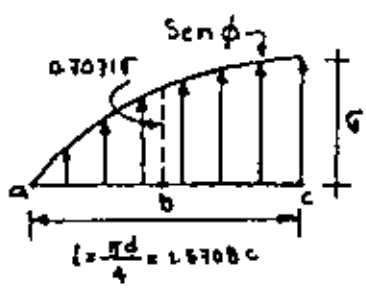
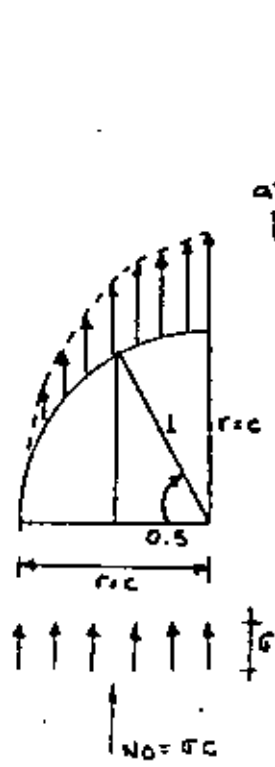
De esta manera el problema de la distribución de esfuerzos en las proximidades del agujero queda reducido al de calcular -- esa distribución en un anillo circular de sección rectangular sollicitado por fuerzas verticales conocidas de intensidad distribuidas en forma continua sobre su contorno exterior.

28-A



Este problema puede resolverse considerando un cuadrante de anillo en el cual los esfuerzos ligados a la sección m-n pueden reducirse a una fuerza de tensión longitudinal N_0 aplicada en el centro de gravedad de la sección y a un par flector M_0 .

La fuerza longitudinal de tensión se determina por las condiciones de la estática, y es: $N_0 = G \cdot c$



Integral Numérica de los esfuerzos

$$R_a = \frac{h}{24} (7a + 6b - c)$$

$$R_b = \frac{h}{12} (a + 10b + c)$$

$$R_c = \frac{h}{24} (7c + 6b - a)$$

$$R_a = (7 \times 0 + 6 \times 0.7071 - 1) \frac{h}{24} = 1.6213 \frac{h}{12} \times G$$

$$R_b = (0 + 10 \times 0.7071 + 1) \frac{h}{12} = 8.0710 \frac{h}{12} \times G$$

$$R_c = (7 \times 1 + 6 \times 0.7071 - 0) \frac{h}{24} = 5.4213 \frac{h}{12} \times G$$

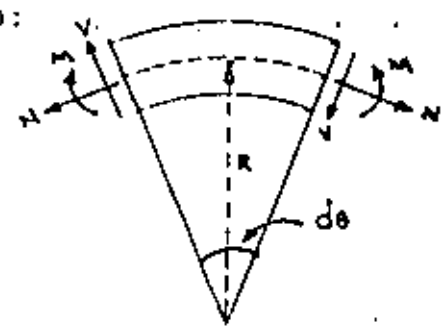
$$15.3136 \frac{h}{12} \times G$$

$$\Sigma = \frac{15.3136 \frac{h}{12} \times G}{12} \quad \therefore \Sigma = G \cdot c = N_0$$

El momento M_0 es estáticamente indeterminado (porque no conocemos c) y se puede calcular por el teorema del trabajo mínimo -- utilizando la expresión de la energía de la deformación total -- de barras curvas para anillos gruesos, como sigue:

$$U = \int_0^s \left(\frac{M^2}{2AEER} + \frac{N^2}{2AE} - \frac{MN}{AER} + \frac{\kappa V^2}{2AG} \right) ds$$

Anillo grueso:



En esta expresión la fuerza longitudinal y el momento flector para la sección general del anillo caracterizada por el ángulo ϕ son:

$$N = F_c \cos^2 \phi \quad y$$

$$M = M_0 + F_c (1 - \cos \phi) \left[\frac{c}{2} (1 - \cos \phi) + \frac{h}{2} \cos \phi \right] -$$

$$\frac{g c \left(c - \frac{h}{2} \right) (1 - \cos \phi)}{R}$$

donde h es la altura de la sección rectangular

La ecuación para el cálculo de M_0 es:

$$\frac{du}{dM_0} = \int_0^{\pi/2} \frac{M d\phi}{A E e} - \int_0^{\pi/2} \frac{N R d\phi}{A E} = 0$$

donde: $ds = R d\phi$

Después de integrar se tiene:

$$M_0 = \frac{2 g c^2}{\pi} \left[1 - \frac{3}{8} \pi - \frac{h}{2c} \left(1 - \frac{1}{4} \pi \right) + \frac{e\pi}{4c} + \frac{e}{2c} (\pi - 2) \right]$$

en donde R = radio de la línea media y e la distancia a la línea neutra desde el Centro de Gravedad de la sección.

El esfuerzo en el punto n de la sección $m-n$ del anillo consta de dos partes: 1° el esfuerzo de tensión producido por la fuerza longitudinal N_0 e igual a:

$$\sigma_1 = \frac{N_0}{R} = \frac{F_c}{R} \quad (d)$$

y 2° el esfuerzo en el punto de flexión producido por M_0 cuyo valor es:

$$\sigma_2 = \frac{M_0 h_1}{A z z_1} = \frac{M_0 \left(\frac{h}{2} - e\right)}{A z z_1} = \frac{M_0}{2 z z_1} \left(1 - \frac{2e}{h}\right) \quad (e)$$

en donde a = radio del agujero.

La distancia e se calcula por la ecuación para diversos valores de la relación $\frac{c}{a}$ y después σ_1 y σ_2 se determinan por las ecuaciones (d) y (e). El esfuerzo máximo es: $\sigma_{\max} = \sigma_1 + \sigma_2$

La distancia e se calcula por la ecuación $e = \frac{h}{\log \frac{c}{a}}$

Resultados:

c/a	3	4	5	6	8	10
$\frac{2e}{h}$	0.1796	0.2238	0.2574	0.2838	0.3239	0.3536
$\frac{\sigma_1}{\sigma}$	1.50	1.33	1.25	1.20	1.14	1.11
$\frac{\sigma_2}{\sigma}$	2.33	1.93	1.83	1.83	1.95	2.19
$\frac{\sigma_{\max}}{\sigma}$	3.83	3.26	3.08	3.03	3.09	3.30

Comparando los números de la última línea de la tabla anterior con la solución exacta para un agujero pequeño $\sigma_{\max} = 3\sigma$; se vé que para $5 < \frac{c}{a} < 8$, los resultados del cálculo aproximadamente están de completo acuerdo con la solución exacta. --- Cuando $\frac{c}{a} < 5$ el agujero no puede considerarse muy pequeño, -- por lo que tiene una influencia apreciable en la distribución de esfuerzos sobre la circunferencia de radio c y la hipótesis establecida sobre la sollicitación en el borde exterior -- del anillo no es suficientemente exacta. La discrepancia con la teoría exacta para $\frac{c}{a} > 8$ se debe a la exactitud insuficiente de la teoría elemental de piezas curvas cuando el radio interior es muy pequeño comparado con el exterior.

Para un punto cualquiera de la sección $m-n$ a una distancia r del centro del agujero, el esfuerzo normal es:

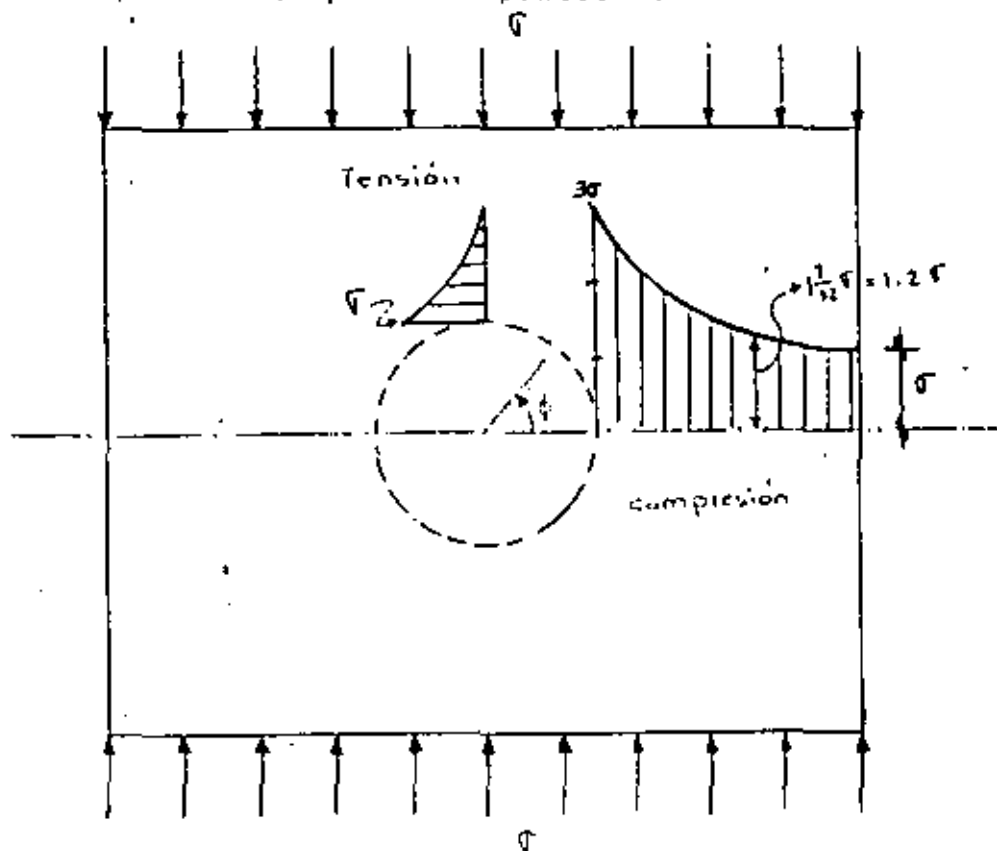
$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma}{2} \left(2 + \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right)$$

donde σ es el esfuerzo de tensión uniforme aplicado en los extremos de la placa.

Esta distribución de esfuerzos se presenta en la figura de abajo y se ve que la concentración de esfuerzos esta muy concentrada en los puntos n. El esfuerzo disminuye rápidamente a medida que r aumenta, y para un punto situado a una distancia del borde del agujero igual al radio del mismo, es decir, $r=2a$ se tiene un esfuerzo normal $\sigma_n = 1.2 \sigma$.

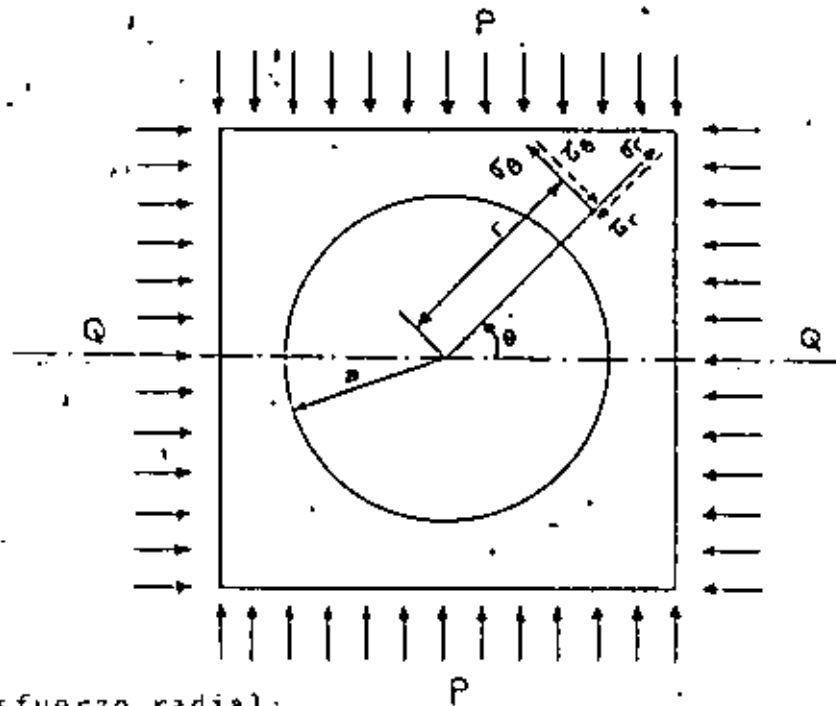
También disminuye rápidamente el esfuerzo al crecer ϕ y para $\phi = \frac{\pi}{2}$ el esfuerzo normal en el borde del agujero es de compresión e igual a σ o sea $\sigma_\theta = \sigma$.

Si los esfuerzos externos fueran de compresión tendríamos un esfuerzo tangencial de tensión σ_ϕ para $\phi = \frac{\pi}{2}$ y un esfuerzo de compresión σ_θ para los puntos n.



Considerando una placa con una perforación en el centro que se supone de material homogéneo, elástico e isótropo, Kirsh determinó los esfuerzos normales, tangenciales y cortantes en cualquier punto de la placa.

Se supone que las fuerzas externas P y Q corresponden con las transmitidas por la cobertura de roca.



Esfuerzo radial:

$$\sigma_r = \frac{P+Q}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{Q-P}{2} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

Esfuerzo tangencial:

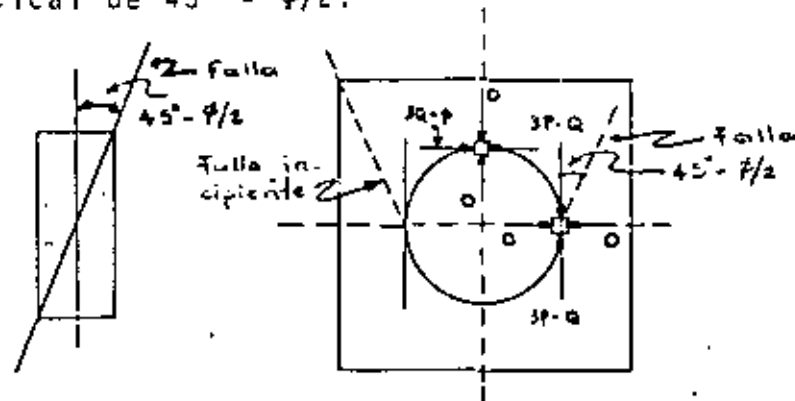
$$\sigma_\theta = \frac{P+Q}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{Q-P}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

Esfuerzo cortante:

$$\tau_{\theta} = -\frac{Q-P}{2} \left(1 - \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta$$

Se observa que los esfuerzos en la placa no dependen de E y ν

Para el caso $r=a$, $\theta=0^\circ$ y $P > Q$ y tomamos un elemento de roca, el confinamiento horizontal es cero, de manera que si $(3p-Q) > R_c$ (Resistencia en compresión simple de la roca), entonces se presentarán fracturas con un ángulo de inclinación respecto a la vertical de $45^\circ - \phi/2$.



Para el caso $r=a$, $\theta=90^\circ$ y $P > Q$ y tomamos un elemento cuyo confinamiento vertical es cero, de manera que $(3Q-P)$ es negativo se tendrán esfuerzos de tensión en la clave y la roca puede fallar por tensión en caso de que ese esfuerzo de tensión resultara mayor que la resistencia a tensión de la roca.

Resumiendo:

Si $(3P-Q) > R_c$ y $(3Q-P) < 0$ } Es la 1ª condición para que se presenten fracturas por compresión en el diámetro horizontal del túnel y fracturas de tensión en la bóveda del túnel.

Si $P > \frac{R_c+Q}{3}$ y $P > 3Q$ } Es la 2ª condición para que exista tensión en la clave del túnel.

o sea que $P > \frac{R_c+Q}{3} > 3Q$ $\therefore R_c > 8Q$

Si $R_c > 8Q$ significa que no se tendrán problemas de falla de la roca ni por compresión ni por tensión.

Para una distribución de presiones externas de tipo hidrostático, o sea $P=Q$; la cual se presenta en túneles con gran cobertura, estudiados por Heim, Suiza 1878, los esfuerzos normales y tangenciales pueden determinarse utilizando las expresiones de Lamé para conductos de pared gruesa sujetos a presión externa P .

$$\sigma_r = P \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right)$$

Formulas de Lamé.

$$\sigma_\theta = P \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right)$$

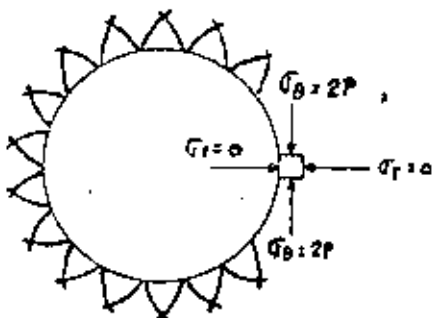
$$\tau_{\theta r} = 0$$

Para $a=r$: $\sigma_\theta = 2P$ y $\sigma_r = 0$; en toda la periferia del túnel.

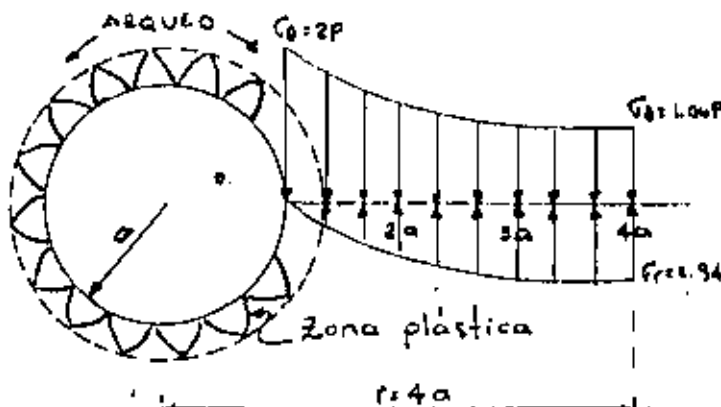
Para $r=4a$: $\sigma_\theta = P \left(1 + \frac{a^2}{16a^2}\right) = 1.06P$ y

$$\sigma_r = P \left(1 - \frac{a^2}{16a^2}\right) = 0.94P$$

De acuerdo con esta hipótesis la distribución de esfuerzos en el túnel será:



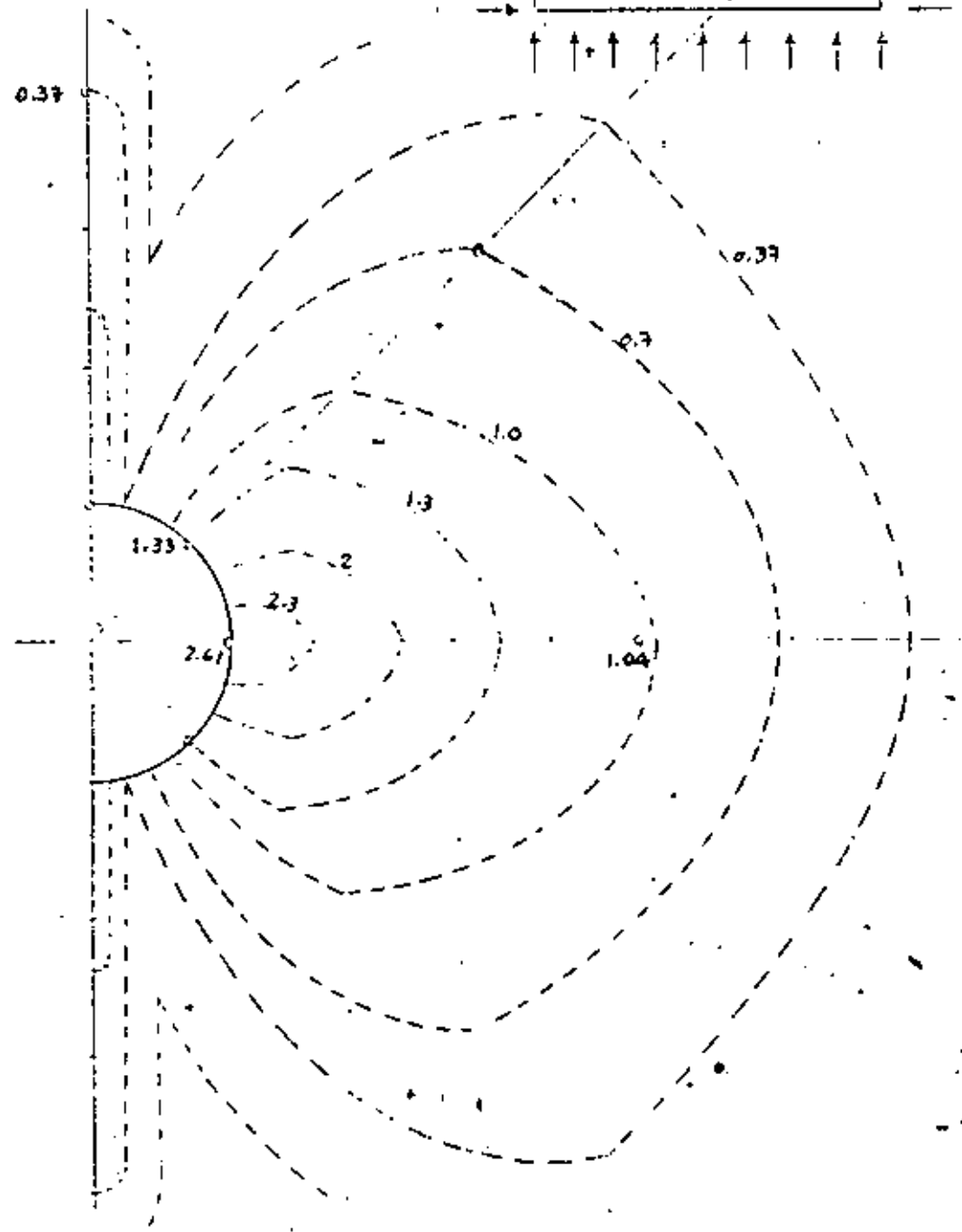
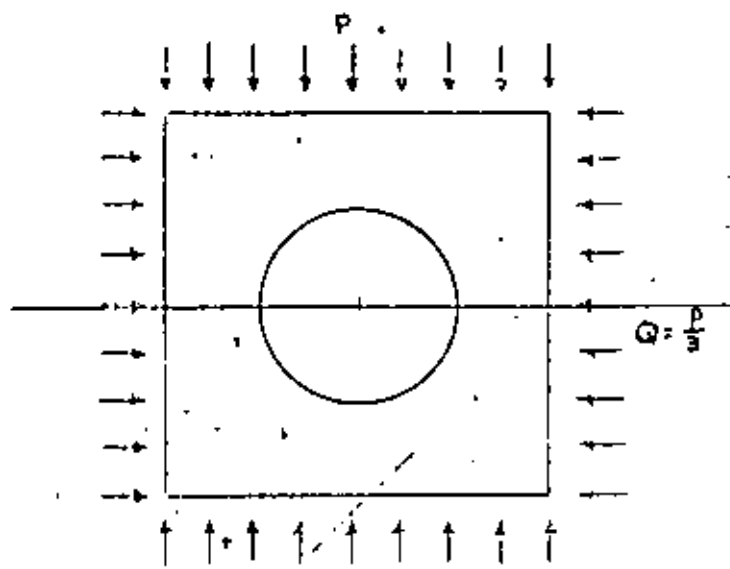
2 familias de fallas que delimitan los bloques fallados; cuando $2P > R_c$ se presenta el fenómeno de roca explosiva ya que el bloque queda suelto y es expulsado (rock-burst). La explosión de estos bloques libera mucha energía.



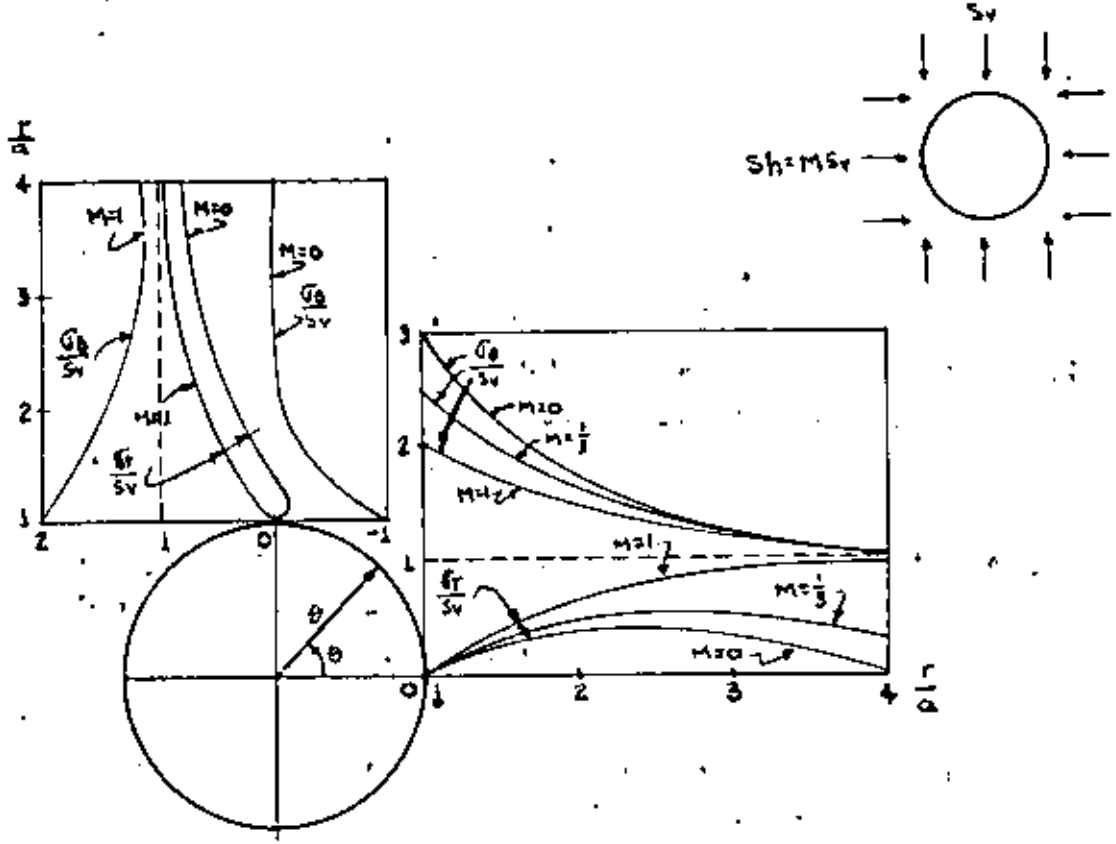
El comportamiento de la roca es elástico si $2P < R_c$, pero si el material se fractura el comportamiento de la roca en la periferia del túnel es plástico, formándose un anillo de material fracturado de propiedades mecánicas muy bajas, de manera que los esfuerzos se "arquean" o "puentean" librando la zona fracturada apoyándose en la roca más lejana del túnel.

Variación del esfuerzo tangencial para el caso $Q = \frac{P}{3}$

- Para: $\theta = 0^\circ$ y $r = a$; $\tau_\theta = 2.67 P$
- $\theta = 0^\circ$ y $r = 4a$; $\tau_\theta = 1.04 P$
- $\theta = 90^\circ$ y $r = a$; $\tau_\theta = 0$
- $\theta = 90^\circ$ y $r = 4a$; $\tau_\theta = 0.37 P$
- $\theta = 45^\circ$ y $r = a$; $\tau_\theta = 1.33 P$
- $\theta = 45^\circ$ y $r = 4a$; $\tau_\theta = 0.71 P$

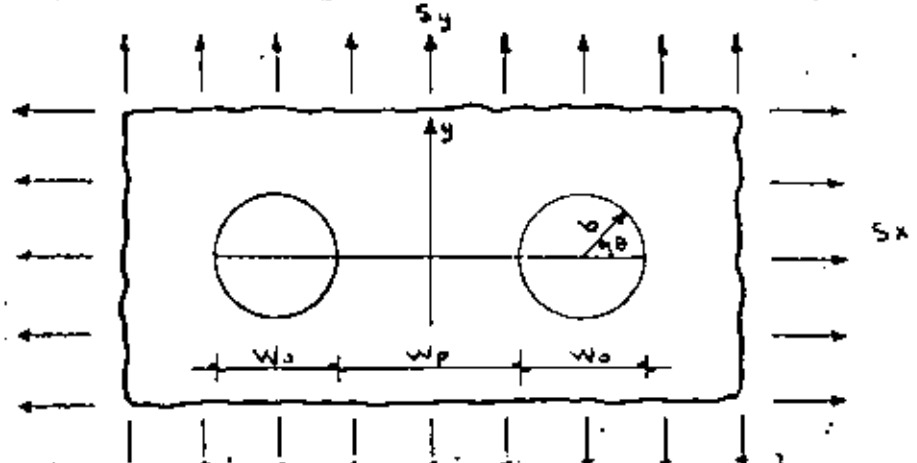


CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN UN AGUJERO CIRCULAR PARA UN ESTADO BIAIXIAL DE ESFUERZOS DE CAMPO



Las concentraciones de esfuerzos con signo positivo significa que son del mismo signo que los esfuerzos exteriores aplicados. Cuando las concentraciones de esfuerzos tienen signo negativo significa que son de signo contrario a los esfuerzos exteriores aplicados.

ESFUERZOS EN UNA PLACA CON VARIOS AGUJEROS.



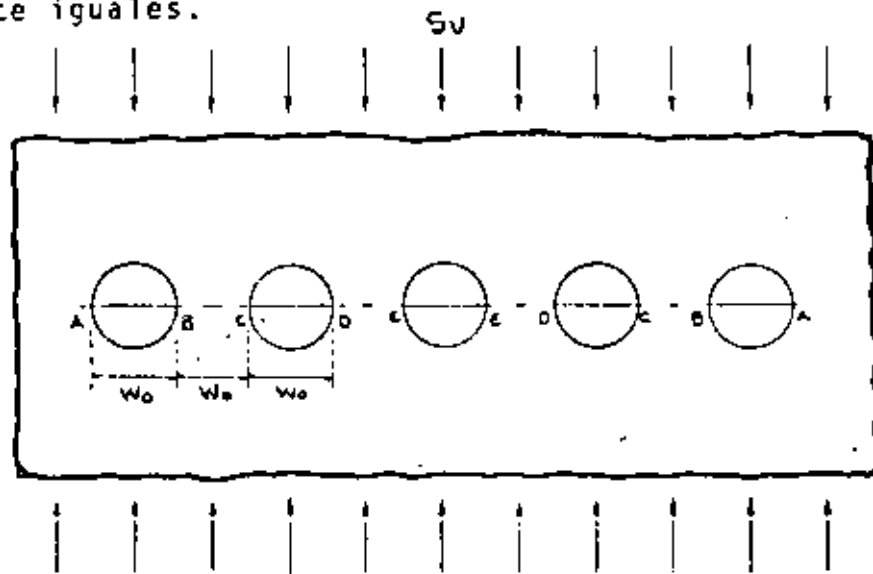
Caso:	$S_x = S_y$		$S_y \neq 0 ; S_x = 0$		$S_y = 0 ; S_x \neq 0$
	$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$		$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$		$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$
$\frac{W_p}{W_o}$	$\theta = 0^\circ$	$\theta = \pi$	$\theta = 0^\circ$	$\theta = \pi$	$\theta = \pm \frac{\pi}{2}$
0	2.894	0.000	3.859	0.000	2.569
0.5	2.255	2.887	3.151	3.264	2.623
1.0	2.158	2.411	3.066	3.020	2.703
2.0	2.080	2.155	3.020	2.992	2.825
4.0	2.033	2.049	3.004	2.997	2.927
7.0	2.014	2.018	3.001	2.999	2.970
10.0	2.000	2.000	3.000	3.000	3.000

La concentración de esfuerzos para el caso de dos agujeros -- alineados es considerablemente menor que el resultante de un número infinito de agujeros alineados.

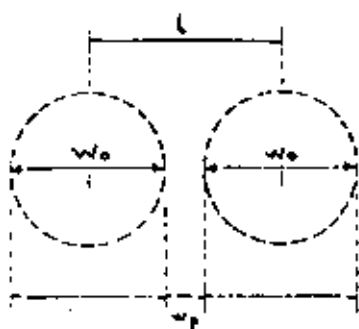
Los esfuerzos en el pilar aumentan a infinito cuando el ancho del pilar disminuye. Por lo tanto, relaciones W_p / W_o pequeñas deberán evitarse en excavaciones subterráneas. (Resultados de Ling Chih-Bing "On the stresses in a plate containing two circular holes" Journal Applied Physics, January 1948.

ESFUERZOS EN UNA PLACA CON CINCO AGUJEROS

La distribución de esfuerzos en la periferie de 5 agujeros circulares con igual espaciamiento fue estudiado por Duvall para varias relaciones W_0/W_p . Las máximas concentraciones de esfuerzos ocurren para los puntos A, B, C, D y E. Obsérvese que las concentraciones de esfuerzos en D y E son prácticamente iguales.



$\frac{W_0}{W_p}$	A	B	C	D	E
1.07	3.29	3.29	3.29	3.29	3.29
2.21	3.63	3.72	3.99	4.03	4.03
2.96	3.53	4.08	4.22	4.39	4.39
4.35	3.96	5.12	5.22	5.28	5.28



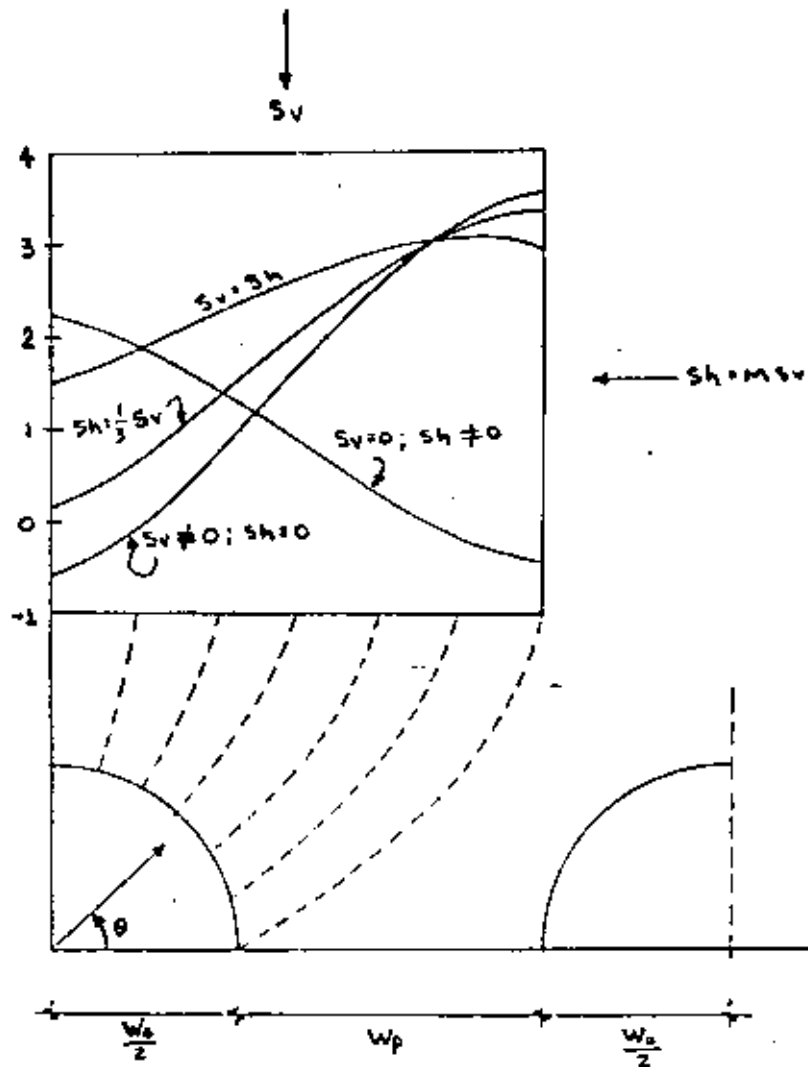
$$\text{Si } W_p = \frac{W_0}{4} \quad l = W_0 + \frac{W_0}{4} = \frac{5}{4} W_0$$

$$\text{La relación de áreas } \frac{l}{W_p} = \frac{l}{W_p} = \frac{\frac{5}{4} W_0}{\frac{W_0}{4}} = \frac{20}{4} = 5$$

Por lo tanto el esfuerzo en W_p es por lo menos 5 veces mayor que S_v .

CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN DOS AGUJEROS CIRCULARES

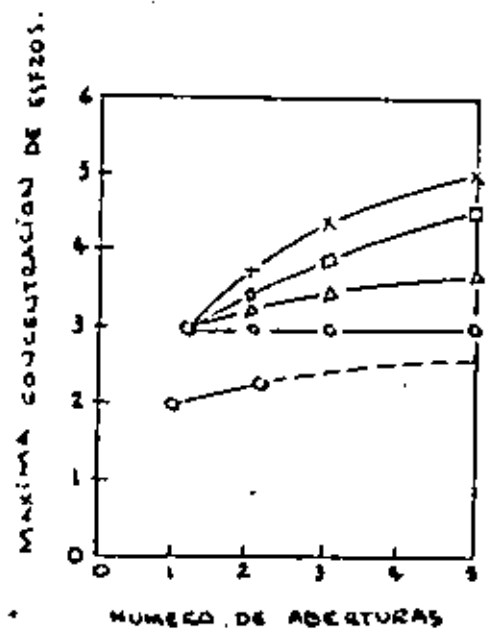
$$W_0/W_p = 1$$



Para cada uno de los esfuerzos de campo analizados, la concentración de esfuerzos de compresión crítica para $\theta=0^\circ$ es mayor para el caso de varios agujeros que para un solo agujero, la mayor diferencia ocurre para esfuerzos de campo de tipo hidrostático ($S_h = S_v$).

Una concentración crítica de esfuerzos de tensión ocurre solamente para $\theta=90^\circ$ para el caso de esfuerzos de campo uniaxial ($S_x=0$ y $S_y \neq 0$):

CONCENTRACIONES MAXIMAS DE ESFUERZOS PARA VARIAS -
RELACIONES ANCHO DE ABERTURA A ANCHO DE PILAR RELA
CIONADAS TAMBIEN CON EL NUMERO DE ABERTURAS.



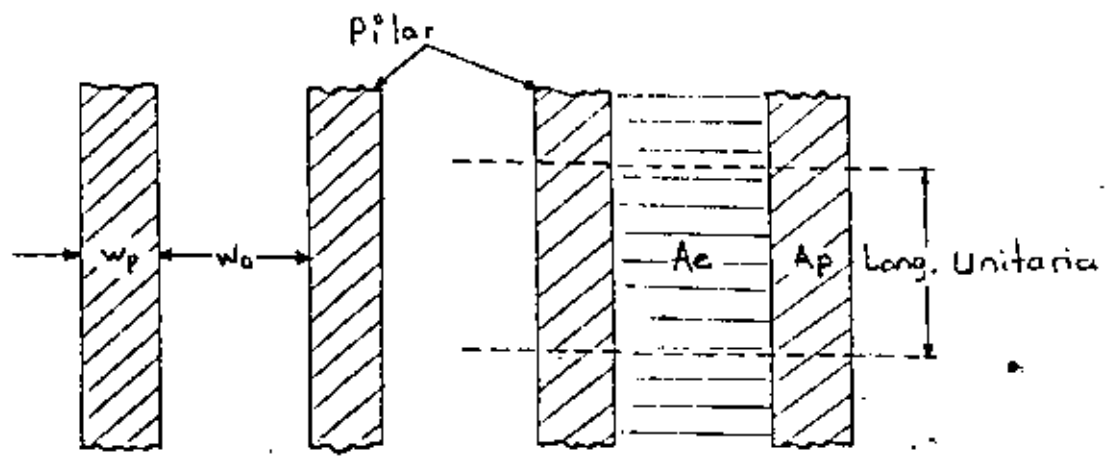
LEYENDA

$\frac{w_a}{w_p}$	SIMBOLO
1	o
2	Δ
3	□
5	x

Obsérvese que cuando el número de aberturas tiende a infinito el valor de la máxima concentración de esfuerzos es solo 15% mayor que para el caso de presión hidrostática ($S_v = S_h$).

DISEÑO DE PILARES

Quando la longitud de los pilares es grande comparada contra el ancho de la abertura entre los mismos, se considera entonces una estado de esfuerzos de campo bidimensional.



Para un número infinito de pilares con ancho w_p separados por aberturas con ancho w_o , el "esfuerzo promedio en el pilar" \bar{s}_p , se obtiene suponiendo que un pilar soporta uniformemente sobre su plano medio el peso de la roca existentes sobre el pilar mas la mitad de la abertura de cada lado del pilar.

$$\bar{s}_p = \frac{w_p + w_o}{w_p} s_v$$

o sea: $\bar{s}_p \cdot A_p = s_v (A_e + A_p) \therefore \bar{s}_p = s_v \frac{A_t}{A_p}$

en donde: \bar{s}_p = esfuerzo promedio en el pilar

A_e = área excavada

A_p = área del pilar

$A_t = A_e + A_p$ = área total

Esto significa que el esfuerzo promedio en un pilar para un sistema de aberturas puede obtenerse a partir del área del pilar y el área total -- dentro de los límites minables.

Para un sistema de aberturas paralelas separadas por N pilares donde el ancho de la abertura es w_o , el ancho del pilar es w_p y la longitud de las aberturas y pilares es L_p , el área excavada esta dada por:

$$A_e = L_p \cdot w_o \cdot N$$

y el área del pilar esta dada por: $A_p = L_p \cdot w_p \cdot N$ de donde el esfuerzo promedio en el pilar es:

$$s_p = s_v \frac{w_p + w_o}{w_p}$$

La relación de extracción R_a se define como la relación entre el área -- excavada y el área total:

$$R_a = \frac{A_e}{A_t} = \frac{A_t - A_p}{A_t} = 1 - \frac{A_p}{A_t} ; \frac{A_t}{A_p} = \frac{1}{1 - R_a}$$

El esfuerzo promedio en los pilares puede determinarse a partir de la relación de extracción, Ra; desde $\bar{S}_p = S_v \frac{A_t}{A_n}$.

$$S_p = S_v \left(\frac{1}{1 - Ra} \right) \dots\dots\dots (a)$$

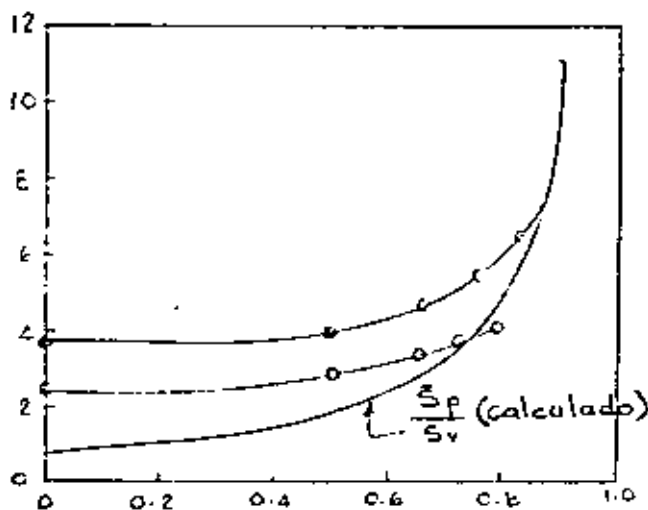
O bien: $Ra = 1 - \frac{S_v}{S_p} \dots\dots\dots (b)$

Para relaciones de extracción mayores de 75% el esfuerzo promedio en el pilar y la máxima concentración de esfuerzos son iguales, de aquí que la ecuación (b) puede ser reescrita como una ecuación de diseño para pilares sustituyendo $\frac{S_p}{S_v}$ por $\frac{C_p}{F_s \cdot S_v}$; donde $\frac{C_p}{F_s}$ es la carga de seguridad del pilar.

esto es: $Ra = 1 - \frac{S_v}{C_p} \times F_s$

Si la relación de extracción es menor de 75% el esfuerzo promedio y la máxima concentración de esfuerzos en el pilar $\frac{S_p}{S_v}$ puede ser sustituida en (a) por: $\frac{G_0 \text{ máx}}{S_v}$ y $\frac{G_0 \text{ máx}}{S_v}$ deberá sustituirse por $\frac{C_p}{S_v} \times F_s$ para dar la ecuación (b).

El valor de $\frac{f_s \text{ máx}}{S_v}$ para cualquier relación de extracción puede obtenerse de la gráfica siguiente:



- Cinco óvalos $\frac{H_0}{W_0} = 0.5$
- Cinco círculos

Relación de extracción Ra.

Ra	W_0/W_p	W_p/W_0
0.3	$W_0 = W_p$	$W_p = W_0$
0.5	$W_0 = 2W_p$	$W_p = \frac{1}{2} W_0$
0.67	$W_0 = 4W_p$	$W_p = \frac{1}{4} W_0$
0.71	$W_0 = 5W_p$	$W_p = \frac{1}{5} W_0$

RESISTENCIA EN COMPRESION DE PILARES

La resistencia en compresión de pilares se determina a partir de la resistencia en compresión simple de especímenes de laboratorio corrigiéndose por esbeltez.

Se utiliza para ello la siguiente expresión que es válida para relaciones de esbeltez $(\frac{h}{d})$ desde 0.25 a 4.0 :

$$C_s = C_1 [0.778 + 0.222 (\frac{d}{h})] \text{----- (b)}$$

en donde: C_1 = Resistencia en compresión simple para especímenes con $\frac{d}{h} = 1$

C_s = Resistencia en compresión simple de especímenes con $\frac{d}{h} \neq 1$.

d = Diámetro del espécimen .

h = Altura del espécimen

La resistencia en compresión de un pilar en roca masiva elástica puede calcularse con la misma expresión substituyendo d y h por H_p y W_p :

$$C_p = C_1 [0.778 + 0.222 (\frac{W_p}{H_p})] \text{----- (b)}$$

en donde W_p = Ancho del pilar

H_p = Altura del pilar

El resultado así obtenido deberá estar del lado conservador tomando en cuenta los siguientes aspectos.

1.- La resistencia en compresión de un espécimen de sección transversal $W \times L$ y $W < L$ como la del pilar es mayor que la de un espécimen de sección circular con diámetro W .

- 2.- Si las superficies del pilar son cóncavas en caso de que estén formados por aberturas circulares, la resistencia del pilar pudiera ser algo mayor que la resistencia de pilares con paredes rectas.
- 3.- El extremo empotrado de un pilar formado en roca continua pudiera ser mayor que las restricciones laterales que se tienen en una prueba normal de compresión simple.
- 4.- La ecuación (b) no da un aumento tan grande en la resistencia del pilar para diferentes relaciones de W_p/H_p como las dadas por otras fórmulas P.e.j. si $C_p = C_c \left(\frac{W_p}{H_p}\right)^4$ -- donde C_c es igual a la resistencia en compresión de un espécimen cúbico; para un pilar con relación $W_p/H_p = 4$. el incremento en la resistencia para un pilar cúbico pudiera ser el doble mientras que con la expresión (b) resulta de 1.66 veces.

NOTAS

- (1) Habrá que tomar en cuenta para considerar el "ancho efectivo de un pilar" el efecto del fracturamiento producido por los explosivos. Se ha observado y medido que la roca fracturada alcanza hasta 1 m. desde la superficie del pilar.

En el caso de explotación de minerales conviene utilizar voladuras de precorte para preservar la sanidad de la roca y el costo adicional de la voladura por aumento de barrenación y explosivos se compensa con un aumento de explotación de mineral.

En la explotación de minerales usualmente las metas se encaminan a una obtención de mineral tan alta como sea posible y que sea compatible con la seguridad.

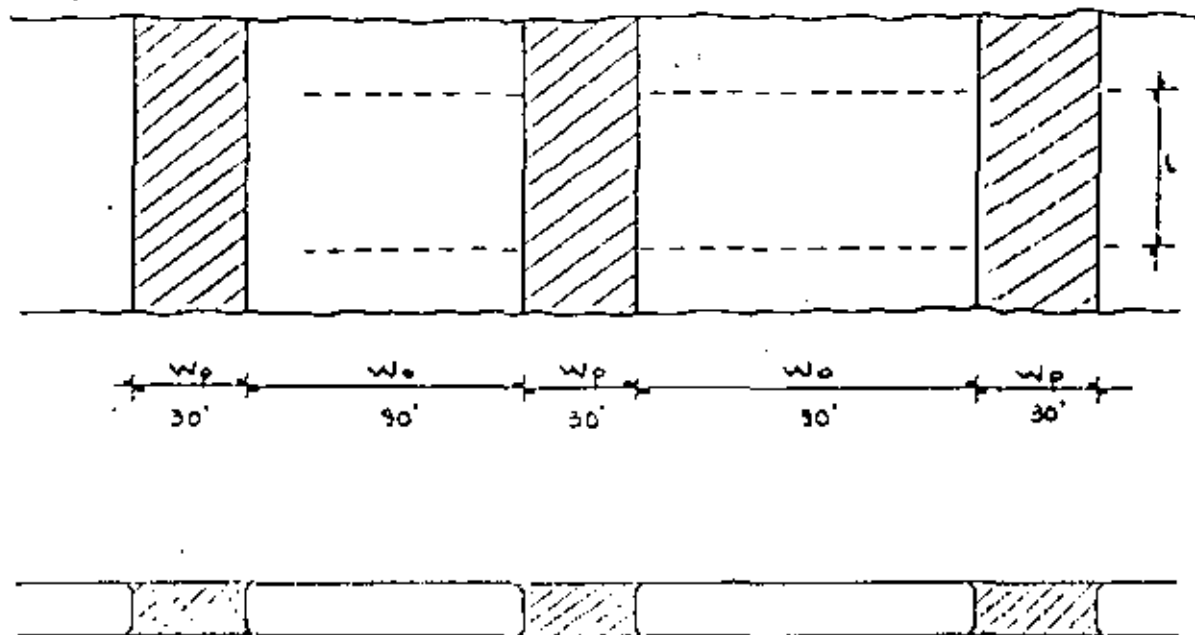
Un sistema de explotación a base de "pilares continuos" pudiera no ser la mejor manera de alcanzar el objetivo anterior.

Por ejemplo: considerando un depósito en forma de un estrato

to de 15' de espesor; a causa del fracturamiento de los explosivos el espesor efectivo del pilar pudiera ser de 9'.

Sin embargo, si la relación altura-ancho ($\frac{H_D}{W_P}$) decrece a $\frac{1}{2}$ haciendo $W_P=30'$; para una relación de extracción de 75% (valor nominal para mineo en roca dura) el ancho del salón deberá tener 90', un claro que pudiera ser minado solamente en roca excepcionalmente competente.

Por otro lado, si se utilizara un arreglo tridimensional de pilares, la relación de extracción de 75% pudiera alcanzarse en el mismo depósito con salones y cruceros con ancho de solo 30'.



$$Ra = 1 - \frac{A_D}{A_T} ; Ra = 1 - \frac{30 \cdot L}{(90+30) \cdot L} = 1 - 0.25 = 0.75$$

Arreglo tridimensional de pilares.

Mientras que en los pilares continuos la relación longitud a -- ancho del pilar es muy grande, en un arreglo tridimensional de pilares esta relación es de 1 o algo mayor de 1.

El estudio matemático tridimensional de estos pilares es complejo y hay poca información de modelos fotoelásticos tridimensionales. Sin embargo, haciendo ciertas suposiciones este caso tridimensional puede aproximarse a los resultados teóricos y experimentales del caso bidimensional de pilares continuos y una ecuación de diseño puede establecerse.

Las suposiciones son las siguientes: (1) en un arreglo tridimensional de pilares, los pilares soportan la carga total de cobertura de roca uniformemente en su sección transversal y el esfuerzo promedio en el pilar puede ser calculado por la ecuación $\bar{S}_p = S_v \frac{A_t}{A_p}$ siempre y cuando haya por lo menos 4 pilares en un salón, con los pilares extremos algo menos esforzados que los pilares centrales, (2). La relación de extracción debe ser algo mayor de 75%, valor que es consistente con la práctica minera. En este caso la concentración de esfuerzos promedio en el pilar puede determinarse por la expresión $\bar{S}_n = S_v \left(\frac{1}{1 - R_a} \right)$.

si estas condiciones se satisfacen, el esfuerzo promedio en el pilar y la ecuación de diseño para pilares continuos son satisfactorias para el diseño de pilares con arreglo tridimensional como sigue:

$$S_p = S_r \left(\frac{1}{1 - R_a} \right) \quad \text{y} \quad R_a = 1 - \frac{F_s \times S_v}{C_p}$$

en donde para este caso C_D es la resistencia en compresión del pilar corregida por esbeltez con la mínima dimensión de la sección transversal como ancho del pilar.

Para un sistema de arreglo aleatorio de pilares y de forma irregular, el área de los pilares A_D y el área excavada A_e puede evaluarse por integración gráfica del área total minada.

Para un sistema de pilares con forma regular y con los arreglos que se muestran en la siguiente figura, el área minada total puede considerarse compuesta por N elementos idénticos de área $(W_D + W_P) (L_D + W_D)$, esto es:

$$A_t = N(W_D + W_P) (L_D + W_D)$$

el área total de pilares es:

$$A_D = N(W_P \cdot L_P)$$

Por lo tanto el área excavada será:

$$A_e = N[(W_D + W_P) (L_D + W_D) - W_D \cdot L_D]$$

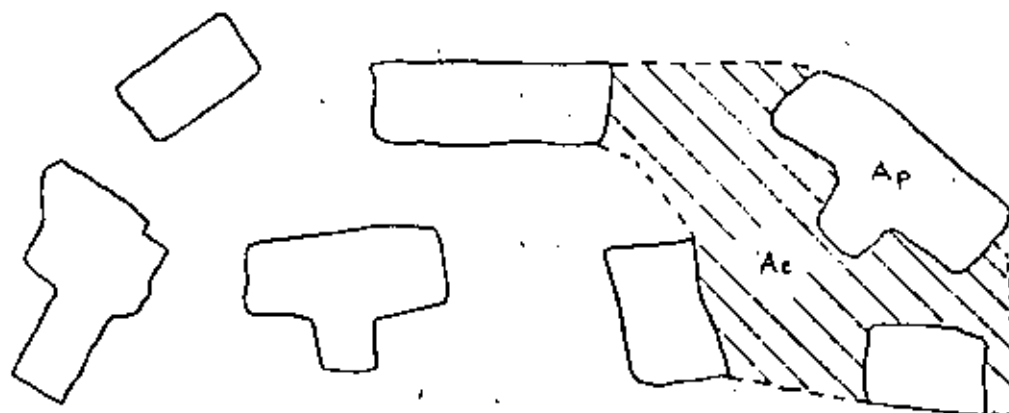
y la relación de extracción:

$$R_a = \frac{A_e}{A_t} = 1 - \frac{W_D \cdot L_D}{(W_D + W_P) (L_D + W_D)} = 1 - \frac{A_D}{A_t}$$

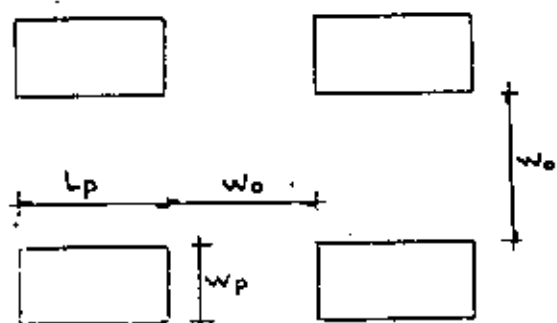
Verificando la expresión para un sistema de pilares con $W_D = W_P = L_D = L_P = L_0$ se tiene:

$$R_a = 1 - \frac{W_D^2}{4N_0^2} = 0.75$$

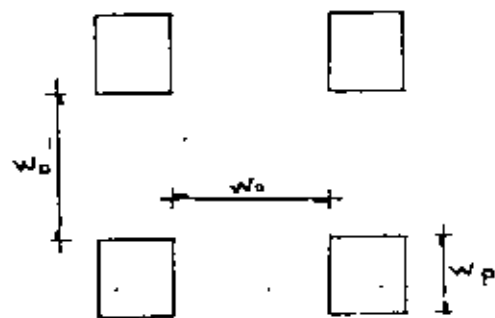
ARREGLO TRIDIMENSIONAL DE PILARES



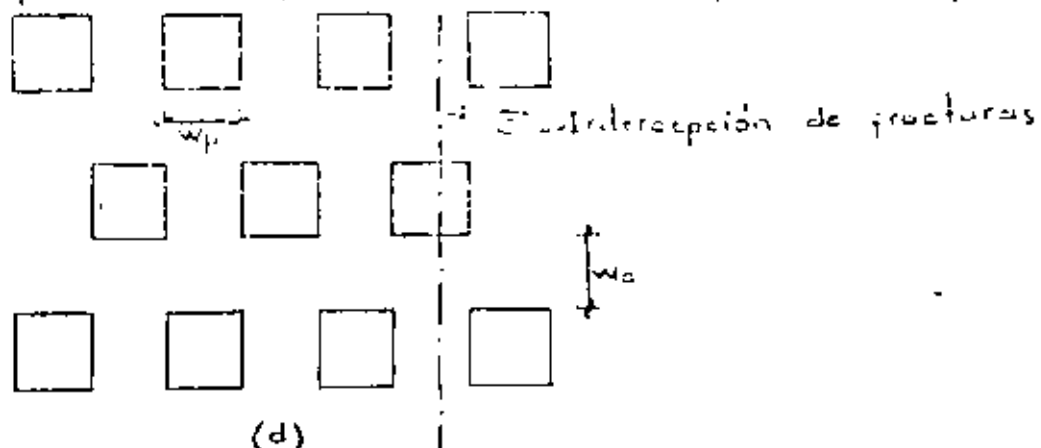
(a) Arreglo Irregular



(b) Pilares rectangulares regularmente espaciados



(c) Pilares cuadrados regularmente espaciados



(d) Pilares cuadrados, regularmente espaciados con $W_o = W_p$.

DISEÑO DE MÚLTIPLES ABERTURAS EN ROCA COMPETENTE

CONCLUSIONES

Las principales conclusiones pertinentes sobre el diseño de pilares continuos son:

- 1.- La máxima concentración de esfuerzos que se desarrolla sobre las paredes de los pilares de una serie de aberturas horizontales paralelas son dependientes básicamente de la componente vertical de esfuerzos externos.
- 2.- La máxima concentración de esfuerzos de tensión que se desarrolla en el techo y piso de un sistema de múltiples aberturas en un campo de esfuerzo uniaxial, decrece con la aplicación de un esfuerzo horizontal que generalmente es de compresión con $S_h = \frac{1}{3} S_v$.
- 3.- Para 5 ó mas aberturas en roca elástica la máxima concentración de esfuerzos de compresión son iguales con excepción -- de las orillas de los agujeros extremos, en las cuales la -- concentración de esfuerzos es menor.
- 4.- En la mayor parte de las operaciones de mineo en las cuales $m = \frac{1}{3}$ el problema de diseño de múltiples aberturas se reduce al diseño de pilares de soporte estables.

TUBERIAS DE PRESION.

1.- Esfuerzos alrededor de túneles y galerías ocasionados por presión hidrostática dentro del conducto.

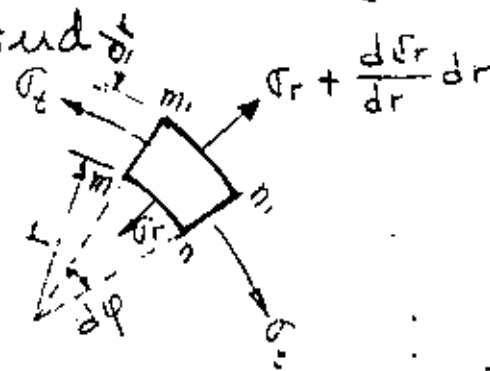
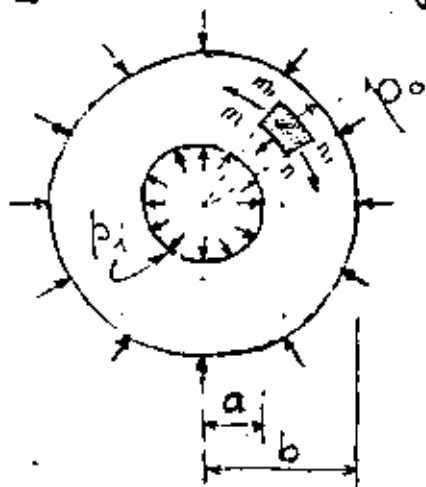
Los esfuerzos analizados serán aquellos inducidos en la masa de roca por la presión hidrostática o hidrodinámica, p_i , del agua, fluido o gas llenando el túnel, galería o cavidad.

Los análisis de estos esfuerzos usualmente parten de la teoría de esfuerzos en tubos de pared gruesa, la cual es extendida al caso de túneles no revestidos (Jaeger, 1933; 1949). La teoría de esfuerzo-deformación y mediciones en túneles circulares bajo una carga radial (Seeber 1961) aplicada a lo largo de la circunferencia total de un túnel (técnica Austriaca sobre pruebas en roca) puede fácilmente relacionarse a las ecuaciones obtenidas para túneles presurizados.

Similarmente estas ecuaciones pueden ser utilizadas para establecer el techo de roca seguro sobre un túnel bajo presión p_i (Jaeger 1961). Finalmente, las ecuaciones básicas pueden utilizarse en la teoría de las ondas de ariete hidráulico que se desarrollan en túneles y lumbreras.

2.- Teoría de tubos elásticos de pared gruesa.

Si un cilindro circular cuya pared tiene un espesor constante, está sujeto a la acción de presiones interna y externa, uniformemente distribuidas, la deformación que se produce es simétrica alrededor del eje del cilindro y no varía a lo largo de su longitud.



Consideraremos un anillo separado del cilindro mediante dos planos perpendiculares a su eje y

separados por la unidad de distancia.

Por simetría en las caras de un elemento $-mm_1-nn_1$ separado por dos planos axiales y dos superficies cilíndricas concéntricas, no existen esfuerzos cortantes. Sea σ_t el esfuerzo tangencial normal a las caras mm_1 y $-nn_1$ del elemento, y σ_r el esfuerzo normal radial en la cara mn . Este esfuerzo es función del radio r y varía en $\frac{d\sigma_r}{dr} dr$ cuando r varía en dr . El esfuerzo radial en la cara mn_1 es por tanto $\sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} dr$

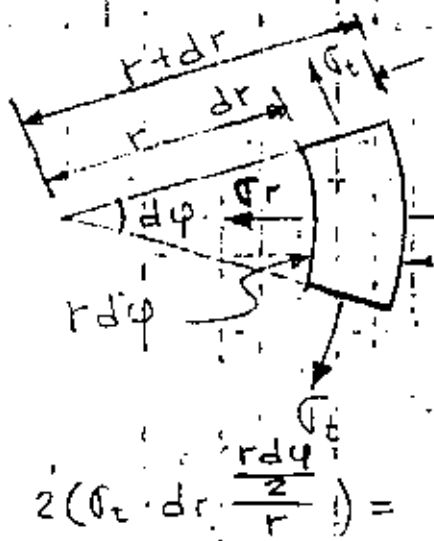
Sumando las proyecciones de las fuerzas que actúan sobre el elemento, en dirección de la bisectriz del ángulo $\frac{d\varphi}{2}$, se obtiene la ecuación de equilibrio siguiente:

$$\sigma_r \cdot r d\varphi + \sigma_t \cdot dr \cdot d\varphi - \left(\sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} \right) (r+dr) \cdot d\varphi = 0 \dots (a)$$

$$\sigma_r \cdot r + \sigma_t \cdot dr - \sigma_r \cdot r - r \frac{d\sigma_r}{dr} - \sigma_r d\varphi - \frac{d\sigma_r}{dr} dr = 0$$

Despreciando cantidades de orden superior:

$$\sigma_t - \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0 \dots (b)$$



$$\sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} dr$$

$$2(r+dr) d\varphi$$

Proyección de σ_t :

$$2(\sigma_t \cdot dr \cdot \sin \frac{d\varphi}{2})$$

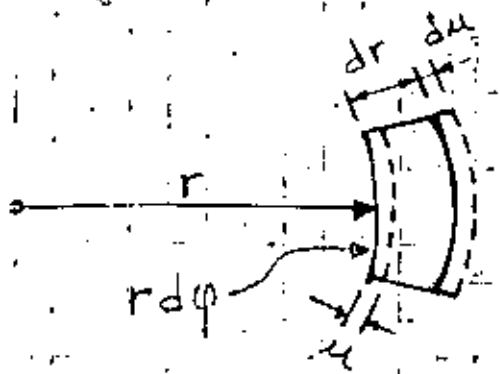
$$2(\sigma_t \cdot dr \cdot \frac{r d\varphi}{r}) = \sigma_t \cdot dr \cdot d\varphi$$

Nota: Ver inciso 1, Apéndice 1

Esta ecuación tiene dos incógnitas, σ_t y σ_r .

Es necesaria otra ecuación

y se obtiene considerando la deformación del cilindro.



La deformación es simétrica respecto al eje y consiste en un corrimiento radial de todos los puntos de la pared del cilindro. Este corrimiento es constante en dirección circunferencial, pero varía a lo largo del radio; es decir, es una función del radio. Representando con u al corrimiento de la superficie cilíndrica de radio r , el corrimiento para la superficie $r+dr$ será:

$$u + \frac{du}{dr} dr$$

Por consiguiente, un elemento tal como mnm, n_1 , experimenta en sentido radial un alargamiento total $\frac{du}{dr} dr$ y un alargamiento unitario en dicha dirección es:

$$\epsilon_r = \frac{du}{dr} \quad \frac{du}{dr} dr = \text{diferencial total de una función.}$$

El alargamiento unitario del mismo elemento en dirección tangencial es igual al alargamiento unitario del radio correspondiente; es decir, $\epsilon_t = \frac{u}{r}$
 Nota: Ver inciso 2 de apéndice 1.

Mediante las ecuaciones de esfuerzos para el caso de extensión o compresión en dos direcciones perpendiculares en función de los alargamientos unitarios (ecuaciones de compatibilidad elástica):

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_y + \nu \epsilon_x) \quad \text{y} \quad \sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_y)$$

Sustituyendo tenemos:

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{du}{dr} + \mu \frac{u}{r} \right) \dots (c) \quad \text{y} \quad \sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} \right) \dots (d)$$

Los esfuerzos normales σ_r y σ_t dependen por consiguiente del corrimiento u . Sustituyendo las expresiones (c) y (d) en (b), se obtiene la ecuación siguiente en u : (Ver inciso 3, Apéndice)

$$\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0 \dots (e)$$

$$\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0 \dots (e)$$

La solución general de esta ecuación es:

$$u = C_1 \cdot r + \frac{C_2}{r} \dots (f) \quad \text{Nota: Ver inciso 4, Apéndice 1}$$

lo cual puede comprobarse sustituyendo en la ecuación diferencial (e) Nota: Ver inciso 5, Apéndice 1.

Las constantes C_1 y C_2 se determinan por las condiciones de frontera en las superficies interior y exterior del cilindro en las que los esfuerzos normales son conocidos y son iguales a las presiones actuantes:

Sustituyendo (f) en las ecuaciones (c) y (d).

Ver inciso 6, Apéndice 1.

se tiene:
$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left[C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right] \quad (g)$$

y
$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left[C_1 (1+\mu) + C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right] \quad (h)$$

Si p_i y p_o representan las presiones interna y externa respectivamente, las condiciones en las superficies exterior e interior del cilindro son:

para $r=b$; $\sigma_r = -p_o$ y para $r=a$; $\sigma_r = -p_i$

El signo del segundo miembro de cada ecuación es negativo porque se toman como positivos los esfuerzos normales de tensión.

Sustituyendo la expresión (g) en las ecuaciones de frontera, se obtienen dos ecuaciones para obtener las constantes C_1 y C_2 . Ver incisos 7 y 8. Apéndice 1
Se tiene:

$$C_1 = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} \quad \text{y} \quad C_2 = \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2}$$

Con estos valores de las constantes, las ecuaciones (g) y (h) que dan los esfuerzos normales σ_r y σ_t .
Ver inciso 9, Apéndice 1

Serán:

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} - \frac{(p_i - p_o) a^2 b^2}{r^2 (b^2 - a^2)} \quad (i)$$

$$\sigma_t = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} + \frac{(p_i - p_o) a^2 b^2}{r^2 (b^2 - a^2)} \quad (j)$$

Esta solución fue dada por primera vez por Lamé y Clapeyron en su Mémoire sur l'équilibre intérieur des corps solides homogènes, 1833.

Obsérvese que la suma de los dos esfuerzos permanece constante, de modo que la deformación de todos los elementos en la dirección del eje del cilindro es la misma y las secciones rectas del cilindro permanecen planas después de la deformación.

Repetición

Considerando el caso particular de $p_o = 0$, es decir, el cilindro sometido solo a presión interna las ecuaciones (i) (j) quedan:

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{b^2}{r^2} \right) \quad (k) \quad \text{y} \quad \sigma_t = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{r^2} \right) \quad (l)$$

Estas ecuaciones muestran que σ_r es siempre una fatiga de compresión, mientras que σ_t es de tensión. El esfuerzo tangencial es máximo en la superficie interior del cilindro, donde:

$$r = a \quad \therefore \quad \sigma_{t \max} = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{a^2} \right) = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \frac{(a^2 + b^2)}{a^2}$$

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{b^2}{a^2} \right)$$

$$\sigma_r = \frac{p_i}{b^2 - a^2} (a^2 - b^2)$$

$\sigma_{t \max} = \frac{p_i (a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} \quad (j)$

$\sigma_{t \max}$ es siempre numéricamente mayor que la presión interna y se aproxima a ella según crece b . El valor mínimo de σ_t acontece en la superficie exterior del cilindro o sea para $r = b$; $\sigma_{t \min} = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{b^2} \right) = \frac{2a^2 p_i}{b^2 - a^2}$

$$\frac{\sigma_{t \max}}{\sigma_{t \min}} = \frac{a^2 + b^2}{2a^2}$$

Esta relación aumenta al aumentar el espesor del cilindro.

Si el espesor es pequeño, no hay gran diferencia entre los valores máximo y mínimo de σ_t . Si por ejemplo, $b = 1.1a$; $\sigma_{t \text{ máx}}$ excede a $\sigma_{t \text{ mín}}$ en un 10.5%. Se ve, por consiguiente, que no se comete grave error suponiendo que el esfuerzo σ_t se distribuye uniformemente a lo largo del espesor de la pared. Y empleando la ecuación $\sigma_t = \frac{p_i a}{b-a}$, coincide con la ecuación para cilindros delgados.

El esfuerzo cortante máximo en la superficie interior del cilindro es

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{\sigma_t - \sigma_r}{2} = \frac{1}{2} \left[\frac{p_i (a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} + \frac{p_i (b^2 - a^2)}{b^2 - a^2} \right]$$

$$\therefore \tau_{\text{máx}} = \frac{p_i b^2}{b^2 - a^2} \dots \dots (k)$$

Cuando actúa solamente sobre el cilindro una presión exterior, o sea que $p_i = 0$ las ecuaciones (i) y (j) dan

$\sigma_r = - \frac{p_o b^2}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \dots \dots (l)$	$\sigma_t = - \frac{p_o b^2}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \dots \dots (m)$
---	---

En este caso σ_r y σ_t son ambos esfuerzos de compresión y σ_t es siempre numéricamente mayor que σ_r . El esfuerzo de compresión máximo se presenta en la superficie interior del cilindro donde $r = a$; $\sigma_{t \text{ máx}} = - \frac{2 p_o b^2}{b^2 - a^2} \dots \dots (n)$

Consideremos ahora la deformación del cilindro. Sustituyendo las expresiones de las constantes arbitrarias C_1 y C_2 en (f) tenemos:

$$u = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} r + \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{(b^2 - a^2) r} \quad (o)$$

Esta ecuación da el desplazamiento radial de cualquier punto de la pared del cilindro.

Para el caso particular de un cilindro sometido solo a presión interna, $p_o = 0$ y $r = a$ para el desplazamiento radial en el interior del cilindro:

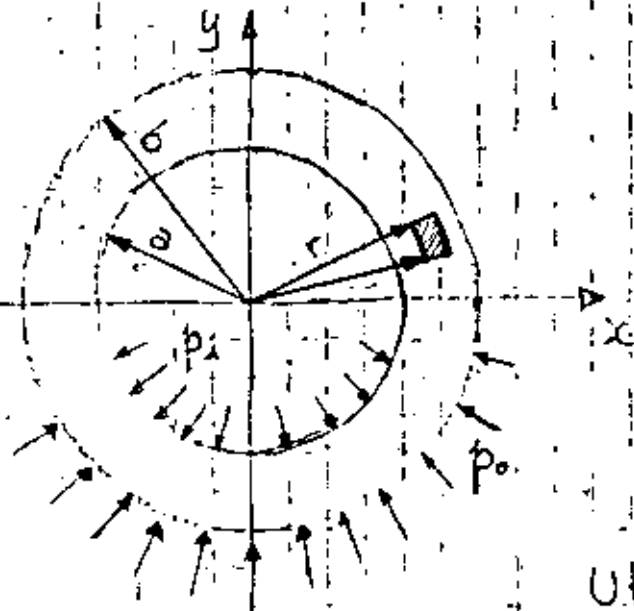
$$r = a \quad u = \frac{a p_i}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \mu \right) \quad (p)$$

Cuando el cilindro está sometido a presión externa solamente, $p_i = 0$, el desplazamiento radial en la superficie exterior es:

$$r = b \quad u = - \frac{b p_o}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} - \mu \right) \quad (q)$$

El signo menos indica que el desplazamiento es hacia el interior del cilindro.

3.- Variante en la evaluación de las constantes de integración para la determinación de los esfuerzos normales radiales y tangenciales en cilindros de pared gruesa, según Jaeger.



Utilizando las ecuaciones (g) y (h) que resuelven los esfuerzos normales radiales y tangenciales:

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1(1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right) \dots (g)$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1(1+\mu) + C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right) \dots (h)$$

$$\sigma_r = \frac{E C_1 (1+\mu)}{(1-\mu)(1+\mu)} - \frac{E C_2 (1-\mu)}{(1-\mu)(1+\mu)} \frac{1}{r^2}$$

$$\boxed{\sigma_r = \frac{E C_1}{1-\mu} - \frac{E C_2}{1+\mu} \frac{1}{r^2}} \dots (r)$$

Sustituyendo μ por $\frac{1}{m}$

$$\sigma_r = \frac{E C_1}{1 - \frac{1}{m}} - \frac{E C_2}{1 + \frac{1}{m}} \frac{1}{r^2}$$

$$\boxed{\sigma_r = \frac{m E}{m-1} C_1 - \frac{m E}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2} \dots (s)$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) + C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right) \dots (k)$$

$$\sigma_t = \frac{E C_1 (1+\mu)}{(1-\mu)(1+\mu)} + \frac{E C_2 (1-\mu)}{(1-\mu)(1+\mu)} \frac{1}{r^2}$$

$$\sigma_t = \frac{E C_1}{1-\mu} + \frac{E C_2}{1+\mu} \frac{1}{r^2} \dots (l)$$

Substituyendo μ por $\frac{1}{m}$:

$$\sigma_t = \frac{E C_1}{1 - \frac{1}{m}} + \frac{E C_2}{1 + \frac{1}{m}} \frac{1}{r^2}$$

$$\therefore \sigma_t = \frac{m E}{m-1} C_1 + \frac{m E}{m+1} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot C_2 \dots (m)$$

Los esfuerzos σ_r y σ_t son ahora :

$$\sigma_r = \frac{m E}{m-1} C_1 - \frac{m E}{m+1} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot C_2 = B' - \frac{C'}{r^2} \dots (n)$$

$$\sigma_t = \frac{m E}{m-1} C_1 + \frac{m E}{m+1} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot C_2 = B' + \frac{C'}{r^2} \dots (u)$$

Las constantes C_1 y C_2 dependen de las condiciones de frontera para $r=a$ y $r=b$

Para el tubo de pared gruesa solicitado por presiones estáticas interna p_i y externa p_o ; resulta

$$\text{Para } r=a \quad \sigma_r = B' - \frac{C'}{a^2} = p_i$$

Para $r=a$; $\sigma_r = B' - \frac{C'}{a^2} = p_i$; $B' = p_i + \frac{C'}{a^2} \dots (1)$

Para $r=b$; $\sigma_r = B' - \frac{C'}{b^2} = p_o$; $B' = p_o + \frac{C'}{b^2} \dots (2)$

Restando (1) de (2) :

$$p_o - p_i + \frac{C'}{b^2} - \frac{C'}{a^2} = 0$$

$$(p_o - p_i) a^2 b^2 + C' a^2 - C' b^2 = 0$$

$$\therefore C' = \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{b^2 - a^2}$$

Sumando (1) y (2)

$$2 B' = p_o + p_i + \frac{1}{a^2} \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{b^2 - a^2} + \frac{1}{b^2} \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{b^2 - a^2}$$

$$2 B' = \frac{p_o b^2 + p_i b^2 - p_i a^2 - p_o a^2 + p_o b^2 + p_i b^2 + p_o a^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2}$$

$$2 B' = \frac{2 p_o b^2 - 2 p_i a^2}{b^2 - a^2} \therefore B' = \frac{p_o b^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2}$$

Por lo tanto, para $r=a$ y sustituyendo en (1) y (2)

$$\sigma_r = \frac{p_o b^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2} - \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{(b^2 - a^2) a^2} = p_i$$

$$\sigma_t = \frac{p_o b^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2} + \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{(b^2 - a^2) a^2} = \dots (3)$$

$$= \frac{p_o b^2 - p_i a^2 + p_o b^2 - p_i b^2}{b^2 - a^2}$$

$$\sigma_t = -p_i \frac{(a^2 + b^2) + 2 p_o b^2}{b^2 - a^2} = -p_i \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \frac{2 b^2 p_o}{b^2 - a^2}$$

NOTA: Los valores positivos de σ_r y σ_t son de compresión. ... (4)

Para; $r = b$ y sustituyendo en (s) y (u)

$$\sigma_r = \frac{p_o b^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2} - \frac{(p_o - p_i) a^2 \frac{1}{b^2}}{(b^2 - a^2) \frac{1}{b^2}} = p_a \dots (x)$$

$$y \quad \sigma_t = \frac{p_o b^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2} + \frac{(p_o - p_i) a^2 \frac{1}{b^2}}{(b^2 - a^2) \frac{1}{b^2}}$$

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{p_o b^2 - p_i a^2 + p_o a^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2} = -p_i \frac{2a^2}{b^2 - a^2} + p_o \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} \\ &= -p_i \frac{2a^2}{b^2 - a^2} \dots (y) \end{aligned}$$

4.- Caso de un túnel a presión en roca sana

Las condiciones de frontera, sobre una pared de un túnel en roca sana son:

para $r = a$; $p_i = p$

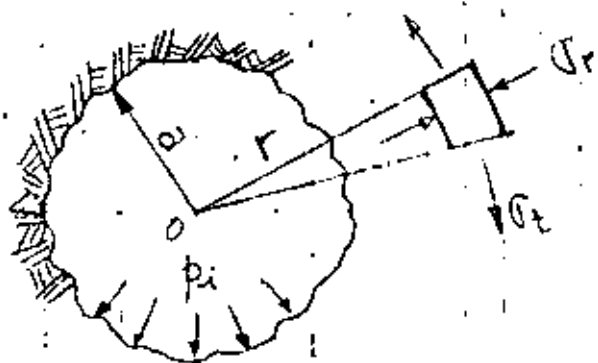
Otras condiciones de frontera son:

Para $r = \infty$; $\sigma_r = \sigma_t = 0$

Recordando que:

$$\sigma_r = B' - \frac{C'}{r^2} \dots (s)$$

$$\text{y } \sigma_t = B' + \frac{C'}{r^2} \dots (u)$$



Túnel de presión en roca sana

Esta segunda condición implica que:

$$\sigma_r = B' = 0 \quad \text{y} \quad \sigma_t = 0$$

y para cualquier punto entre $0 \leq r \leq \infty$ recordando que:

$$\sigma_r = \frac{mE}{m-1} C_1 - \frac{mE}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 = B' - \frac{C'}{r^2} \quad (s)$$

$$\text{y } \sigma_t = \frac{mE}{m-1} C_1 + \frac{mE}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 = B' + \frac{C'}{r^2} \quad (u)$$

tenemos:

$$\sigma_r = - \frac{mE}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 = - \sigma_t$$

Para $r = a$; $\sigma_r = - \frac{mE C_2}{(m+1) a^2} = p$ y $C_2 = - \frac{p a^2 (m+1)}{Em}$

$$\sigma_t = - \frac{mE C_2}{(m+1) a^2} = -p$$

Para cualquier punto dentro de la roca: $\sigma_r = - \sigma_t = - \frac{mE C_2}{(m+1) r^2} = p \frac{a^2}{r^2}$

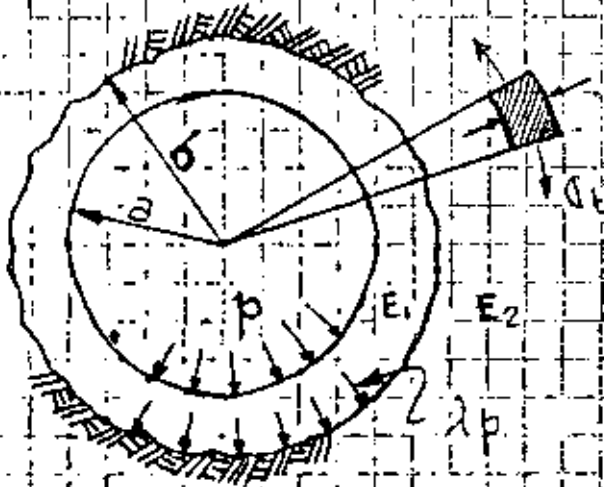
Los esfuerzos σ_r y σ_t decrecen rápidamente dentro de la roca. Para una distancia $r = 2a$, ellos son únicamente del 25% de los valores de la pared.

5. Túnel a presión con revestimiento de concreto.

Caso 1. Roca sana sin fisuras.

Consideremos un túnel con diámetro interior a y diámetro exterior b.

Si p es la presión hidrostática dentro del túnel, una cierta presión $p_e = \lambda p$ se transmite desde el revestimiento a la roca, suponiendo que no hay espacios vacíos entre el concreto y la roca.



Para $b \leq r \leq \infty$

Los esfuerzos σ_r de (ii) son:

$$\sigma_r = \frac{m_2 E_2}{m_2 - 1} F_2 - \frac{m_2 E_2 G_2}{m_2 + 1} \frac{1}{r^2}$$

Los índices '2' para m_2 , E_2 , F_2 y G_2 se refieren a la roca.

La condición $\sigma_r = 0$ para

Túnel a presión con revestimiento de concreto en roca sana

$r = \infty$ implica que $F_2 = 0$ y $\sigma_r = -\sigma_t$ para la masa total de roca.

Para $r = b$ sobre el lado de roca:

$$\sigma_r = - \frac{m_2 E_2}{m_2 + 1} \frac{G_2}{b^2} = p_b = \lambda p$$

$$\text{y } G_2 = - \frac{p_b \cdot b^2 (m_2 + 1)}{E_2 m_2}, \text{ con } F_2 = 0$$

El desplazamiento radial u para $r = b$ en la roca

es:

$$u_{r=b} = \underbrace{F_2 \cdot r}_{\text{cero}} + \frac{G_2}{R} = \frac{p_b \cdot b}{E_2} \frac{m_2 + 1}{m_2}$$

En el concreto cuando $a \leq r \leq b$, se utilizará el índice '1' para representar sus propiedades.

Para $r = a$

$$\sigma_{r=a} = \frac{m_1 E_1}{m_1 - 1} F_1 - \frac{m_1 E_1}{m_1 + 1} \cdot \frac{G_1}{a^2} = p \dots (1)$$

Para $r = b$ $\sigma_{r=b} = \frac{m_1 E_1}{m_1 - 1} F_1 - \frac{m_1 E_1}{m_1 + 1} \cdot \frac{G_1}{b^2} = \lambda p \dots (2)$

Restando (2) de (1)

$$-\frac{m_1 E_1}{m_1 + 1} \cdot \frac{G_1}{a^2} + \frac{m_1 E_1}{m_1 + 1} \cdot \frac{G_1}{b^2} = p - \lambda p$$

$$\frac{-m_1 E_1 \cdot b^2 G_1 + m_1 E_1 \cdot a^2 G_1}{a^2 b^2 (m_1 + 1)} = p(1 - \lambda)$$

$$G_1 (m_1 E_1 a^2 - m_1 E_1 b^2) = a^2 b^2 (m_1 + 1) p (1 - \lambda)$$

$$\therefore G_1 = \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} p (1 - \lambda)$$

Despejando G_1 de (1) y (2).

$$G_1 = -p \frac{a^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} + \frac{a^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} \cdot \frac{m_1 E_1}{m_1 - 1} F_1$$

$$G_1 = -\lambda p \frac{b^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} + \frac{b^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} \cdot \frac{m_1 E_1}{m_1 - 1} F_1$$

Iguando:

$$-p \frac{a^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} + \frac{a^2 (m_1 + 1)}{m_1 - 1} F_1 = -\lambda p \frac{b^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} + \frac{b^2 (m_1 + 1)}{m_1 - 1} F_1$$

$$F_1 \frac{a^2}{m_1 - 1} - \frac{b^2}{m_1 - 1} F_1 = p \frac{a^2}{m_1 E_1} - \lambda p \frac{b^2}{m_1 E_1}$$

Multiplicando por (-1)

$$F_1 \frac{b^2 - a^2}{m_1 - 1} = \frac{\lambda p b^2 - p a^2}{m_1 E_1} \therefore F_1 = \frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2)}{b^2 - a^2} p$$

Iguando los desplazamientos elásticos:

Para $r=b$ y recordando $u = C_1 r + \frac{C_2}{r}$

$$u_{r=b} = F_1 \cdot b + \frac{G_1}{b} = \underbrace{F_2 \cdot b + \frac{G_2}{b}}_{\text{Cero}}$$

$$-\frac{m_1-1}{m_1 E_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2)}{b^2 - a^2} \cdot p \cdot b - \frac{m_1+1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} \frac{p(1-\lambda)}{b} = -\frac{\lambda p b^2 (m_2+1)}{E_2 m_2 \cdot b}$$

Despejando λ de esta ecuación se tiene:

Ver inciso.12 de Apéndice 1:

$$\lambda = -\frac{p b}{p} = \frac{\frac{2 a^2}{E_1 (b^2 - a^2)}}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1) b^2 + (m_1 + 1) a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}}$$

Los esfuerzos en el revestimiento de concreto son:

Para $r=a$; $\sigma_{ra} = p$

Para obtener σ_{ta} tenemos que sustituir las constantes F_1 y G_1 en la ecuación (u), con $r=a$.

Con $r=a$.

$$\sigma_t = \frac{m E}{m-1} C_1 + \frac{m E}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 \dots (u)$$

$$C_1 = F_1 = -\frac{m_1-1}{m_1 E_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2)}{b^2 - a^2} p \quad \text{y} \quad C_2 = G_1 = -\frac{m_1+1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} p(1-\lambda)$$

Para $r=a$ $\sigma_t = \left(\frac{m E}{m-1}\right) \left(-\frac{m_1-1}{m_1 E_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2)}{b^2 - a^2} p\right) + \left(\frac{m E}{m+1} \frac{1}{a^2}\right) \left(-\frac{m_1+1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2 (1-\lambda)}{b^2 - a^2} p\right)$

$$\sigma_{ta} = -\frac{a^2 p - \lambda b^2 p}{b^2 - a^2} - \frac{b^2 p - b^2 \lambda p}{b^2 - a^2} \quad \therefore \quad \sigma_{ta} = -\frac{a^2 + b^2 - 2 \lambda b^2}{b^2 - a^2} p$$

Para $r = b$; $\sigma_{rb} = \lambda p$

Para obtener σ_{tb} , sustituimos las constantes F_1 y G_1 en la ecuación (u):

con $r = b$

$$\sigma_{tb} = \left(\frac{mE}{m-1} \right) \left(- \frac{m-1}{mE_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2)p}{b^2 - a^2} + \left(\frac{bE}{m+1} \frac{1}{b^2} \right) \left(- \frac{(m-1)}{mE_1} \frac{a^2 b^2 (p - \lambda p)}{b^2 - a^2} \right) \right)$$

$$\sigma_{tb} = - \frac{a^2 p - \lambda b^2 p}{b^2 - a^2} - \frac{a^2 p - a^2 p \lambda}{b^2 - a^2}$$

$$\therefore \underline{\sigma_{tb} = - \frac{2a^2 - \lambda(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} p}$$

Caso 2.- El revestimiento de concreto esta fisurado

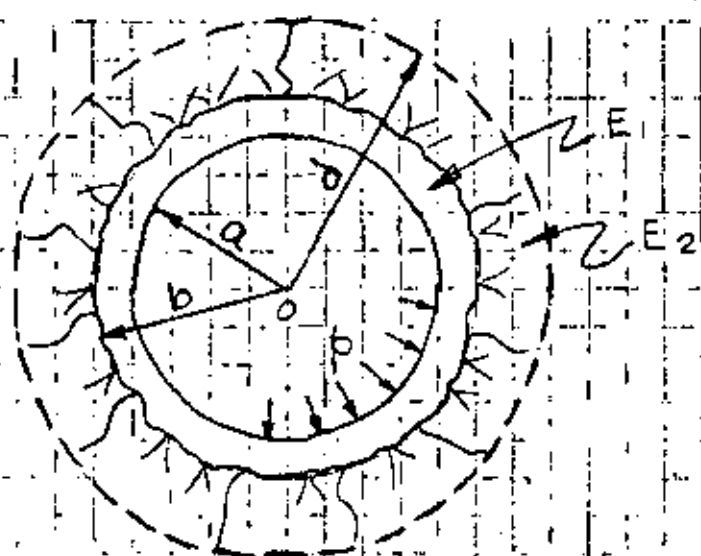
Si las paredes del revestimiento de concreto del túnel estuvieran uniformemente fisuradas en una dirección radial, una presión:

$$p_c = \frac{a}{b} p$$

podría ser transmitida directamente a la roca y los esfuerzos sobre la superficie de roca podrían ser:

$$\sigma_r = - \sigma_t = \frac{a}{b} p$$

Caso 3.- La roca tiene fisuras hasta una profundidad d .



A lo largo de la superficie de roca la presión radial es:

$$p_b = \frac{a}{b} p$$

$$\text{y } \sigma_t = 0$$

$$\sigma_{rb} = p_b = \frac{a}{b} p$$

Túnel revestido en roca radialmente fisurada

Para cualquier profundidad $r < d$ dentro de la masa de roca fisurada:

$$\sigma_t = 0 \text{ y } \sigma_r = \frac{a}{r} p$$

Para el límite de la roca sana la presión es:

$$p_d = \frac{a}{d} p$$

Dentro de la roca sana con $d \leq r \leq \infty$

$$\sigma_r = -\sigma_t = p \frac{a}{d} \cdot \frac{d^2}{r^2} = \frac{ad}{r^2} p$$

6.- Túneles y lumbreras a presión con camisa metálica

a.- En roca sana

La presión hidrostática dentro del túnel es p

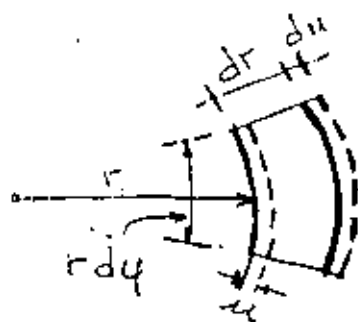
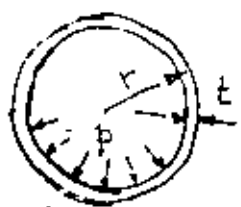
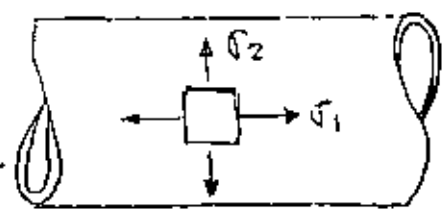
Una presión $p_b < p$ es transmitida desde la placa metálica al concreto y una presión $p_c < p_b$ desde el concreto a la roca.

La deformación elástica u_b del revestimiento de acero es:

$$u_b = \frac{p - p_b}{E} \times \frac{a^2}{e} = p'(1 - \lambda_1) \times \frac{a^2}{E e}$$

Donde: E = módulo elástico de la placa de acero; e = espesor de la placa y $p_b = \lambda_1 p$

Esta expresión viene del estudio de tubos de pared delgada.



Las deformaciones unitarias son:

Tangencial:
$$\delta_t = \frac{2\pi(r+u) - 2\pi r}{2\pi r} = \frac{u}{r}$$

$$\therefore \delta_t = \frac{u}{r} = \frac{1}{E} (\sigma_2 - \mu \sigma_1)$$

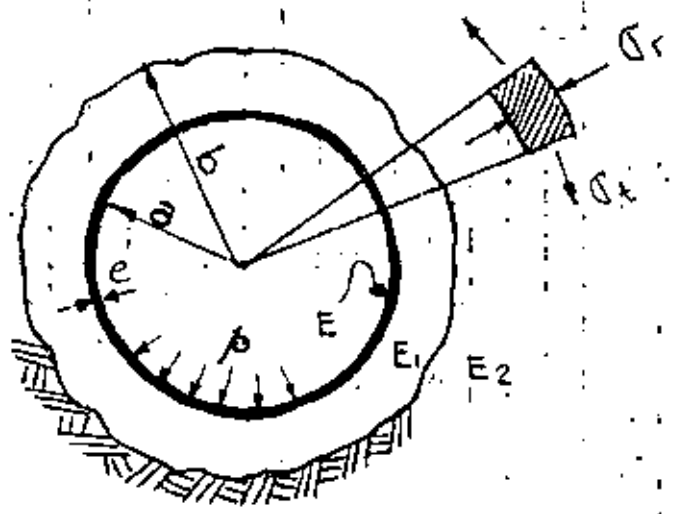
Radial:
$$\delta_r = \frac{du}{dr} = \frac{1}{E} (\sigma_1 - \mu \sigma_2)$$

De donde:
$$u = \frac{r}{E} (\sigma_2 - \mu \sigma_1)$$

Como $\sigma_2 = \frac{pr}{t}$ y $\sigma_1 = \frac{pr}{2t}$;
$$u = \frac{r}{E} \left(\frac{pr}{t} - \mu \frac{pr}{2t} \right)$$

$$\therefore u = \frac{pr^2}{tE} \underbrace{\left(1 - \frac{\mu}{2} \right)}_{\doteq 1} \doteq \frac{pr^2}{tE}$$

La deformación u_b de la placa de acero debe ser igual a la deformación elástica de la superficie interna del concreto, y la deformación de la cara externa del concreto debe ser igual a la fluencia de la superficie de la roca.



Túnel con camisa metálica

Cálculos de tallados de Jaeger, 1933, demuestran que:

$$\lambda_1 = \frac{p_{bi}}{p_{ci}}$$

$$\lambda_1 = \frac{\frac{a^2}{Ee}}{\left(\frac{a^2}{Ee}\right) + \left[\frac{a}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}\right] \left[(m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2^* b^2) + (m_1 + 1)(1 - \lambda_2^*) b^2\right]}$$

y
$$\lambda_2 = \frac{p_c}{p_b}$$

$$\lambda_2 = \frac{\frac{2a^2}{E_1 (b^2 - a^2)}}{\left(\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2}\right) + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}}$$

b.. En roca fisurada radialmente

La deformación u_b de la placa de acero es:

$$u_b = \frac{p - p_b}{E} \frac{a^2}{e} = p (1 - \lambda_3) \frac{a^2}{e} \quad \text{con } p_b = \lambda_3 p$$

y la deformación del revestimiento de concreto y la roca fisurada radialmente hasta una distancia d .

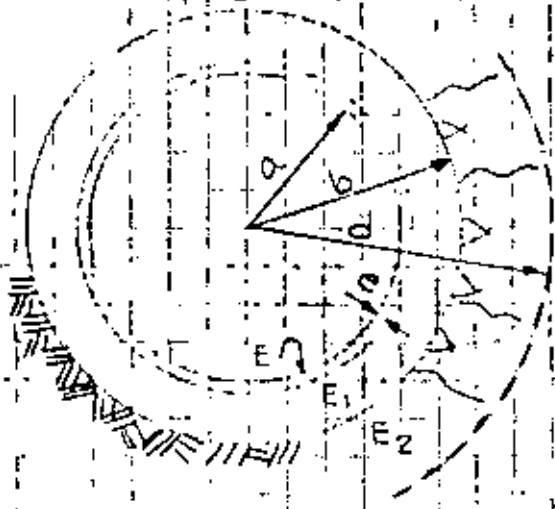
$$u_b = \frac{(p_b + p_d)}{2} \frac{(a-d)}{E_1} + p_d \frac{d(m_2+1)}{m_2 E_2}$$

Igualando los dos valores de u_b se tiene:

$$\lambda_3 = \frac{\frac{a^2}{Ee}}{\frac{a^2}{Ee} + \frac{d^2 - a^2}{2dE_1} + \frac{(m_2+1)a}{m_2 E_2}}$$

Ejemplo:

Revisión de los esfuerzos que se producen en un túnel con camisa metálica:



- $a = 10' = 304.8 \text{ cm}$
- $e = 1/2" = 1.27 \text{ cm}$
- $b = 10.5' = 320 \text{ cm}$
- $d = 156" = 396 \text{ cm}$
- $p = 216 \text{ psi} = 15.2 \text{ kg/cm}^2$
- $E_1 = 4 \times 10^6 \text{ psi} = 281,690 \text{ kg/cm}^2$
- $E_2 = 6 \times 10^6 \text{ psi} = 422,535 \text{ kg/cm}^2$
- $E = 3 \times 10^7 \text{ psi} = 2,112,676 \text{ kg/cm}^2$
- $\mu_1 = 0.2 \quad ; \quad \mu_2 = 0.26 \quad ; \quad \mu = 0.23$
- $p_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$a = 3.048 \text{ m} \quad ; \quad a^2 = 9.29$

$b = 3.20 \text{ m} \quad , \quad b^2 = 10.24 \quad ; \quad b^2 - a^2 = 0.95$

$m_2 = \frac{1}{\mu_2} = \frac{1}{0.26} = 3.85 \quad ; \quad E_2 = 4.22 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

$m_1 = \frac{1}{\mu_1} = \frac{1}{0.20} = 5 \quad ; \quad E_1 = 2.82 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

$m = \frac{1}{\mu} = \frac{1}{0.23} = 4.35 \quad ; \quad E = 21 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

Obtención de λ_2 ; $\lambda_2 = \frac{p_c}{p_b}$; $\lambda_2 = \frac{\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)}}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 - (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1(b^2 - a^2)}}$

$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1)10.24 = 40.96 \quad ; \quad m_1 E_1(b^2 - a^2) = 5 \times 2.82 \times 10^6 \times 0.95 = 13.4 \times 10^6$

$(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1)9.29 = 55.74$
 $\frac{6.94}{96.70}$

$\lambda_2 = \frac{\frac{6.94 \times 10^6}{2.82 \times 10^6 \times 0.95}}{\frac{1.26}{4.22 \times 10^6} + \frac{196.70}{13.4 \times 10^6}} = \frac{6.94 \times 4.22 \times 13.4}{13.4 \times 1.26 + 196.70 \times 4.22} \quad ; \quad \lambda_2 = 0.92$

Deposito

Obtencion de λ $\lambda = \frac{p_b}{p_c}$

$$\lambda = \frac{\left(\frac{a^2}{E_c}\right) \left[\frac{m_1 E_1 (b^2 a^2)}{m_1 E_1 (b^2 a^2)} \left[(m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2 b^2) + (m_1 + 1)(1 - \lambda_2) b^2 \right] \right]}{21 \times 10^6 \times 0.0127 \times 10^6}$$

$$a^2 = 9.24 \quad b^2 = 10.24$$

$$E_c = 21 \times 10^6 \times 0.0127 \times 10^6$$

$$m_1 E_1 (b^2 a^2) = 5 \times 2.82 \times 10^6 \times 0.98 \times 10^6$$

$$(m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2 b^2) = (5 - 1)(9.24 - 0.92 \times 10.24) = 0.52$$

$$(m_1 + 1)(1 - \lambda_2) b^2 = (5 + 1)(1 - 0.92) \times 10.24 = 4.92$$

$$\lambda = \frac{\frac{34.64}{10^6} + \left(\frac{0.23}{10^6}\right) (-0.52 + 4.92)}{\frac{34.64}{10^6} + \frac{101}{10^6}} = \frac{34.64 + 101}{10^6} = 34.64$$

$$\lambda = 0.97 \quad p_b = \lambda p_c \quad p_c = 15.2 \times 0.97 = 14.74$$

Por tanto la presión sobre el concreto es $p_c = 14.74 \text{ Kg/cm}^2$
 y la presión sobre la roca es $p_b = \lambda p_c$
 $p_b = 0.92 \times 14.74 = 13.56 \text{ Kg/cm}^2$

El esfuerzo en el tubo puede obtenerse de dos maneras

a) Con la fórmula del esfuerzo tangencial de tubos delgados $\tau = \frac{p r}{t} \quad \sigma_c = \frac{p - p_b}{t} r$

$$\tau = \frac{15.2 - 14.74}{1.27} \times 305.42 \quad \sigma_c = 110 \text{ Kg/cm}^2$$

b) A través de la deformación tangencial unitaria

$$u_b = \delta \left(1 - \lambda_1\right) \frac{a^2}{E} = 15.2 (1 - 0.97) \frac{9.24}{21 \times 10^6 \times 0.0127} = 0.00159 \text{ m}$$

$$\delta_c = \frac{u_b}{r} = \frac{0.00159}{3.0542} = 0.00052057; \text{ como } \delta_c = \frac{p - p_b}{E} \quad \sigma_c = 52 \times 10^3 \times 2.1 \times 10^{-2}$$

Los esfuerzos en el concreto son:

Para $r=a$: $\sigma_r = p_b = 14.74 \text{ kg/cm}^2$.. Compresión

$$\sigma_t = - \frac{2a^2}{b^2 - a^2} \lambda p$$

$$\lambda = \frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)} = \lambda_2 = 0.92$$

de donde $\sigma_t = - \frac{9.29 + 10.24 - 2 \times 0.92 \times 10.24}{0.95} \times 14.74 = -10.71$

$\sigma_t = 10.71 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ Tensión

Para $r=b$: $\sigma_r = \lambda p_b$; $\sigma_r = 0.92 \times 14.74 = 13.56 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Compresión

y $\sigma_t = - \frac{2a^2 \lambda (a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} p$

$\sigma_t = - \frac{2 \times 9.29 - 0.92(9.29 + 10.24)}{0.95} \times 14.74 = 9.46$

$\sigma_t = 9.5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ Tensión

Los esfuerzos permisibles en el concreto en tensión son igual a aproximadamente a $1/12$ de la resistencia en compresión, por tanto:

$R_t = \frac{f'}{12}$; $R_t = \frac{350}{12}$; $R_t = 29 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_t$

que es mayor que los esfuerzos tangenciales de tensión σ_t que se producen por $r=a$ y $r=b$.

TECHO MÍNIMO SOBRE UN TÚNEL DE PRESIÓN

El problema para la determinación del techo mínimo sobre túneles de presión es muy importante en plantas hidroeléctricas.

Criterios adoptados: $\gamma =$ peso volumétrico del agua = 1 ton/m^3

- 1.- Regla antigua $p/\gamma = \frac{1}{2} H$ tiene un factor de seguridad muy alto, $H = 2p$
- 2.- Algunos túneles sin revestir en Estados Unidos (Túnel Hass y Nantahala) $p/\gamma = H$ _{$H=p$} implica que las filtraciones no alcanzan la superficie de roca a través de las fisuras.
- 3.- Túnel de abastecimiento de agua en Sydney, $p/\gamma = 2.4 H$; _{$H = 0.42p$}
La cobertura de roca es igual a la presión hidrostática.
Glen Moriston Tunnel de la Livishie hydroelectric development diseñado por Sir William Halcrow, sin revestimiento
- 4.- Terzaghi, $p/\gamma = 2H$, La cobertura igual a la mitad de la columna hidrostática. $H = 0.5p$
- 5.- Hidroeléctrica Spray en Canada, $p/\gamma = 5 H$ _{$H = 0.2p$}
El techo es de 216 pies y la presión de agua $p/\gamma = 1220$ pies

1. Reducción de la expresión (a)

$$\sigma_r \cdot r d\varphi + \sigma_t \cdot dr \cdot d\varphi - \left(\sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} \cdot dr \right) (r + dr) d\varphi = 0$$

$$\sigma_r \cdot r d\varphi + \sigma_t \cdot dr \cdot d\varphi - \sigma_r \cdot r d\varphi - \sigma_r \cdot dr d\varphi - \frac{d\sigma_r}{dr} \cdot dr \cdot r d\varphi - \frac{d\sigma_r}{dr} \cdot dr \cdot dr d\varphi = 0$$

$$\cancel{\sigma_r \cdot r} + \sigma_t \cdot dr - \cancel{\sigma_r \cdot r} - \sigma_r \cdot dr - \frac{d\sigma_r}{dr} \cdot dr \cdot r - \frac{d\sigma_r}{dr} \cdot dr \cdot dr = 0$$

$$\sigma_t - \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} - \frac{d\sigma_r}{dr} dr = 0$$

Se despreja por ser de segundo orden

$$\sigma_t - \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0 \quad (b)$$

2. Cálculo de los alargamientos unitarios del cilindro:

- En dirección radial r se incrementa en u , y pasa a ser $r+u$ similarmente, dr se incrementa en du y pasa a ser $dr + du = dr \left(1 + \frac{du}{dr} \right)$. El alargamiento específico o unitario radial en longitud es:

$$\epsilon_r = \frac{(dr + du) - dr}{dr} \Rightarrow \underline{\underline{\epsilon_r = \frac{du}{dr}}}$$

- En dirección tangencial la circunferencia se incrementa de $2\pi r$ a $2\pi(r+u)$ y el alargamiento tangencial unitario es:

$$\epsilon_t = \frac{2\pi(r+u) - 2\pi r}{2\pi r} = \frac{2\pi r + 2\pi u - 2\pi r}{2\pi r} \Rightarrow \underline{\underline{\epsilon_t = \frac{u}{r}}}$$

3. Obtención de la ecuación diferencial en u ,
por sustitución de las ecuaciones (c) y (d) en (b)

$$\sigma_t - \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0 \dots (b)$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} \right) (d); \quad \sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{du}{dr} + \mu \frac{u}{r} \right)$$

Sustituyendo:

$$\frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} \right) - \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{du}{dr} + \mu \frac{u}{r} \right) - r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0$$

$$\frac{E}{1-\mu^2} \cdot \frac{u}{r} + \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \mu \frac{du}{dr} - \frac{E}{1-\mu^2} \frac{du}{dr} - \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \mu \frac{u}{r} - \frac{E \cdot r}{1-\mu^2} \frac{d^2 u}{dr^2} - \frac{E \cdot \mu \cdot r}{1-\mu^2} \frac{r \frac{du}{dr} - u}{r^2}$$

$$\frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} - \frac{du}{dr} - \mu \frac{u}{r} - r \frac{d^2 u}{dr^2} - \frac{\mu \cdot r^2 \frac{du}{dr} - \mu \cdot r \cdot u}{r^2} = 0$$

$$\frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} - \frac{du}{dr} - \mu \frac{u}{r} - r \frac{d^2 u}{dr^2} - \frac{\mu du}{dr} + \frac{\mu \cdot u \cdot r}{r^2} = 0$$

dividiendo entre r :

$$\frac{u}{r^2} + \mu \frac{du}{dr} \cdot \frac{1}{r} - \frac{du}{dr} \cdot \frac{1}{r} - \frac{\mu u}{r^2} - \frac{d^2 u}{dr^2} - \mu \frac{du}{dr} \cdot \frac{1}{r} + \frac{\mu u}{r^2} = 0$$

$$\frac{u}{r^2} - \frac{du}{dr} \cdot \frac{1}{r} - \frac{d^2 u}{dr^2} = 0$$

Cambiando signos:

$\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{du}{dr} \cdot \frac{1}{r} - \frac{u}{r^2} = 0$
--

4.- Solución de la ecuación diferencial en u .

$$\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0$$

Se trata de una ecuación lineal de 2º orden con coeficientes variables.

Una de las maneras de resolverla es proponiendo a $u = r^x$

$$u = r^x ;$$

$$\frac{du}{dx} = x r^{x-1}$$

$$\frac{d^2 u}{dx^2} = (x-1)(x) r^{x-2}$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$x(x-1)r^{x-2} + \frac{1}{r} x r^{x-1} - \frac{r^x}{r^2} = 0$$

$$x(x-1)r^{x-2} + x \cdot r^{x-2} - r^{x-2} = 0$$

$$r^{x-2} [x(x-1) + x - 1] = 0$$

Alguno de los dos términos del 1º miembro es cero.

$$x(x-1) + x - 1 = 0 ; x^2 - \cancel{x} + \cancel{x} - 1 = 0 \Rightarrow x^2 - 1 = 0 \therefore x = \pm 1$$

$$\text{Para } x=1 ; u_1 = C_1 r$$

$$\text{Para } x=-1 ; u_2 = C_2 r^{-1} = \frac{C_2}{r}$$

Entonces la solución es la suma de las dos raíces.

$$u = C_1 r + \frac{C_2}{r}$$

5.- Comprobación de la solución de la ecuación diferencial en u .

$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0$$

Solución: $u = C_1 r + \frac{C_2}{r}$

Comprobación:

$$\frac{u}{r^2} = \frac{C_1}{r} + \frac{C_2}{r^3}$$

$$\frac{du}{dr} = C_1 + \frac{-C_2}{r^2} = C_1 - \frac{C_2}{r^2}$$

$$\frac{d^2u}{dr^2} = -\frac{-2rC_2}{r^4} = +\frac{2C_2}{r^3}$$

$$\frac{2C_2}{r^3} + \frac{1}{r} \left(C_1 - \frac{C_2}{r^2} \right) - \frac{C_1}{r} - \frac{C_2}{r^3} = 0$$

$$\frac{2C_2}{r^3} + \frac{C_1}{r} - \frac{C_2}{r^3} - \frac{C_1}{r} - \frac{C_2}{r^3} = 0$$

0 = 0

6.- Sustitución de $u = C_1 r + \frac{C_2}{r} \dots (f)$ en los esfuerzos normales radial y tangencial.

$$\underbrace{\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{du}{dr} + \mu \frac{u}{r} \right) \dots (e)}_{\text{radial}} \quad \text{y} \quad \underbrace{\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} \right) \dots (d)}_{\text{tangencial}}$$

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 - \frac{C_2}{r^2} + C_1 \mu + \frac{C_2 \cdot \mu}{r^2} \right)$$

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left[C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{(1-\mu)}{r^2} \right] \quad (g)$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 + \frac{C_2}{r^2} + \mu C_1 - \mu \frac{C_2}{r^2} \right)$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left[C_1 (1+\mu) + C_2 \frac{(1-\mu)}{r^2} \right] \quad (h)$$

7.- Valuación de las constantes de integración, tomando en cuenta las condiciones de frontera.

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right) \dots (a)$$

Cuando p_o y p_i son diferentes de cero; para la superficie interior ($r=a$), $\sigma_r = -p_i$ por ser σ_r de compresión. y para la superficie exterior ($r=b$), $\sigma_r = -p_o$, por la misma razón.

$$-p_i = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{a^2} \right) \dots (1)$$

$$-p_o = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{b^2} \right) \dots (2)$$

$$-p_i \frac{1-\mu^2}{E} + C_2 \frac{1-\mu}{a^2} = C_1 (1+\mu) \dots (1)$$

$$-p_o \frac{1-\mu^2}{E} + C_2 \frac{1-\mu}{b^2} = C_1 (1+\mu) \dots (2)$$

Restando (2) de (1)

$$-p_i \frac{1-\mu^2}{E} + p_o \frac{1-\mu^2}{E} + C_2 \frac{1-\mu}{a^2} - C_2 \frac{1-\mu}{b^2} = 0$$

$$C_2 (1-\mu) \frac{b^2 - a^2}{a^2 b^2} = \frac{1-\mu^2}{E} (p_i - p_o)$$

$$C_2 = \frac{(1-\mu^2)}{E} \frac{1}{(1-\mu)} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} (p_i - p_o)$$

$$C_2 = \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2}$$

8.- Volución de las constantes de integración.
(continuación)

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{(1-\mu)}{r^2} \right) \dots (g)$$

Para: $r=a$; $\sigma_r = -p_i$ y para $r=b$; $\sigma_r = -p_o$

$$-p_i = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{(1-\mu)}{a^2} \right) \dots (1)$$

$$-p_o = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{(1-\mu)}{b^2} \right) \dots (2)$$

$$-p_i \frac{1-\mu^2}{E} - C_1 (1+\mu) = -C_2 \frac{(1-\mu)}{a^2} \dots (1)$$

$$-p_o \frac{1-\mu^2}{E} - C_1 (1+\mu) = -C_2 \frac{(1-\mu)}{b^2} \dots (2)$$

Despejando C_2 de (1) y (2) queda:

$$C_2 = \frac{a^2}{1-\mu} \cdot \frac{1-\mu^2}{E} p_i + \frac{a^2}{1-\mu} \cdot C_1 (1+\mu)$$

$$C_2 = \frac{b^2}{1-\mu} \cdot \frac{1-\mu^2}{E} p_o + \frac{b^2}{1-\mu} \cdot C_1 (1+\mu)$$

Iguando: $\frac{a^2 p_i (1+\mu)}{E} + \frac{a^2 C_1 (1+\mu)}{1-\mu} = \frac{b^2 p_o (1+\mu)}{E} + \frac{b^2 C_1 (1+\mu)}{1-\mu}$

$$\frac{(1+\mu)}{E} (a^2 p_i - b^2 p_o) = C_1 \frac{1+\mu}{1-\mu} (b^2 - a^2)$$

$$C_1 = \frac{1-\mu}{E} \cdot \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2}$$

9.- Sustitución de las constantes de integración en las expresiones de los esfuerzos normales radial y tangencial.

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left[C_1(1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right] \quad (g) \quad \sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left[C_1(1+\mu) + C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right] \quad (h)$$

$$C_1 = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} ; \quad C_2 = \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2}$$

Sustituyendo C_1 y C_2 en (g)

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left[(1+\mu) \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} - \frac{1-\mu}{r^2} \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2} \right]$$

$$\therefore \sigma_r = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} - \frac{(p_i - p_o) a^2 b^2}{r^2 (b^2 - a^2)} \quad \dots (i)$$

Sustituyendo C_1 y C_2 en (h)

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left[(1+\mu) \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} + \frac{1-\mu}{r^2} \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2} \right]$$

$$\therefore \sigma_t = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} + \frac{(p_i - p_o) a^2 b^2}{r^2 (b^2 - a^2)} \quad \dots (j)$$

10. - Desplazamiento radial en la superficie interior del cilindro solo para presión interna.

$$u = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} r + \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2} \frac{1}{r} \dots (o)$$

Para $r = a$ y $p_o = 0$

$$u = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} a + \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 p_i}{b^2 - a^2} \frac{1}{a}$$

$$u = \frac{(1-\mu) a^3 p_i + (1+\mu) a b^2 p_i}{E (b^2 - a^2)}$$

$$u = \frac{a p_i}{E} \left(\frac{a^2 (1-\mu) + b^2 (1+\mu)}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = \frac{a p_i}{E} \left(\frac{a^2 - a^2 \mu + b^2 + b^2 \mu}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = \frac{a p_i}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \frac{\mu (b^2 - a^2)}{b^2 - a^2} \right)$$

$$\therefore \underline{u = \frac{a p_i}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \mu \right)} \dots (p)$$

11. - Desplazamiento radial en la superficie exterior del cilindro solo para presión externa

$$u = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} r + \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2} \frac{1}{r} \dots (0)$$

Para $r = b$ y $p_i = 0$

$$u = \frac{1-\mu}{E} \frac{-b^2 p_o}{b^2 - a^2} b + \frac{1+\mu}{E} \frac{-a^2 b^2 p_o}{b^2 - a^2} \frac{1}{b}$$

$$u = \frac{-b^2 p_o (1-\mu) - a^2 b p_o (1+\mu)}{E (b^2 - a^2)}$$

$$u = - \frac{b p_o}{E} \left(\frac{b^2 (1-\mu) + a^2 (1+\mu)}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = - \frac{b p_o}{E} \left(\frac{b^2 - b^2 \mu + a^2 + a^2 \mu}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = - \frac{b p_o}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} - \frac{\mu (b^2 - a^2)}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = - \frac{b p_o}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} - \mu \right) \dots (1)$$

12.- Despeje de λ

$$\frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2)}{b^2 - a^2} \cdot p \cdot b + \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} \frac{p(1 - \lambda)}{b} = \frac{\lambda p b^2 (m_2 + 1)}{E_2 m_2 b}$$

$$\frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{a^2 p b}{b^2 - a^2} - \frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{\lambda p b^2}{b^2 - a^2} + \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{a^2 p \cdot b}{b^2 - a^2} - \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b \lambda p}{b^2 - a^2} = \frac{\lambda p b (m_2 + 1)}{E_2 m_2}$$

$$\lambda \left(\frac{p b (m_2 + 1)}{E_2 m_2} + \frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{p b^2}{b^2 - a^2} + \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b p}{b^2 - a^2} \right) = \frac{a^2 p b (m_1 - 1 + m_1 + 1)}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}$$

Reduciendo p y una b queda:

$$\lambda \left(\frac{m_2 + 1}{E_2 m_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)} \right) = \frac{2 a^2}{E_1 (b^2 - a^2)}$$

$$\lambda = \frac{\frac{2 a^2}{E_1 (b^2 - a^2)}}{\frac{m_2 + 1}{E_2 m_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}}$$

PANDEO EN TUBERIAS Y LUMBRERAS DE PRESION

Para el estudio de la presión crítica de pandeo en conductos a presión con camisa metálica empacada con mortero o concreto utilizaremos el método de Ernst Amstutz de la Cia. Wartmann de Suiza quien verificó los resultados teóricos mediante dispositivos de prueba, presentado en la revista Water Power de noviembre, 1970

TEORIA DE PANDEO

El pandeo de un tubo embebido en concreto bajo presión uniforme externa no es un problema clásico de estabilidad como por ejemplo cuando un tubo libre deja su estado de equilibrio cuando alcanza la presión crítica. Una deformación ocurrirá en uno o varios puntos cuando la presión externa exceda el preesforzamiento entre el tubo y el concreto que lo rodea.

La reducción elástica de la circunferencia del tubo resultante de la presión hidrostática externa solamente es posible si el tubo se abolla despegándose del concreto. Si la presión continua aumentando, las abolladuras se profundizan hasta que se pegan unas con otras, por ejemplo, para un comportamiento elástico las deformaciones crecerían permanentemente sin incremento de la carga.

Pero en la práctica la resistencia del tubo queda limitada desde el momento que alcanza la plasticidad. En ese instante las deformaciones aumentan rápidamente, no por causa de las condiciones geométricas, sino por causa de la resistencia límite del material, de tal manera que el contacto de las abolladuras ocurre prácticamente en cuanto se alcanza la plasticidad. Las experiencias demuestran que la extensión mayor de la abolladura ocurre siempre paralela al eje del tubo, a causa de la poca resistencia de la placa contra flexión en esa dirección.

En el caso en que la abolladura tiene la forma de una concha quiere decir que hubo buena resistencia de la placa a la flexión en sentido longitudinal.

Esto significa que es posible delimitar nuestra consideración a un anillo de ancho unitario.

La fricción entre el tubo y el concreto se desprecian ya que su efecto favorable es incierto.

En la Fig. 2 se muestra un elemento infinitesimal de la pared de un tubo con su radio inicial r , el ángulo central $d\varphi$ y el desplazamiento radial η . Por otro lado tenemos que la presión externa distribuida uniformemente con un valor igual a p ; el elemento queda

sujeito a una fuerza axial N , una fuerza cortante Q y un momento flexionante M .

Las condiciones de equilibrio del elemento de longitud $(r-\eta)d\psi$ son:

haciendo el equilibrio de las fuerzas transversales:

$$dQ - N d\psi - N \frac{d}{d\psi} \left(\frac{d\eta}{r d\psi} \right) + p (r-\eta) d\psi = 0 \dots (1)$$

el equilibrio de las fuerzas axiales son:

$$Q d\psi + dN = 0 \dots (2)$$

la ecuación de momentos:

$$Q \cdot r \cdot d\psi - dM = 0 \dots (3)$$

la ecuación de deformaciones:

$$\frac{d^2\eta}{d\psi^2} \cdot \frac{1}{r^2} + \frac{\eta}{r^2} + \frac{M}{EJ} = 0 \dots (4)$$

En la expresión (1) los términos que contienen η representan la resultante de la carga adicional a partir de las deformaciones, por tanto N puede ser sustituida por N_0 en el tercer término y de acuerdo con la fórmula de esfuerzos para una onda, p puede ser sustituido por N_0/r en el cuarto término.

Utilizando la notación de puntos para las derivadas de φ se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$\dot{Q} - N = \frac{N_0}{r} (\eta + \eta'') - pr \quad \dots 1(a)$$

$$Q + N' = 0 \quad \dots 2(a)$$

$$Q \cdot r - M' = 0 \quad \dots 3(a)$$

$$M = - \frac{EJ}{r^2} (\eta' + \eta''') \quad \dots 4(a)$$

En estas cuatro ecuaciones podemos eliminar las tres variables Q , N y M a partir de 1(a) y 2(a):

$$Q + Q'' = \frac{N_0}{r} (\eta' + \eta''') \quad \dots (5)$$

y de 3(a) y 4(a):

$$Q = - \frac{EJ}{r^3} (\eta' + \eta''') \quad \dots (6)$$

La eliminación de Q en las ecuaciones (5) y (6) nos da la ecuación diferencial que resuelve nuestro problema:

$$\eta \left(1 + \frac{r^2 N_0}{EJ} \right) + \eta''' \left(2 + \frac{r^2 N_0}{EJ} \right) + \eta'''' = 0 \dots (7)$$

Utilizando:

$$E = \sqrt{1 + \frac{r^2 N_0}{EJ}} \quad \dots (8)$$

La ecuación (7) se reduce a:

$$\eta = a \cos(\epsilon \varphi) + b \cos \varphi + c \quad \dots (9)$$

Esto es suponiendo que el eje de referencia $\varphi=0$ coincide con el eje de simetría de la abolladura.

El término $b \cos \varphi$ significa geoméricamente una traslación paralela y el término c significa una contracción (un ensanchamiento si el término es positivo) de la circunferencia del tubo. El término $a \cos(\epsilon \varphi)$ representa las abolladuras alrededor de la línea central ($b \cos \varphi + c$) en la fig. 2. Las constantes de integración a, b y c se determinan a partir de las condiciones de frontera. Se denomina con α el ángulo φ bajo el cual la placa pandeada toca de nuevo el concreto (o sean los extremos de la abolladura) teniendo las siguientes condiciones de frontera.

$$\eta_a = 0 \quad a \cos(\epsilon \alpha) + b \cos \alpha + c = 0 \quad \dots (10)$$

$$\eta'_a = 0 \quad a \epsilon \sin(\epsilon \alpha) + b \sin \alpha = 0 \quad \dots (11)$$

$$M_a = 0 \quad a(1 - \epsilon^2) \cos(\epsilon \alpha) + c = 0 \quad \dots (12)$$

de (11) se obtiene:

$$b = -a \frac{\epsilon \sin(\epsilon \alpha)}{\sin \alpha} \quad \dots (13)$$

de (12) obtenemos:

$$c = +a(\epsilon^2 - 1) \cos(\epsilon \alpha) \quad \dots (14)$$

sustituyendo (13) y (14) en (10):

$$\epsilon \tan \alpha = \tan(\epsilon \alpha) \quad \dots (15)$$

La solución de (15) se obtiene por tanteos en la tabla 1 y en la fig. 3. Otras ecuaciones definitivas para las constantes a, b y c son las ecuaciones de deformación, cuando la deformación compresional de la circunferencia del tubo es igual a la fig. 1

Para determinar esta deformación de compresión, necesitamos el valor de la fuerza axial N .

De (1) y (2) se tiene:

$$N + N'' = pr - \frac{N_0}{r} (\eta + \eta'') \dots (16)$$

sustituyendo (9) en (16):

$$N + N'' = pr - \frac{N_0}{r} [a(1 - E^2) \cos(E\varphi) + c] \dots (17)$$

esta solución de acuerdo a (17) es:

$$N = pr - \frac{N_0}{r} [a \cos(E\varphi) + c] \dots (18)$$

utilizando (12):

$$a = \frac{c}{(E^2 - 1) \cos(E\alpha)} \dots (19)$$

Se puede demostrar fácilmente que con dimensiones usuales $5 < c < 20$, podemos despreciar el término $(a \cos E\varphi)$ en (18) siendo muy pequeño comparado con el término correctivo c (el cual también es pequeño). Podemos por tanto tomar:

$$N = \text{constante} = pr - N_0 \frac{c}{r} \approx p(r - c) \dots (20)$$

La deformación de compresión Δ tomada por la unidad de la circunferencia del tubo es:

$$\Delta = \frac{\pi r (N - V)}{EF} = \pi r \frac{\sigma_N - \sigma_V}{E} \dots (21)$$

en donde σ_N es el esfuerzo normal proveniente de N y σ_V es un posible presfuerzo proveniente de una fuerza V resultante de una presión de inyección.

Si tuviéramos un hueco k entre el acero y el concreto en lugar de un presfuerzo tendríamos:

$$\sigma_v = -\frac{k}{r} E \quad \dots (22)$$

que viene a ser el esfuerzo de tensión necesario para cerrar el hueco.

La reducción geométrica de la circunferencia consiste de dos partes: La primera Δ_1 resulta del desplazamiento del centro de línea del tubo hacia el centro:

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= \int_0^\alpha \frac{\eta}{r} r d\varphi = \int_0^\alpha [a \cos(E\varphi) + b \cos \varphi + c] d\varphi \\ &= \frac{a}{E} \text{sen}(E\alpha) + b \text{sen} \alpha + c\alpha \quad \dots (23) \end{aligned}$$

utilizando (13) y (14) se tiene:

$$\Delta_1 = a \beta \quad \dots (24)$$

con el coeficiente:

$$\beta = \left(E - \frac{1}{E}\right) [E\alpha \cos(E\alpha) - \text{sen}(E\alpha)] \quad \dots (25)$$

La segunda parte Δ_2 resulta de la inclinación de la línea elástica:

$$\Delta_2 = \int_0^\alpha [\sqrt{(r^2 + \eta^2)} d\varphi - r d\varphi] \approx \frac{1}{2r} \int_0^\alpha \eta^2 d\varphi \quad (26)$$

De (9) y (13) obtenemos:

$$\Delta_2 = \frac{a^2}{2r} \int_0^\alpha \left[-E \eta \text{sen}(E\varphi) + \frac{E \eta \text{sen}(E\alpha)}{\text{sen} \alpha} \text{sen} \varphi \right]^2 d\varphi =$$

$$= \frac{a^2}{2r} \int_0^{\alpha} \left[E^2 \sin^2(E\varphi) - 2E^2 \frac{\sin(E\alpha)}{E \cos \alpha} \sin(E\varphi) \sin \varphi + E^2 \frac{\sin^2(E\alpha)}{\cos^2 \alpha} \sin^2 \varphi \right] d\varphi$$

$$\Delta_2 = \frac{a^2}{2r} E^2 \left\{ \frac{1}{2E} [E\alpha - \sin(E\alpha) \cos(E\alpha)] - 2 \frac{\sin(E\alpha)}{\cos \alpha} \frac{1}{E} \left[\frac{1}{E} \sin(E\alpha) \cos \alpha - \sin \alpha \cos(E\alpha) \right] + \frac{\sin^2(E\alpha)}{2 \cos^2 \alpha} [\alpha - \sin \alpha \cos \alpha] \right\} \dots (27)$$

Relacionando con la ecuación (15) el término de en medio puede ser eliminado, esto es reduciendo Δ_2 a:

$$\Delta_2 = \gamma \frac{a^2}{4r} \dots (28)$$

con la expresión:

$$\gamma = E \left[E\alpha - \sin(E\alpha) \cos(E\alpha) + E\alpha \frac{\sin^2(E\alpha)}{\cos^2 \alpha} - E \sin^2(E\alpha) \cot \alpha \right] \dots (29)$$

notando que:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 \dots (30)$$

obtenemos:

$$\pi r \frac{\sigma_H - \sigma_V}{E} = a \beta + \gamma \frac{a^2}{4r} \dots (31)$$

En la ecuación (3) solo α debe ser determinada con otra condición. Repitiendo las condiciones mencionadas arriba: que en un punto el esfuerzo de la fibra extrema deberá alcanzar el punto de fluencia σ_F . Como se ve en la fig 1, esto sucede para las partes antes de la abolladura cuando $\varphi=0$, y a que allí las curvaturas de la abolladura y lo aplastado del arco se suman.

Los máximos esfuerzos ocurren en la fibra extrema para una distancia e desde el eje neutro, cuando los esfuerzos axiales y de flexión se suman.

De acuerdo a las ecuaciones (4a), (9) y (14) encontramos que:

$$\sigma_F = \sigma_N + \frac{M_0}{J} e = \sigma_N - E \frac{e}{r^2} (\eta_0 + \eta_0'') \dots (32)$$

y:

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} &= \frac{e}{r^2} (a + b + c - a\varepsilon^2 - b) = -\frac{e}{r^2} [a(1 - \varepsilon^2) + c] \\ &= \left(\frac{ea}{r^2}\right) (\varepsilon^2 - 1) [1 - \cos(\varepsilon\alpha)] \dots (33) \end{aligned}$$

continuándose que:

$$a = \frac{r^2}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \left(\frac{1}{\delta}\right) \dots (34)$$

con el coeficiente:

$$\delta = (\varepsilon^2 - 1) [1 - \cos(\varepsilon\alpha)] \dots (35)$$

Combinando (34) y (31) se tiene:

$$\frac{\sigma_N - \sigma_V}{E} = \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \frac{\beta}{\pi \delta} \left[1 + \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \frac{\beta}{4\delta^2} \right] \dots (36)$$

El cociente $\frac{\beta}{\pi \delta}$ depende fuertemente de ε . Para hacerlo una constante multiplicaremos ambos términos de la ecuación por ε^2 .

Tomando en consideración la ecuación (8) el término izquierdo

queda:

$$\varepsilon = \sqrt{\left(1 + \frac{Nr^2}{EJ}\right)} = \sqrt{\left[1 + \left(\frac{r}{i}\right)^2 \frac{\sigma_N}{E}\right]} \dots (37)$$

en la cual $i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ que es el radio de giro.

la ecuación final es: $\frac{\sigma_N - \sigma_V}{E} \left[1 + \left(\frac{r}{i}\right)^2 \frac{\sigma_N}{E}\right]^{3/2}$

$$= \phi \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \left[1 - \psi \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E}\right] \dots (38)$$

con las funciones auxiliares: $\phi = \frac{\varepsilon^3 \beta^2}{\pi \delta} \dots (39)$

$$\psi = -\frac{\beta}{4\delta} \dots (40)$$

Los valores de ϕ y ψ están en la Tabla 1 y graficados en la fig. 3. Cuando estas curvas son muy planas dentro del intervalo de aplicación práctico ($5 < E < 20$) se puede sustituir por el valor mínimo para $E = 20$ lo cual queda del lado de la seguridad. El error se compensa parcialmente al desprestigiar el 1 dentro del paréntesis del término izquierdo. La ecuación final por tanto se obtiene:

$$\frac{\sigma_N - \sigma_v}{\sigma_F - \sigma_N} \left[\frac{r}{\lambda} \sqrt{\frac{\sigma_N}{E}} \right]^2 \approx 1.73 \frac{r}{e} \left[1 - 0.225 \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right] \dots (41)$$

Si σ_N es obtenido de (38) ó (41) debemos determinar la presión crítica utilizando la ecuación (20)

$$p_{cr} = \frac{N}{r-c} = \frac{\sigma_N F}{r \left[1 - \frac{c}{r} \right]} \dots (42)$$

De (19), (24) y (25) se tiene:

$$\frac{c}{r} = \frac{(E^2 - 1) \cos(E\alpha)}{(E^2 - 1) [1 - \cos(E\alpha)]} \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \dots (43)$$

y también que:

$$p_{cr} = \frac{\sigma_N F}{r \left[1 + \Omega \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right]} \dots (44)$$

Con el coeficiente: $\Omega = -\cos(E\alpha) / [1 - \cos(E\alpha)] \dots (45)$

Ω está calculada en la Tabla 1. y se muestra en el diagrama de la fig. 3. Si tomamos $\Omega_{m\acute{o}x}$ para $E = 20$ ($\Omega = 0.175$), estaremos del lado de la seguridad y tendremos una nueva ecuación:

$$p_{cr} = \frac{F \sigma_N}{r \left(1 + 0.175 \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right)}$$

$$\approx \frac{F \sigma_N}{r} \left(1 - 0.175 \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right) \dots (46)$$

TUBO CILINDRICO PLANO

Para un tubo cilíndrico plano con espesor de pared igual a d , tomamos $i = \frac{d}{\sqrt{12}}$ y $e = \frac{d}{2}$. A causa de la restricción de la

deformación lateral la componente de E tiene que ser sustituida por:

$$E^* = \frac{E}{\sqrt{1-\nu^2}} \dots (48)$$

$$\gamma \quad \sigma_F^* = \frac{\mu \sigma_F}{\sqrt{1-\nu+ \nu^2}} \dots (49)$$

Siendo la relación de Poisson $\nu = 0.3$ y μ un coeficiente por el efecto soportante, que indica la relación entre el punto de fluencia a la flexión y la deformación de tensión.

$$\mu = 1.5 - 0.5 \left[\frac{1}{1 + \frac{E}{\sigma_F} \times 0.002} \right]^2 \text{ para secciones rectan-}$$

gulares según .

$$\approx 1.5 - 0.5 \left[\frac{1}{1 + \frac{4}{\sigma_F}} \right]^2 \dots (50)$$

con σ_F en ton/cm^2

En la fig 4 se muestra el diagrama esfuerzo-deformación

de una tira de metal de un tubo de prueba para tensión y flexión. El material conserva su elasticidad de flexión bajo el punto de fluencia calculado; esto probablemente ocurre a causa de que la fluencia solo es posible a través del área total de la sección transversal y no en fibras aisladas.

La cuestión sería de si es o no correcto utilizar el incremento de fluencia solamente para flexión y no para fuerza normal. Los ejemplos demuestran que en los casos prácticos los esfuerzos de flexión son siempre mayores que los esfuerzos normales. Si consideramos el caso crítico de pandeo encontraremos una distribución triangular de esfuerzos.

Podemos poner el caso de dos vigas con igual momento flexionante y fuerzas normales opuestas, una sobre la otra, entonces la condición de esfuerzos es la misma que para una viga sola con doble de peralte pero sujeta solamente a flexión. Por tanto los esfuerzos en las fibras extremas de una viga con diagrama triangular de esfuerzos es el mismo hasta el inicio de la fluencia que aquel de una viga sujeta a flexión pura. Se supondrá que esto es aproximadamente cierto para los diagramas de esfuerzos considerados.

De aquí que la ecuación (41) cambia a:

$$12 \left(\frac{r}{d} \right)^2 \frac{\sigma_N - \sigma_V}{\sigma_F^* - \sigma_N} \left(\frac{\sigma_N}{E^*} \right)^{3/2} = 1 - 0.45 \frac{r}{d} \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E^*} \dots (51)$$

y la ec (46) cambia a:

$$P_{cr} = \frac{\sigma_N}{\frac{r}{d} \left(1 + 0.35 \frac{r}{d} \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E^*} \right)} \dots (52)$$

Ciertamente es posible utilizar las ecuaciones exactas (38) y (44) con los valores auxiliares de ϕ , ψ y Ω de acuerdo a la fig. 3, pero para casos prácticos esto no es necesario ya que el error es pequeño. Los términos correctivos del miembro derecho son muy pequeños para valores pequeños de ϵ cuando el error en ψ y Ω es perceptible, particularmente en las ecuaciones (51) y (52).

Cálculos comparativos para un tubo con relación de esbeltez límite $r/d = 50$ de acero medio $\sigma_F = 2.4 \text{ ton/cm}^2$ y $\sigma_F^* = 3.8 \text{ ton/cm}^2$, y $E^* = 2200 \text{ ton/cm}^2$; resulta con las ecuaciones exactas $\sigma_N = 2.1 \text{ ton/cm}^2$, $e = 5.4 \text{ cm}$, $\phi = 1.97$, $\psi = 0.245$, $\Omega = 0.275$ y $p_{cr} = 41.5 \text{ kg/cm}^2$; y con la solución aproximada $\sigma_N = 2.05 \text{ ton/cm}^2$ y $p_{cr} = 40.5 \text{ kg/cm}^2$, que representa un error de 2.4% sobre el lado de la seguridad.

Para un tubo delgado con relación de esbeltez límite $r/d = 250$ de un acero de alta resistencia $\sigma_F = 6.0 \text{ ton/cm}^2$ y $\sigma_F^* = 8.8 \text{ ton/cm}^2$ y $E = 2240 \text{ ton/cm}^2$; la ecuación exacta da $\sigma_N = 0.865 \text{ ton/cm}^2$, $E = 17$, $\phi = 1.75$, $\psi = 0.225$, $\Omega = 0.175$ y $p_{cr} = 2.59 \text{ kg/cm}^2$.

La ecuación aproximada da $\sigma_N = 0.855 \text{ ton/cm}^2$ y $p_{cr} = 2.61 \text{ kg/cm}^2$ que representa un error de 0.8%.

El diagrama de la fig. 5 muestra en escala logarítmica las relaciones entre la presión crítica y la relación de esbeltez para diferentes límites de fluencia de aceros, resultante de pruebas de tracción para intervalos de $r/d < 250$ y $p_{cr} < 100 \text{ kg/cm}^2$ (1000 m de columna de agua)

Las gráficas muestran que el ahorro en espesor de tubo para aceros de alta resistencia no es importante y por tanto no se justifica su precio elevado; la condición es diferente si la presión hidrostática interna es la que gobierna en el diseño. Excepto para zonas de transición el acero con $\sigma_F = 24 \text{ kg/mm}^2$ deberá usarse en la mayoría de los casos.

Para el intervalo $60 < r/d < 200$ puede usarse la fórmula empírica:

$$P_{cr} = \left(\frac{r}{d}\right)^{7/4} \quad \dots (54)$$

con un error posible de $\pm 2\%$

Cuando se utilice la gráfica de la fig. 5 o la expresión (54) deberá utilizarse un factor de seguridad de 1.5.

PRUEBAS DE PUNDEO

Durante 1962-68 la Wartmann Co. desarrolló ensayos con la idea de determinar las cargas reales de pandeo y comprobar los análisis teóricos.

Para ello desarrollaron un modelo natural a escala como se ve en la fig. 8.

Los resultados de las pruebas realizadas en tubos $\phi 96 \text{ cm}$ por 150 cm de largo, con espesores de 2-5 y 6 mm correspondientes a una escala de $1/3$ a $1/4$ se muestran en la Tabla II.

La magnitud del error es $\pm 2\%$.

TABLE I

ε	$\varepsilon \alpha^\circ$	α°	$\tan \varepsilon \alpha$	$\tan \alpha$	$\varepsilon \tan \alpha$	$\cos(\varepsilon \alpha)$	$\sin(\varepsilon \alpha)$	$\sin \alpha$	$\varepsilon \alpha$
3	270° 00'	90° 00'	∞	∞	∞	0	-1.00000	-1.00000	4.71239
4	263° 27.2	65° 54.3	2.9446	2.2360	2.9440	-0.11112	-0.99381	0.91287	4.60104
5	261° 11.6	52° 14.3	6.4550	1.2910	6.4550	-0.15310	-0.98821	0.79056	4.55868
10	256° 19.7	25° 50'	4.8409	0.48413	4.8413	-0.20221	-0.97932	0.43575	4.50868
20	257° 40.2	12° 33'	4.5749	0.22873	4.5746	-0.21357	-0.97693	0.22297	4.49719

ε	β (25)	γ (29)	δ (35)	ϕ (29)	ψ (40)	Ω (48)
3	-2.6667	28.3	8.00	2.88	0.331	0
4	-1.8095	32.7	16.67	2.21	0.271	0.100
5	-1.3933	38.7	27.67	2.00	0.251	0.133
10	-0.6650	71.4	119.03	1.78	0.226	0.168
20	-0.3286	143.4	484.2	1.73	0.225	0.175

TABLA II

Comparación entre las presiones críticas de pandeo teóricas y medidas en las pruebas

PRUEBA N°		1	2	3	4	5
Radio medio	mm	478	479	480	478	479
Espesor de la placa	mm	2.65	4.26	6.20	3.31	5.38
		—	—	—	152/25	152/250
Módulo elástico E	t/cm ²	2140	2010	2110	2100	2130
Módulo elástico E*	t/cm ² (48)	2280	2140	2250	2240	2270
Límite de fluencia σ_F	t/cm ²	2.89	2.82	2.98	4.00	4.14
Límite de fluencia σ_F^*	t/cm ² (49)	4.53	4.42	4.68	6.14	6.31
Rigidez de cortante	t/cm ³	—	—	—	0.105	0.052
Factor de reducción k	(61)	—	—	—	0.525	0.763
Esfuerzo axial σ_N	t/cm ² (51)	0.94	1.29	1.76	1.58	2.03
Presión crítica de pandeo pcr	kg/cm ² (52)	4.72	10.85	21.9	9.92	21.5
Presión de pandeo medida	Kg/cm ²	4.73	11.0	22.0	10.0	21.0

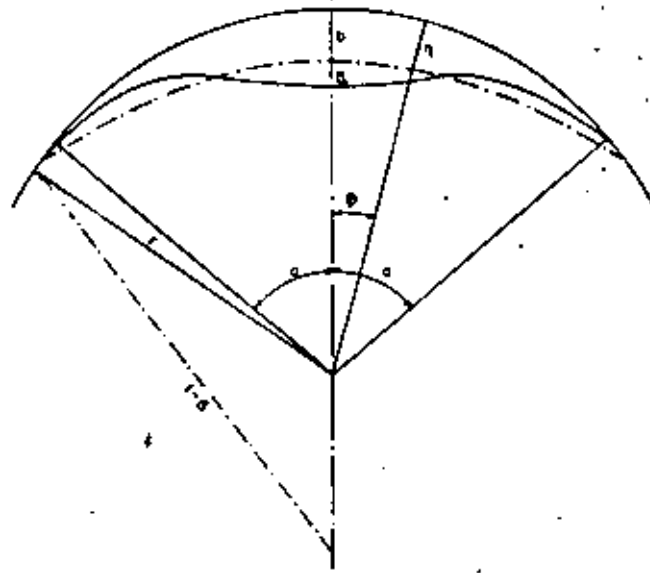


FIG. 1: FORMA DE COMBADURA HACIA ADETRRO DEL TUBO

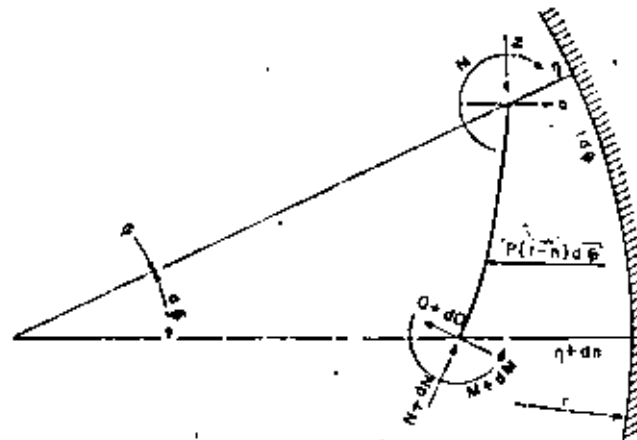


FIG. 2: FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS SOBRE EL ELEMENTO DE TUBO PLANO

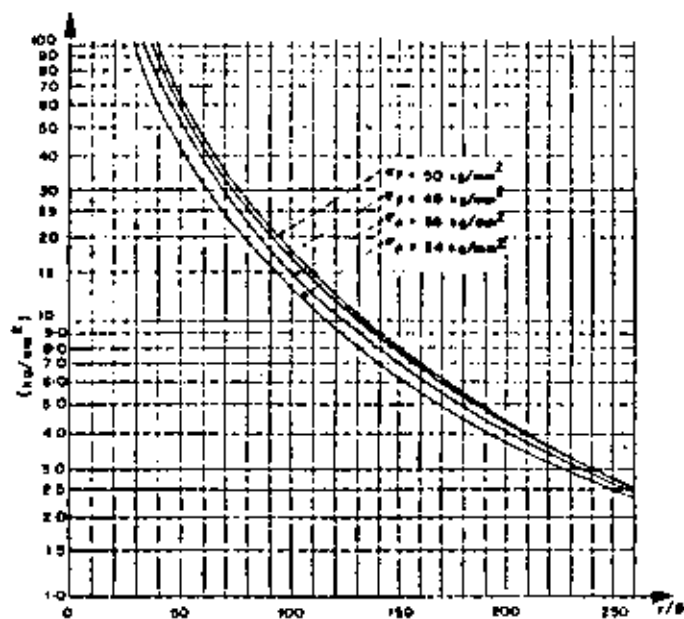


FIG. 5: PRESIONCRITICA DE PANDEO EN FUNCION DE LA RELACION DE ESBELTEZ PARA DIFERENTES RESISTENCIAS LIMITES DE ACEROS.

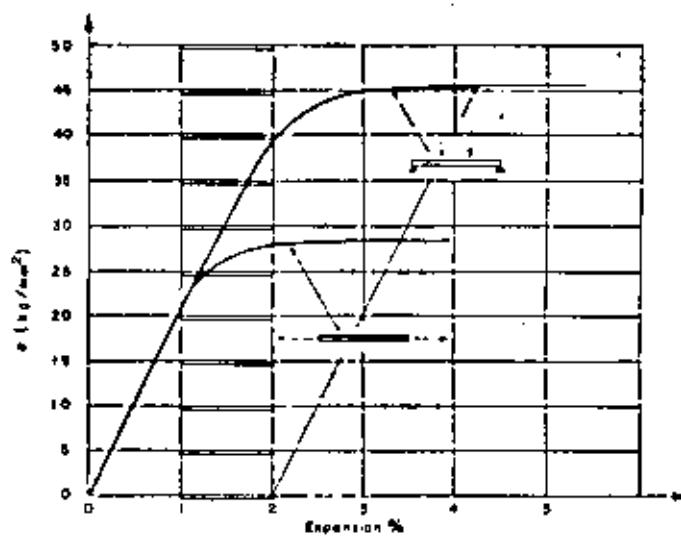


FIG. 4: DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACION PARA TENSION Y FLEXION

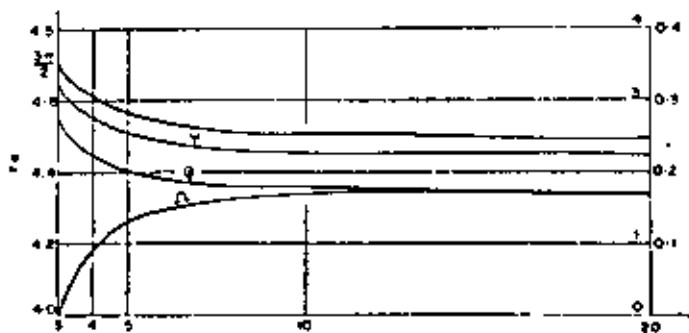


FIG. 3: VALORES DE σ_y y ψ

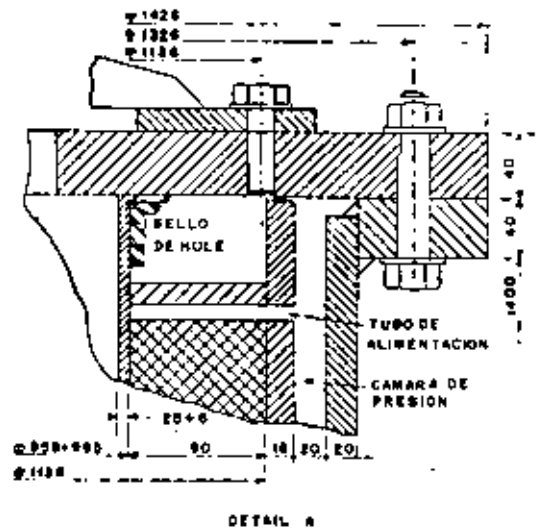
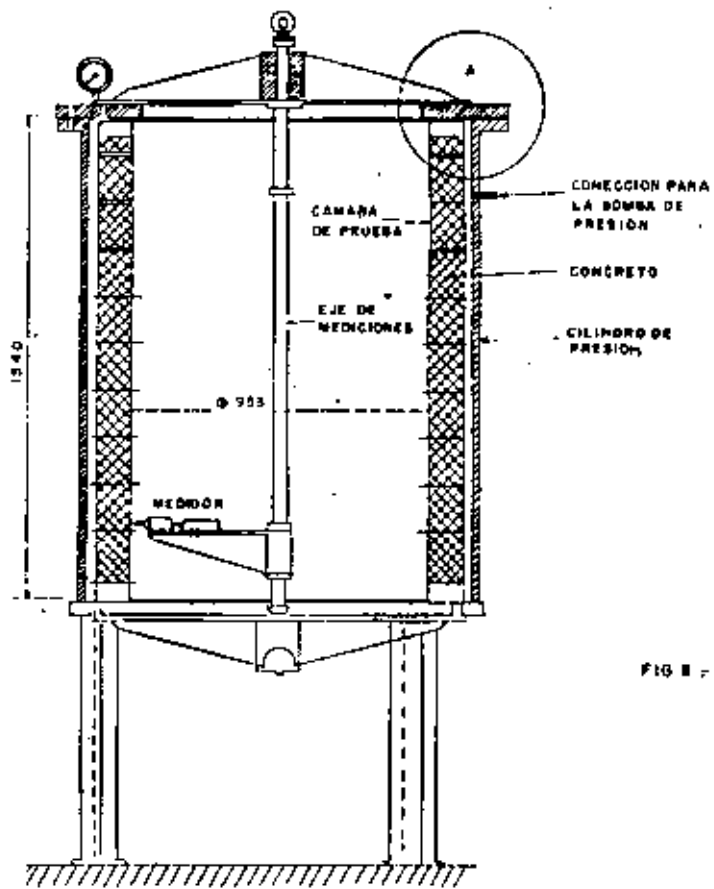


FIG 2 - DETALLES DEL APARATO DE PRUEBAS

DESARROLLO DE ESFUERZOS RADIALES Y TANGENCIALES ALREDEDOR DE UNA CAVIDAD CIRCULAR EN ROCA ELASTOPLÁSTICA

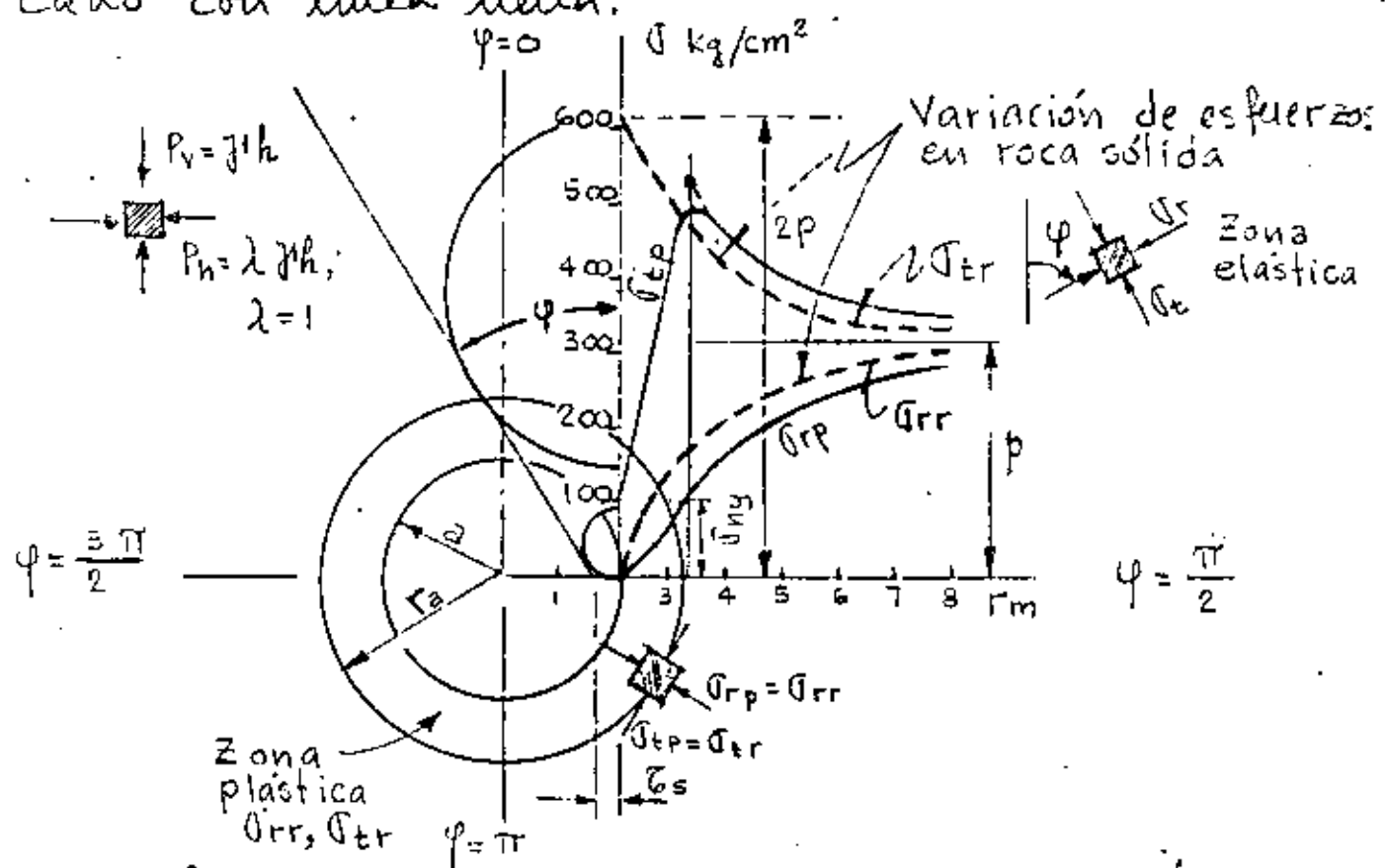
En relación a la extensión de la zona plástica que se desarrolla alrededor de un túnel circular en función de las presiones externas, Kastner (1951) expone lo siguiente:

Considerando el estado de esfuerzos que se desarrolla en la vecindad de un túnel circular, los esfuerzos radiales σ_r son cero por la falta de soporte interno.

Al mismo tiempo los esfuerzos tangenciales σ_t alcanzan su máximo valor y pueden exceder la resistencia de la roca produciéndose una condición plástica de esfuerzos.

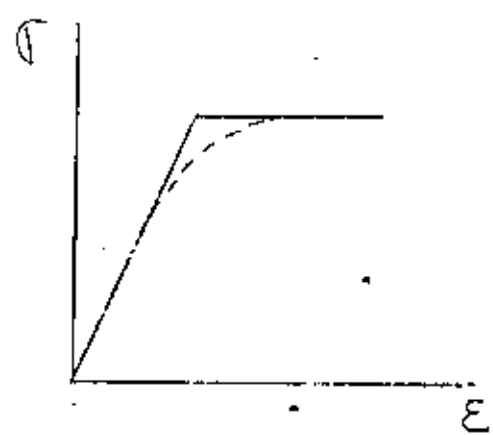
Los esfuerzos tangenciales se propagan hacia el interior de la roca decreciendo su magnitud conforme incrementa el área de la sección transversal afectada hasta que a una cierta distancia caen por debajo de los límites elásticos debajo de la cual la roca queda bajo una condición elástica de esfuerzos. Por otro lado, la magnitud de los esfuerzos radiales dentro de la zona plástica hacia el interior de la roca hasta que las partículas del material plástico bajo la acción de los esfuerzos tangenciales, actuando como una fuerza normal, a través de la fricción; la roca va siendo cada vez más capaz de soportar este esfuerzo radial de cortante.

Para el caso en que los esfuerzos externos p producen un incremento del doble en los esfuerzos tangenciales internos de un túnel y si este valor es menor que la resistencia en compresión no confinada, σ_{ny} , los esfuerzos radiales σ_r y tangenciales σ_t varían como se indica con la línea discontinua. Este caso se compara con aquel en el cual $2p > \sigma_{ny}$ indicado con línea llana.

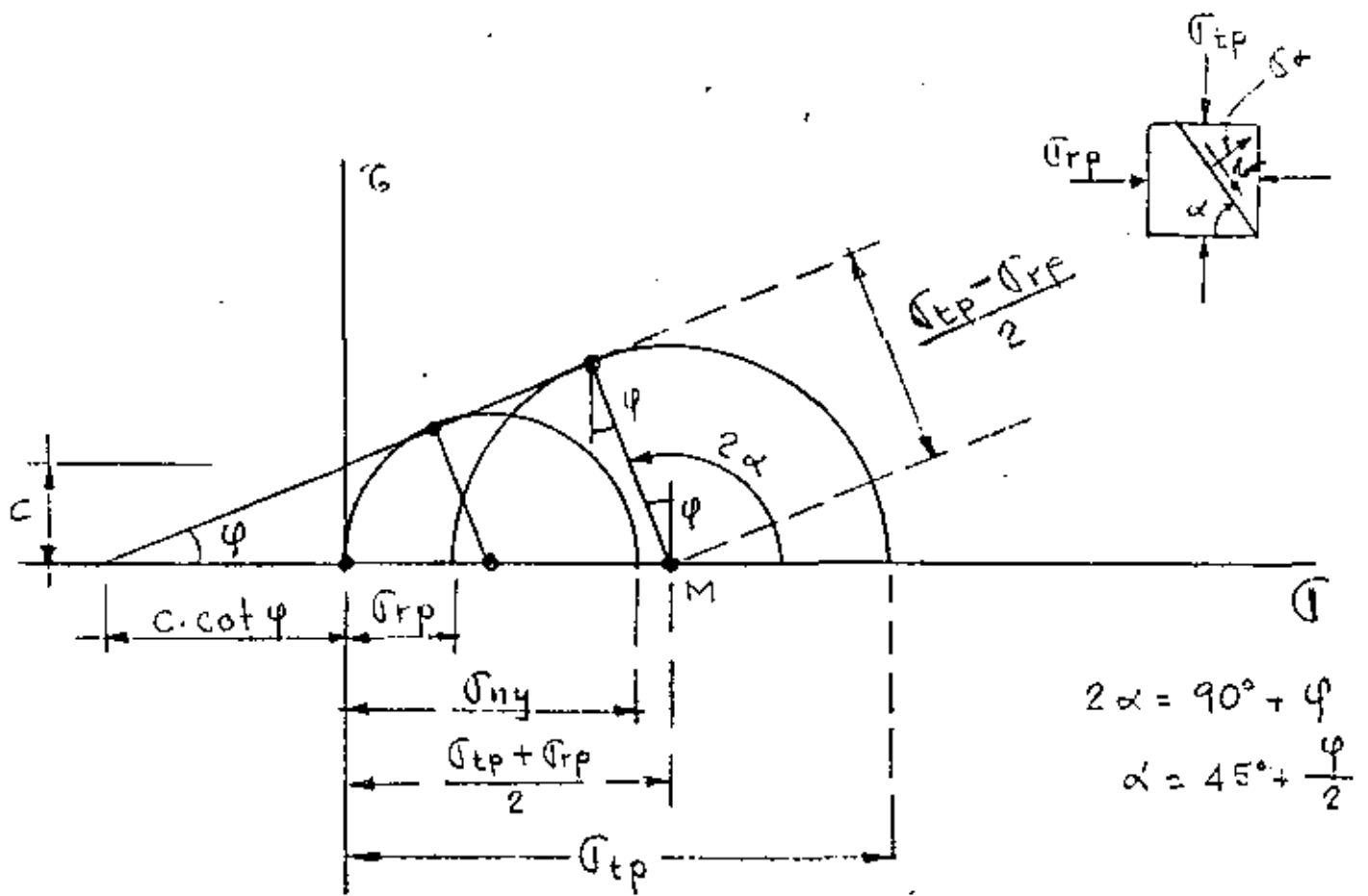


Esfuerzos radiales y tangenciales alrededor de un túnel circular en roca elasto-plástica

Según Kastner.



Relación esfuerzo-deformación para un material plástico ideal.



Relación de esfuerzos cortantes y normales para la condición plástica límite. Kastner.

Adoptando la teoría de Mohr para la falla la condición límite para la deformación plástica puede expresarse como sigue:

$$\sigma_{tp} - \sigma_{rp} \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} - 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} = 0 \quad (1)$$

Introduciendo la función esfuerzo de Airy se obtiene:

$$\sigma_{rp} = \frac{\sigma_{ny}}{\lambda_p - 1} \left[\left(\frac{r}{a} \right)^{\lambda_p - 1} - 1 \right] \quad \text{y} \quad \tau_{tp} = \frac{\sigma_{ny}}{\lambda_p - 1} \left[\lambda_p \left(\frac{r}{a} \right)^{\lambda_p - 1} - 1 \right]$$

con $\tau_p = 0$; donde $\lambda_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \cos \varphi}$

Los esfuerzos elásticos en un disco de longitud infinita perforado por una abertura circular son:

$$\sigma_{rr} = p \left(1 - \frac{r_a}{r^2}\right) + \frac{r_a}{r^2} \sigma_r \quad \text{y} \quad \sigma_{tr} = p \left(1 - \frac{r_a^2}{r^2}\right) - \frac{r_a}{r^2} \sigma_r$$

con $\tau_r = 0$

En la frontera de la zona elástica y plástica en donde $r = r_a$ los esfuerzos de arriba adoptan la siguiente forma:

$$\sigma_{rr} = \sigma_r$$

$$\sigma_{tr} = 2p - \sigma_r \quad \text{y} \quad \tau_r = 0$$

Sobre la frontera de las zonas plástica y elástica los esfuerzos calculados por la teorías plástica y elástica deben ser iguales. Desde esta condición de compatibilidad el radio r_a del círculo frontera es:

$$r_a = a \left[\frac{2}{\lambda + 1} \cdot \frac{\sigma_{ny} + p(\lambda_p - 1)}{\sigma_{ny}} \right]^{\frac{1}{\lambda_p - 1}}$$

La extensión de la zona plástica calculada de esta manera es sin embargo demasiado pequeña comparada con las grandes masas de material extruido que se encuentran en la práctica dentro de tróvulos en los que se ha encontrado genuina presión de montaña. Recuérdese que la extensión de la zona plástica depende de las relaciones de presiones lateral a vertical (λ).

Partiendo de la condición de plasticidad completa en la cual:

$$\sigma_{\max} = \frac{1}{4} (\sigma_t - \sigma_r)^2 + \tau^2 = \left(\frac{\sigma_{ny}}{2} \right)^2 = k^2 \frac{(\gamma h)^2}{4}$$

una teoría derivada de Kastner para este caso en que los esfuerzos σ_r , σ_t y τ fueron calculados a partir de la teoría elástica. En esta expresión γh corresponde a la presión geostática y k es la relación de su resistencia en compresión confinada $k = \frac{\sigma_{ny}}{\gamma h}$. La fórmula derivada sobre estas bases para cualquier dirección ψ es:

$$\cos^2 2\psi + 2 \cos 2\psi \frac{1+\lambda}{1-\lambda} \frac{1-2\alpha^2+3\alpha^4}{4(2-3\alpha^2)} - \left(\frac{1+\lambda}{1-\lambda} \right)^2 \frac{\alpha^2}{4(2-3\alpha^2)} - \frac{(1+2\alpha^2-3\alpha^4)^2}{4\alpha^2(2-3\alpha^2)} + \frac{k^2}{(1-\lambda)^2 4\alpha^2(2-3\alpha^2)} = 0$$

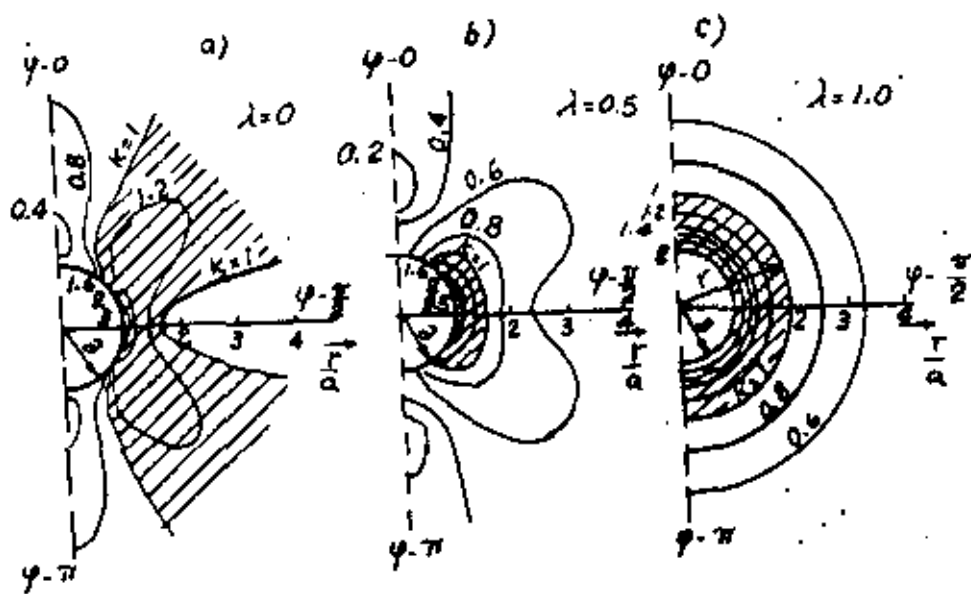
donde $\alpha = \frac{a}{r}$ = distancia relativa en dirección radial.

Las fronteras de la zona plástica para valores diferentes de k y para relaciones de presión lateral $\lambda=0$, $\lambda=0.5$ y $\lambda=1$ se muestran en las siguientes figuras.

En esas figuras las áreas oscurecidas indican las zonas donde $k > 1$, o sea donde la presión geost. excede la resistencia en compresión no confinada.

Las fronteras mostradas se obtuvieron para la falla de Mohr en lugar de la fórmula anterior para τ .

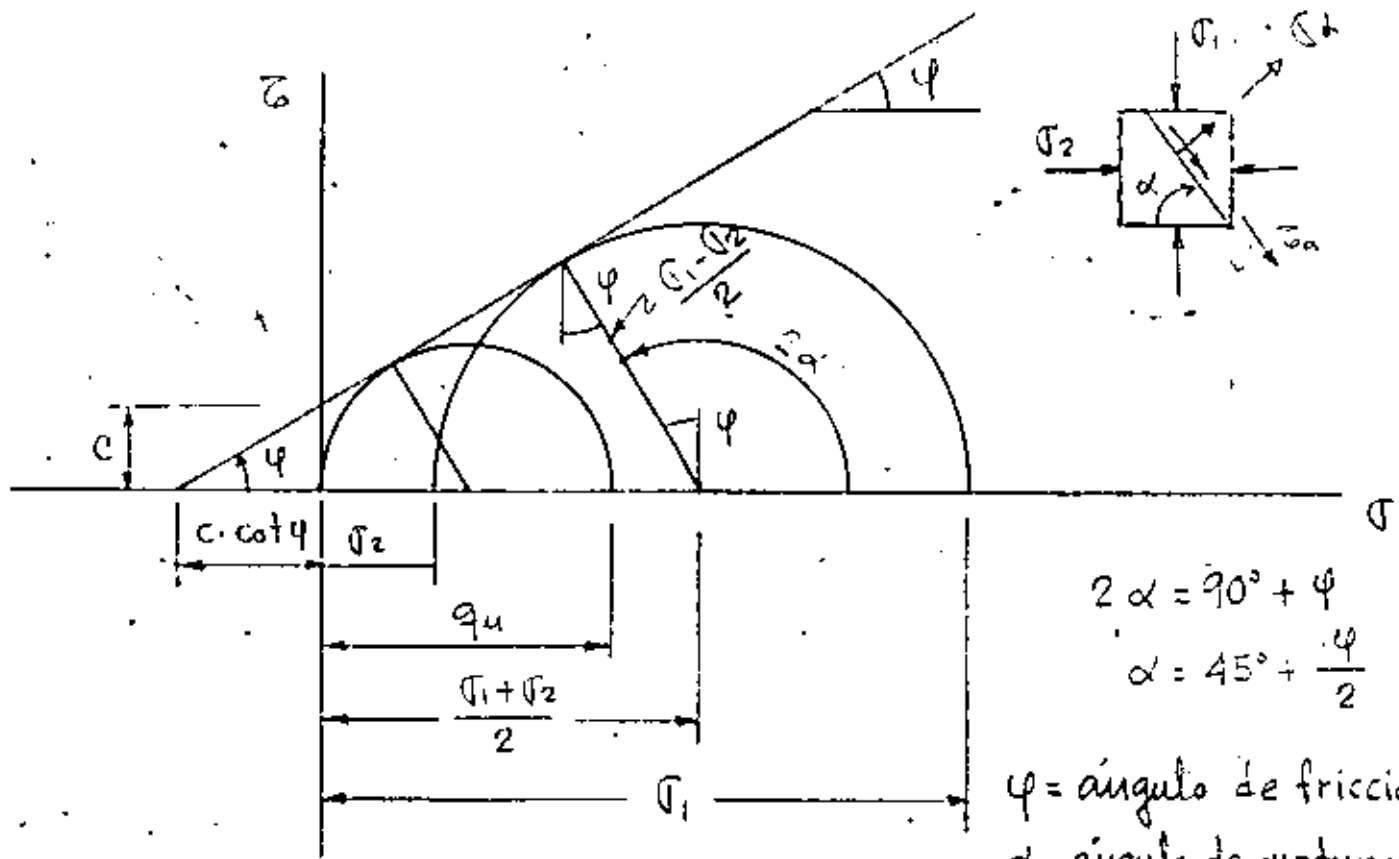
Los diagramas corresponden a una roca con las siguientes propiedades: $\phi = 30^\circ$, $\rho = 25 \text{ kg/cm}^3$, $h = 300 \text{ m}$ y $\gamma = 2.5 \text{ ton/m}^3$, para varios valores de λ .



Variación de las isobaras de esfuerzos alrededor de un túnel circular en función del coeficiente de presión lateral del terreno.

La zona plástica queda restringida a un anillo relativamente delgado para el caso de presión externa uniforme tipo hidrostática, $\lambda = 1$, mientras que para $\lambda = 0.5$ la zona plástica permanece relativamente delgada y queda limitada por una curva que regresa alrededor del eje del túnel. Cuando λ disminuye la zona plástica crece en direcciones diagonales a 45° . Para valores de $\lambda = 0.141$, la zona plástica se extiende indefinidamente.

TEORÍA A LA FALLA DE MOHR



$$2\alpha = 90^\circ + \varphi$$

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

φ = ángulo de fricción
 α = ángulo de ruptura
 q_u = compresión simple

$$\text{sen } \varphi = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}}{c \cdot \cot \varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}}$$

$$\text{sen } \varphi \cdot c \cdot \cot \varphi + \text{sen } \varphi \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

$$2c \cdot \text{sen } \varphi \cdot \cot \varphi + \text{sen } \varphi (\sigma_1 + \sigma_2) = \sigma_1 - \sigma_2 ; \cot \varphi = \frac{\cos \varphi}{\text{sen } \varphi}$$

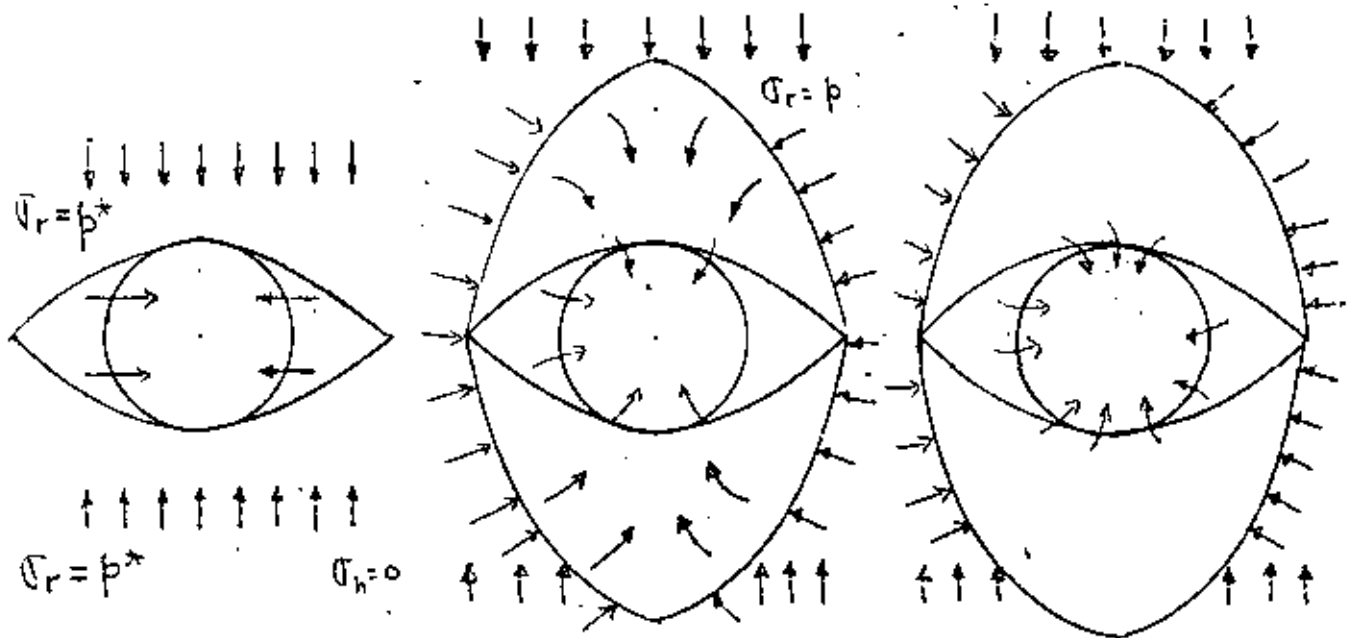
$$2c \cdot \cos \varphi + \sigma_1 \text{sen } \varphi + \sigma_2 \text{sen } \varphi = \sigma_1 - \sigma_2$$

$$\sigma_1 (1 - \text{sen } \varphi) - \sigma_2 (1 + \text{sen } \varphi) - 2c \cdot \cos \varphi = 0$$

$$\sigma_1 - \sigma_2 \frac{1 + \text{sen } \varphi}{1 - \text{sen } \varphi} - 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \text{sen } \varphi} = 0$$

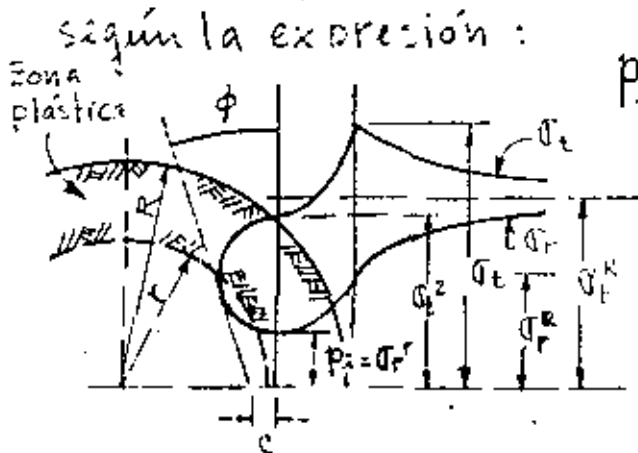
$$\sigma_1 - \sigma_2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = 0$$

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES ALREDEDOR DE UN TUNEL



REDISTRIBUCION PROGRESIVA DE ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS DE LA ROCA HACIA LA CAVIDAD (Rabcewicz, 1964-65).

Talobre y Rabcewicz utilizan la distribución de esfuerzos en la vecindad de una galería excavada en roca sobreesforzada propuesta por Fenner y Kastner (1938), según la expresión:



$$p_i = -c \cdot \cot \phi + [c \cdot \cot \phi + p_0 (1 - \sin \phi)] \left(\frac{r}{R} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}}$$

en donde:

r = radio del túnel

R = radio zona plástica

$p_i = \sqrt{t}^r$ = resistencia de "piel" requerida (anclas y concreto)

p_0 = esfuerzo primario uniforme

REPRESENTACION DE FENNER-KASTNER

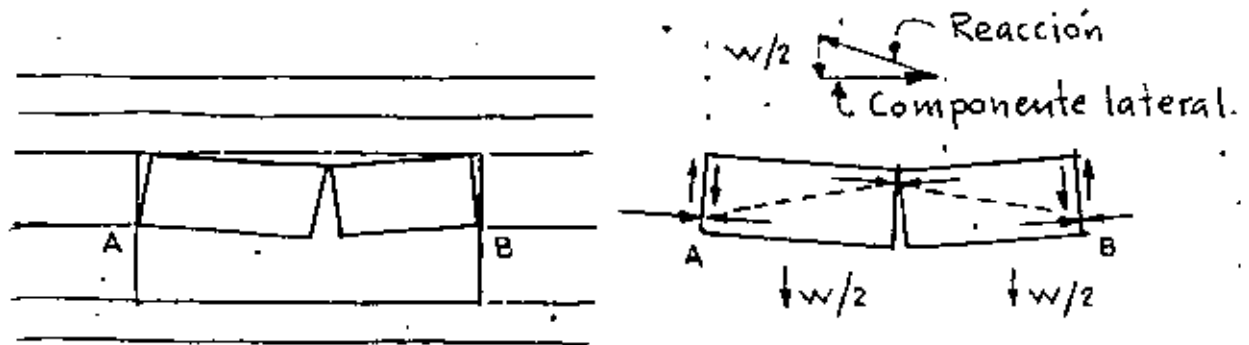
Talobre supone que usualmente $p_i = 0$, obteniéndose R cuando c y ϕ son conocidos. Para un túnel de 6 m de diámetro y cobertura = 1500 m se tiene $p_0 = 1500 \times 2.5 = 4000 \text{ ton/m}^2$; $p_i = 0$; $\phi = 30^\circ$; $\sin \phi = 0.5$ y $c = 28.9 \text{ kg/cm}^2$.

$$c \cdot \cot \phi = 50 \text{ kg/cm}^2 = 500 \text{ ton/cm}^2; \quad -500 + [500 + 4000 \times \frac{1}{2}] \left(\frac{r}{R} \right)^2 = 0; \quad \frac{r}{R} = \sqrt{\frac{1}{5}}$$

Para $r = 3 \text{ m}$; $R = 3\sqrt{5} = 6.7 \text{ m} = 3 + 3.7 \text{ m}$; Rabcewicz supone que p_i es la resistencia de concreto y anclasi

CLARO MAXIMO PARA EL ARCO DE ROCA AUTOSOPORTANTE

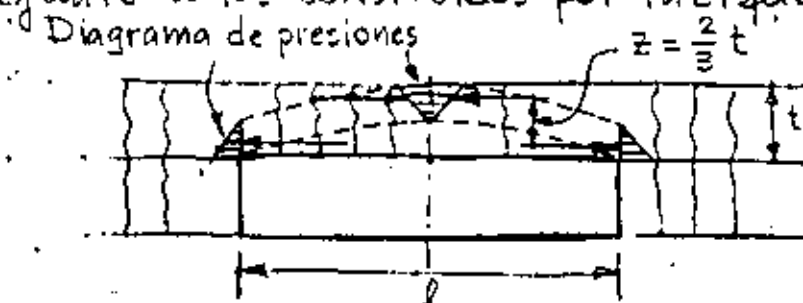
La ecuación obtenida por Evans (1941) da una primera aproximación de la longitud del arco lineal de roca, ya que la longitud final se obtiene por tanteos cuando se presenta la fluencia elástica del arco y de los apoyos.



ACCION DE ARQUEO EN ROCA ESTRATIFICADA

Los dos bloques se sostienen por efecto del giro en A y B. Las fuerzas que restringen el giro son simplemente las reacciones laterales mostradas por las flechas.

Las fuerzas de fricción en los apoyos de los bloques resisten las fuerzas cortantes y evitan que los bloques se muevan verticalmente hacia abajo. Este es el ejemplo más simple de la acción de arqueo. Si este arco simple es cortado por numerosas fracturas verticales se tendrá un arco bóveda semejante a los construidos por tabiques.



ARCO LINEAL O VIGA BOVEDA

Esta claro que en roca discontinua, se soporta totalmente por compresión y cortante y que la resistencia del arco lineal no depende de la resistencia a tensión o flexión de la roca o sea resistencia por momento flexionante sino que depende de la resistencia en compresión de la roca que es cuatro a cinco veces mayor que la resistencia en tensión bajo flexión en roca sana y es infinitamente más grande en roca fracturada.

La estabilidad del arco lineal es función de la relación espesor / longitud, así como de la resistencia y módulo elástico de la roca. El módulo elástico es muy importante porque determina la cantidad de deformación del arco.

Evans utilizó la resistencia en compresión de la roca y la distancia entre centros de presión para calcular aproximadamente el máximo momento resistente de un arco lineal.

Si igualamos el máximo momento resistente con el máximo momento flexionante del arco cargado con su peso propio determinando la máxima longitud de un arco lineal que se auto soporte

La ecuación básica de Evans es:

$$l = \left(\frac{5Qt}{3\gamma} \right)^{\frac{1}{2}}$$

donde: l = máxima longitud de auto soporte del arco lineal = pies

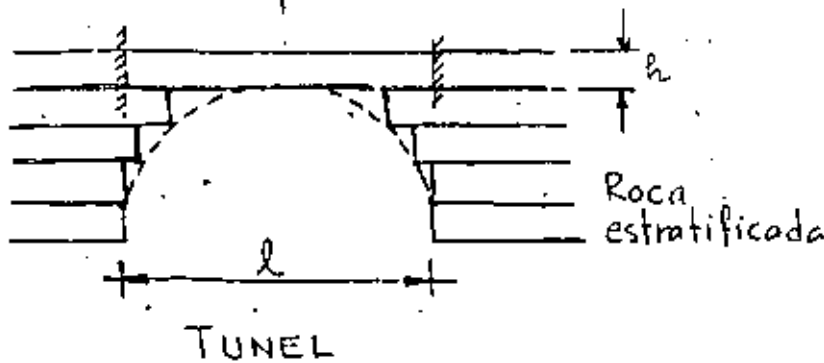
Q = resistencia en compresión simple = lb/pulg²

t = espesor del arco = pies

γ = peso volumétrica del material. = lb/pie³

... LOSA AUTOSOPORTANTE ...

Cuando la roca es competente, o sea que tiene un valor alto de E y tiene estructura estratificada, con coberturas mayores de 50 m. el arco de roca estará muy cercano al comportamiento de una viga empotrada en sus extremos, formándose un estrato de roca con espesor tal que se autosoporta.



Se considera un apoyo semiempotrado por giro en los apoyos, de tal manera que se tengan momentos positivos y negativos iguales.

$$M = \frac{wl^2}{16} ; \quad f = \frac{M}{I} y = f_r = \text{esfuerzo de tensión bajo flexión}$$

$$f_r = \frac{wl^2}{16} \cdot \frac{\frac{h}{2}}{\frac{bh^3}{12}} = \frac{12}{2 \times 16} \frac{wl^2}{bh^2} ; \quad \text{como } w = \gamma \cdot bh$$

$$f_r = \frac{3}{8} \frac{\gamma bh^2 l^2}{bh^2} \therefore f_r = \frac{3}{8} \frac{\gamma l^2}{h} \quad \text{de donde } h = \frac{3}{8} \cdot \frac{\gamma l^2}{f}$$

En donde h = espesor del estrato que se autosoporta.

Ejemplo:

$$l = 13 \text{ m}$$

$$h = \frac{3}{8} \times \frac{2.5 \times 13^2}{150} = 1.06 \text{ m}$$

Cálculo de anclas:

$$R_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

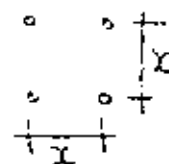
(compresión simple)

$$f_r = 60 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ F.S.} = 4 ; f_r = 15$$

(tensión bajo flexión)

$$\gamma = 2.5 \text{ ton/m}^3$$

$$E = 50 \text{ 000 kg/cm}^2$$



Usando anclas $\phi = 1''$ con $Q_{ap} = 10 \text{ ton}$

$$x^2 \times 2.5 \times 1.06 = 10$$

$$x = 1.9 \text{ m}$$

NUEVO MÉTODO AUSTRIACO DE TUNELEO

Este método para dimensionar el sistema de soporte de túneles fue desarrollado en Austria: en la década 1950-1960 por los Ingenieros Rabcewicz, Müller, Pacher y Golser, basado en el principio de que es deseable tomar la máxima ventaja de la capacidad de la roca para soportarse por sí misma. Para ello hay que vigilar cuidadosamente las fuerzas durante el proceso de reajuste que tiene lugar alrededor del túnel y adaptar el soporte en forma concordante.

Generalmente se desarrollan dos métodos para el soporte. El primero es un arco externo flexible o - soporte de protección - diseñado para estabilizar la estructura de roca concordantemente. Consiste en la formación de un arco de roca anclado sistemáticamente en toda su sección, protegiendo la superficie principalmente con concreto lanzado, algunas veces se coloca un refuerzo adicional de marcos metálicos apuntalados en sus patas con tornapuntas.

El comportamiento estructural de este soporte protectorio y de la roca vecina se controla mediante un sistema sofisticado de mediciones.

El segundo método consiste en el revestimiento de concreto el cual generalmente no se coloca hasta que el arco exterior alcance su equilibrio.

NORMALIZACIÓN DEL DISEÑO DEL SOPORTE

Con el fin de estar en posibilidad de normalizar criterios de diseño es necesario establecer la capacidad de soporte requerido para diferentes tipos de roca. Como se muestra en la figura 2, la capacidad de soporte del arco externo puede determinarse por la relación de la curva $\sigma_r / \Delta r$, la cual es característica para cualquier tipo de roca para condiciones iniciales de esfuerzos.

Como es bien conocido, el esfuerzo radial requerido p_i , para obtener el equilibrio decrece si la frontera con el túnel tiende a fluir plásticamente. (Fig. 1)

La reducción llega a ser principalmente una función de la condición de los esfuerzos primarios σ_0 y del ángulo de fricción interna de la roca - como regla disminuye rápidamente. (Fig. 2)

Para cualquier intersección entre p_i y la curva σ_r , el equilibrio es alcanzado con la correspondiente resistencia del soporte.

Es una característica particular de este método que las intersecciones siempre tienen lugar en la rama descendente de la curva. Por ejemplo, podría fallar parcialmente el soporte por cualquier razón y

un nuevo equilibrio se desarrolla sin necesidad de esforzamiento adicional del arco externo, mientras no caiga mas abajo del refuerzo minimo (punto B) en donde puede iniciarse el "aflojamiento detrimental", $p_{i \text{ min}}$.

Por otro lado, con los métodos convencionales, el punto de intersección queda situado usualmente en la rama ascendente de la curva σ_r . Con cualquier falla, el punto de intersección se mueve a la derecha y el soporte requerido se incrementa, de tal manera que la estructura soportante tiene que ser reforzada por arriba de su capacidad inicial.

El aflojamiento es considerado "detrimental" cuando la apertura de fallas y fracturas es tal que la roca ya no tiene competencia para transmitir los esfuerzos de cortante y de compresión. El peso de la masa de roca aflojada deberá agregarse para ser sostenida por el revestimiento.

Para estar en posibilidad de definir la curva $\sigma_r/\Delta r$, deberán conocerse los siguientes parametros: condición de esfuerzos primarios o estado natural de esfuerzos σ_0 con la dirección de los esfuerzos principales, el ángulo de fricción interna φ , la resistencia en compresión no confinada σ_{ca} paralela y normal a la estratificación y los correspondientes módulos de elasticidad E y de

deformabilidad.

Estos parámetros pueden ser determinados por mediciones y el curso de la curva $\sigma_r/\Delta r$ puede ser calculada por el método del elemento finito, tomando en consideración el procedimiento de excavación (con máquina topadora o mediante varias secciones).

Según Kastner el esfuerzo σ_r^0 para el caso en que $\Delta r = 0$ está dado teóricamente por las ecuaciones:

$$\sigma_r^0 = \frac{2\sigma_0 - \sigma_{gd}}{\xi + 1} ; \quad \xi = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} ; \quad \sigma_{gd} = \frac{2c}{\tan(45^\circ - \varphi/2)}$$

en donde c = cohesión y φ = ángulo de fricción interna. El establecimiento de $\sigma_{r \min}$ está influenciado por la magnitud de σ_r^0 por un lado y por las condiciones geológicas por el otro.

Esto puede explicarse fácilmente según el ejemplo siguiente.

Considerando un túnel carretero localizado en roca de regular competencia con techo de roca pequeño para el cual los esfuerzos tangenciales en la frontera exceden ligeramente el valor de la resistencia en compresión no confinada $\sigma_{t \min}$ será muy pequeño, particularmente si la roca tiene alta capacidad de permanencia debida por ejemplo a una buena trabazón de bloques.

El mismo tipo de roca bajo una gran cobertura de roca está destinada a desarrollar una zona plástica de regular amplitud que ocasionará deformaciones significativas. En este caso la roca llegará a fracturarse hasta una distancia de varios metros requiriendo un p_t^{\min} más alejado y mayor. El valor de la capacidad requerida del arco exterior p_t^a debe elegirse de tal manera que se combinen la máxima economía con un grado aceptable de seguridad y p_t^a deberá por lo tanto quedar tan cercano como sea posible al p_t^{\min} de tal manera que se obtenga un factor de seguridad suficiente a partir de la resistencia adicional del revestimiento p_i^l del arco interior.

Para el arco exterior deberá elegirse un tipo de soporte rígido como el señalado con "2" en la Fig 2, la intersección con la curva Cr está destinada a elevarse, mientras que el factor de seguridad simultáneamente disminuye.

La mínima capacidad de soporte del revestimiento del arco interior quedará definido por el espesor mínimo de revestimiento que permita una adecuada colocación del concreto. En caso de que se requiera un mayor p_t^t , el espesor puede seleccionarse de acuerdo con el p_t^a y el factor de seguridad requerido, s. Una vez que la capacidad de soporte del arco exterior ha sido establecido, el significado de reforzamiento puede elegirse y calcularse con forme a los puntos de vista anteriores.

La resistencia del material de revestimiento, concreto lanzado y concreto colado es como sigue: Ver fig. 2.

$$p_t^s \times b = \frac{d}{\sin \alpha} \times 2 \times \tau^s$$

$$\therefore p_t^s = \frac{d \tau^s}{\sin \alpha \left(\frac{b}{2}\right)} ; \text{ Concreto}$$

La resistencia del refuerzo adicional de marcos metálicos es:

$$p_t^{st} = \frac{F^{st} \times \tau^{st}}{\sin \alpha \left(\frac{b}{2}\right)} ; \text{ Marcos}$$

$$\text{con } \tau^{st} = \frac{\tau^s E^{st}}{E^s} = 15 \tau^s \text{ para concreto}$$

La resistencia del revestimiento es:

$$p_i^R = p_t^s + p_t^{st}$$

Las anclas actúan con una presión radial como sigue:

$$p_t^A = \frac{f^{st} \cdot \sigma_p^{st}}{e \cdot t}$$

Con la presión lateral dada por:

$$\sigma_3 = p_t^s + p_t^{st} + p_i^A$$

Y con la envolvente de Mohr, la resistencia al corte de la masa de roca τ^R y el ángulo de cortante α suponiendo que los esfuerzos principales son paralelos al eje del túnel.

La capacidad de soporte del arco externo de roca es:

$$p_t^R \cdot b = 2 \cdot S \cdot \tau^R \cos \psi - S \cdot \sigma_n^R \cdot \sin \psi$$

$$\therefore p_t^R = \frac{S \cdot \tau^R \cos \psi}{b/2} - \frac{S \cdot \sigma_n^R \cdot \sin \psi}{b/2}; \text{ Roca}$$

La resistencia de las anclas contra el cortante por el movimiento del cuerpo es:

$$p_t^A \cdot e \cdot t \cdot \frac{b/2}{a \cos \beta} = f^{st} \cdot \sigma_p^{st} \cdot \dots \quad p_t^A = \frac{f^{st} \cdot \sigma_p^{st} \cdot a \cos \beta}{e \cdot t \cdot (b/2)}$$

La capacidad total del arco externo es: $p_t^W = p_i^s + p_i^R + p_i^A \geq p_i^{\min}$

La experiencia ha demostrado lo siguiente:

1) Con el mismo tipo de roca y cobertura la relación entre el tamaño de los bloques de roca y el área de excavación es decisiva para la movilización de la rezaga.

2) En secciones pequeñas ($10-16 \text{ m}^2$) y roca fracturada en fragmentos de unos cuantos dm^3 , un sellado de concreto simple con $d=3 \text{ cm} = 0.017R$, usualmente estabiliza el túnel.

3) En una caverna subterránea de $400-600 \text{ m}^2$ en el mismo tipo de roca fracturada pudiera no ser estable con un espesor de 19 a 24 cm de concreto lanzado. En este caso es imperativo el uso sistemático del arco de roca anclado, ya que el comportamiento de la masa rocosa se asemeja a un suelo sin cohesión.

Utilizando anclas de tensión con concha de expansión la acción de soporte es realizada por la placa y el ancla estará bajo tensión constante a lo largo del barreno.

Con anclas inyectadas de fricción tipo PERFO o SN el efecto principal de soporte proviene de la adherencia entre el ancla y la roca

La adherencia consiste principalmente de la fricción ocasionada por los esfuerzos tangenciales alrededor de la roca.

Los esfuerzos de tensión en el ancla se incrementan desde cero hasta un máximo en la placa y cualquier otro esfuerzo radial de frontera puede ser transmitido por el ancla a la placa.

El movimiento de la roca hacia el túnel es contrarrestado de este modo, creándose un efecto de arco en la zona de las anclas como se muestra en la figura 4.

La capacidad de soporte de las anclas puede simplificarse como sigue:

$$p_{\text{a}}^{\text{B}} = L d \pi (a + \tan \epsilon \sigma_{\text{m}}') + F \sigma_{\text{r}} \leq f_e \sigma_e$$

el término $F \sigma_{\text{r}}$, puede posiblemente elevarse a $\sigma_{\text{r}} e t$

Donde cuando la capacidad de soporte de las anclas de concha de expansión y las de fricción es la misma y está limitada por la resistencia a la tensión del acero, el efecto de estabilización de las anclas de fricción es mucho mayor que las de tensión.

Como una medida de refuerzo adicional se utilizan marcos ligeros de sección \square que se sujetan con anclas a la roca.

Los marcos sirven en primer lugar como una protección para la bóveda del túnel contra caídos de roca y como refuerzo local para el puenteo de zonas de debilidad geológica. La resistencia estática de estos marcos es relativamente baja. La rigidez de los marcos contrasta con la relativamente alta capacidad de fluencia del concreto lanzado.

DIMENSIONAMIENTO FINAL A TRAVÉS DE LAS MEDICIONES

Indeparablemente conectado con este método y como característica básica del mismo se tiene un programa sofisticado de mediciones. Los esfuerzos y las deformaciones son controlados sistemáticamente permitiendo la definición de la resistencia del soporte elegido correspondiente con el tipo de roca en cuestión y que clase de medidas de refuerzo adicional se requieran, si es que lo amerite.

Las secciones de control se eligen de acuerdo con los diferentes comportamientos estructurales esperados del macizo rocoso.

Una sección de control se compone por extensómetros longitudinales con doble punto de medición y mediciones de convergencia para medir deformaciones y presiones tanto radiales como tangenciales.

Adicionalmente pueden llevarse control de estíma- ción y nivelación en puntos sobre el piso y la bóveda.

La frecuencia de las mediciones serán diarias y se espacian a cada semana y luego a cada mes conforme disminuya la velocidad de de- formación.

Este método proporciona un alto grado de seguridad, permitiendo reconocer cualquier situación peligrosa con anticipación.

A veces el proceso de reacomodo toma un tiempo largo que puede ocurrir alteración de la roca p. ej. expansiones por cambios en el contenido de humedad de manera que se justifica la instalación de celdas de presión radiales y tangenciales para la definición del espesor final del revestimiento.

CONCLUSION

Este método empírico puede complementarse mas no eliminarse por consideraciones analíticas.

Fig. 1. REPRESENTACION ESQUEMATICA DE REACOMODO DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE UN TUNEL (SEGUN KASTNER)

r = RADIO DEL TUNEL
 R = RADIO DE LA ZONA PLASTICA
 Δr = DEFORMACION RADIAL
 G₀ = CONDICION DE ESFUERZOS PRIMARIOS
 C = ESFUERZOS TECTONICOS
 C_r y C_t = ESFUERZO RADIAL Y TANGENCIAL CUANDO Δr = 0
 C_r' y C_t' = ESFUERZO RADIAL Y TANGENCIAL CUANDO HAY DEFORMACION Y SE TIENE "r - Δr"

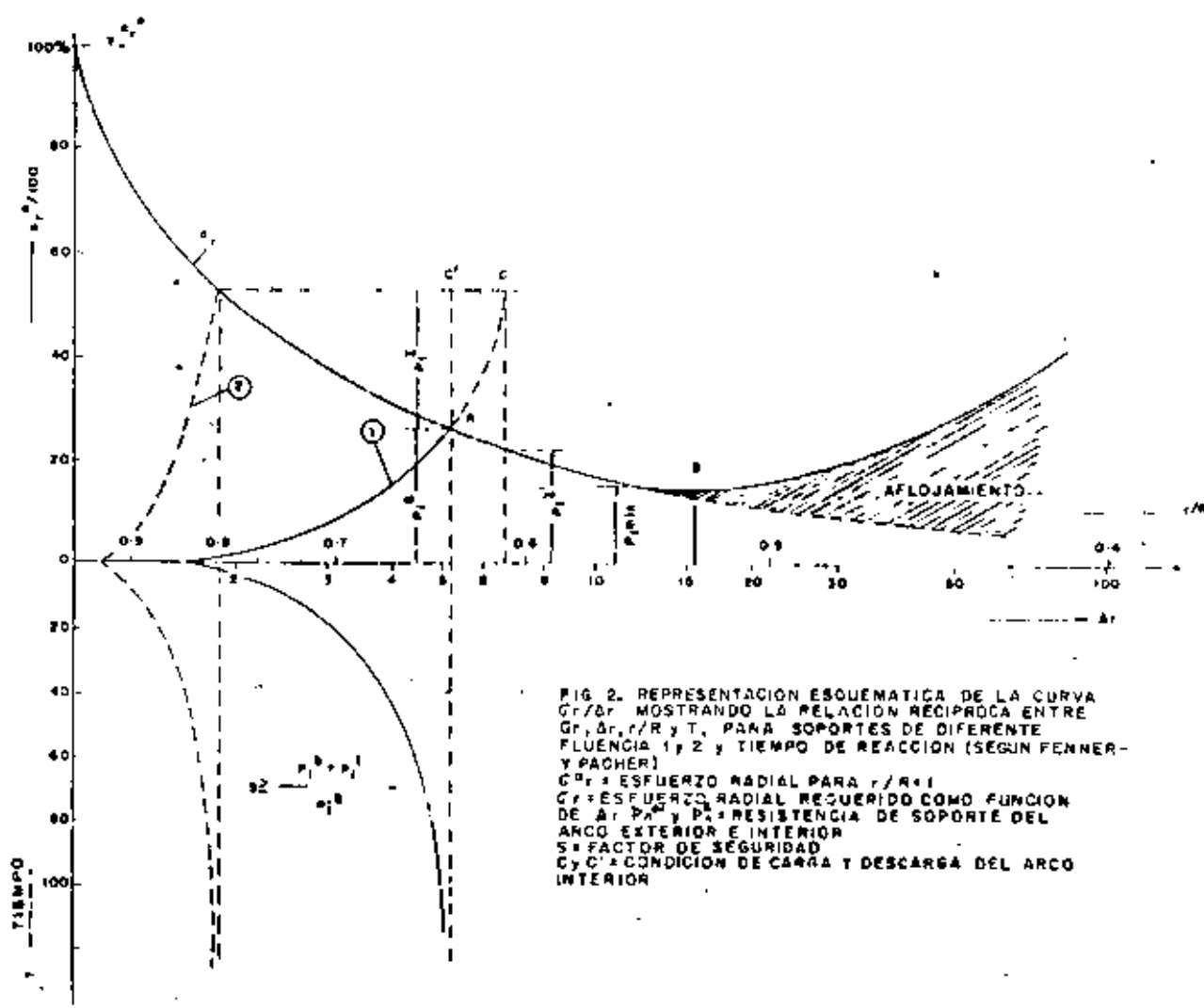
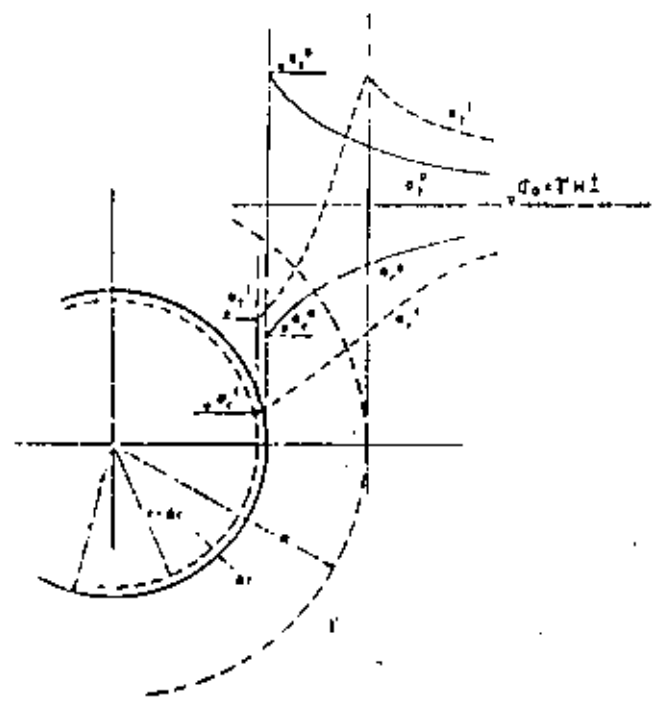
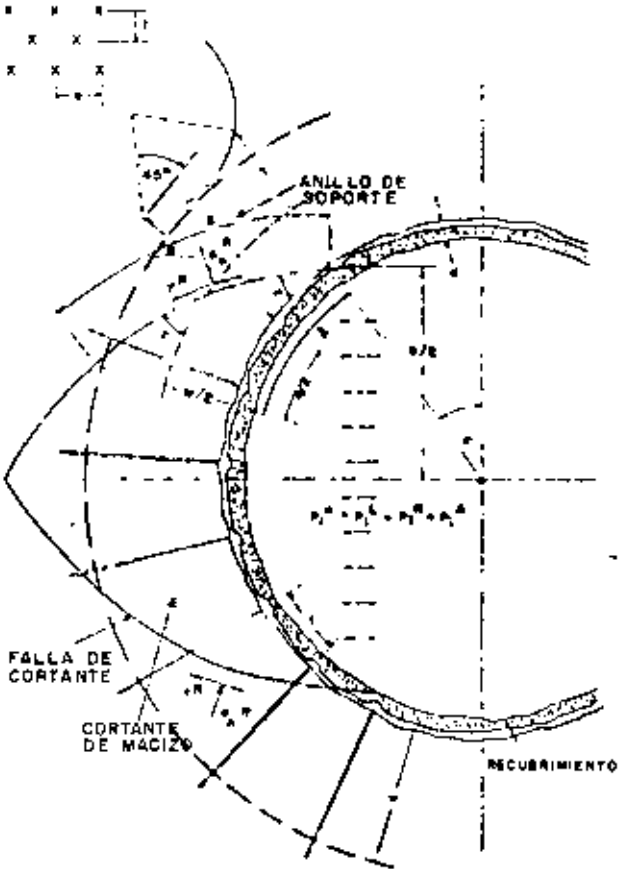


FIG 2. REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LA CURVA $G_r/r/R$ MOSTRANDO LA RELACION RECIPROCA ENTRE $G_r, \Delta r, r/R$ Y T , PARA SOPORTES DE DIFERENTE FLUENCIA 1 y 2 y TIEMPO DE REACCION (SEGUN FENNER Y PACHER)
 C_r = ESFUERZO RADIAL PARA r/R = 1
 C_t = ESFUERZO RADIAL REQUERIDO COMO FUNCION DE Δr, P₁ y P₂ = RESISTENCIA DE SOPORTE DEL ARCO EXTERIOR E INTERIOR
 S = FACTOR DE SEGURIDAD
 C y C' = CONDICION DE CARRA Y DESCARGA DEL ARCO INTERIOR

PATRON DE ANCLAJE



ENVOLVENTE DE MOHR

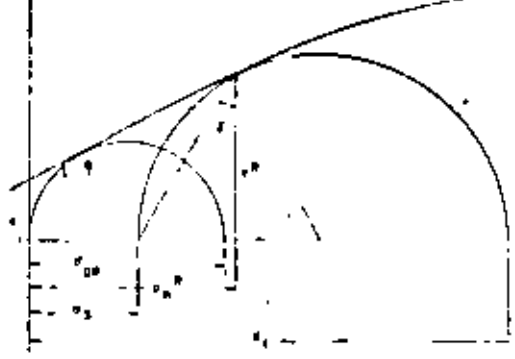
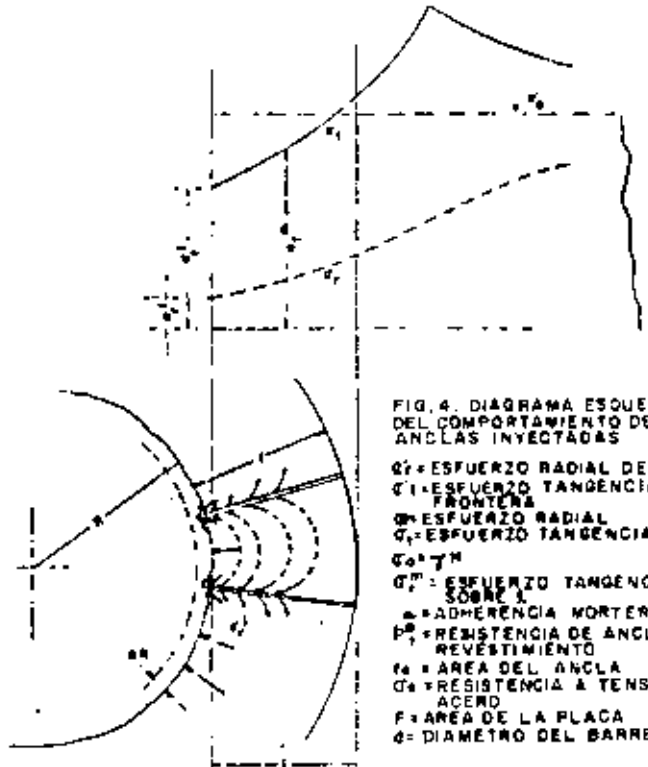
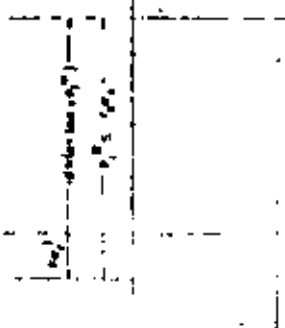


FIG.3 ESQUEMA DE DISEÑO DEL ARCO EXTERIOR PARA UNA CAPACIDAD DE SOPORTE DADA.

- P_A, P_A', P_A'' = RESISTENCIA DEL CONCRETO, ACERO DE A REFUERZO, ARCO DE ROCA Y ANCLAS.
- P_A' = CAPACIDAD TOTAL DEL SOPORTE
- b = ALTURA DE LA ZONA DE CORTANTE
- a = ESPESOR DEL REVESTIMIENTO
- a, l = DISTANCIA SOBRE ANCLAS
- S = LONGITUD DEL PLANO DE CORTE
- W = ESPESOR DEL ARCO DE SOPORTE DE ROCA
- C_{90} = RESISTENCIA EN COMPRESION SIMPLE DE LA ROCA
- C = COESION DE LA ROCA
- ϕ = ANGULO DE FRICCION INTERNA
- R = RESISTENCIAL AL CORTANTE DE LA ROCA
- C'' = PROPORCION DE RESISTENCIA AL CORTANTE DEL REFUERZO
- E', E'' = MODULO ELASTICO DEL ARCO DE ROCA Y DEL REVESTIMIENTO
- α = ANGULO DE CORTE DEL MACIZO ROCOSO
- A'' = AREA DEL ACERO DE REFUERZO POR METRO LINEAL DEL TUNEL
- A' = AREA DE LAS ANCLAS
- Q'' = LIMITE PROPORCIONAL DE LAS ANCLAS DE ACERO
- C'' = RESISTENCIA CORTANTE DE LA ROCA
- σ = ESFUERZO NORMAL SOBRE EL PLANO DE CORTANTE
- α_0 = ANGULO DE CORTANTE EN LA ROCA
- ψ = INCLINACION PROMEDIO DEL PLANO DE CORTANTE
- β = INCLINACION DE LAS ANCLAS



- FIG.4. DIAGRAMA ESQUEMATICO DEL COMPORTAMIENTO DE LAS ANCLAS INYECTADAS
- σ_r = ESFUERZO RADIAL DE FRONTERA
 - σ_t = ESFUERZO TANGENCIAL DE FRONTERA
 - σ_r = ESFUERZO RADIAL
 - σ_t = ESFUERZO TANGENCIAL
 - $\sigma_0 = \frac{1}{2}(\sigma_r + \sigma_t)$
 - σ_0' = ESFUERZO TANGENCIAL PROMEDIO SOBRE λ
 - μ = ADHERENCIA MORTERO-ROCA
 - P_A' = RESISTENCIA DE ANCLA EN EL REVESTIMIENTO
 - A_a = AREA DEL ANCLA
 - C_a = RESISTENCIA A TENSION DEL ACERO
 - F = AREA DE LA PLACA
 - ϕ = DIAMETRO DEL BARRENO



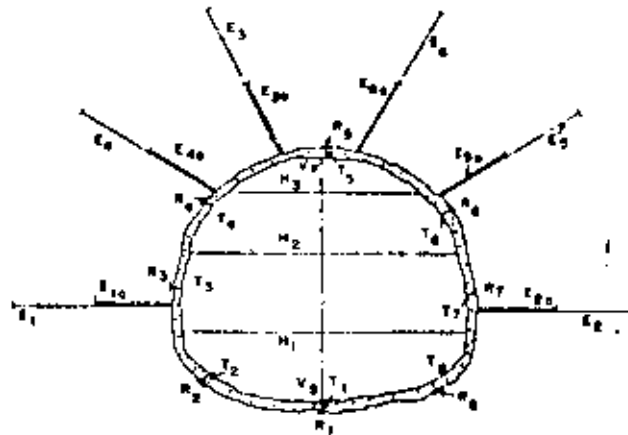


FIG. 5: SECCION NORMALIZADA DE MEDICIONES MAS IMPORTANTES

$R_1 - R_8$ = CELDAS DE PRESION RADIAL

$T_1 - T_8$ = CELDAS DE PRESION TANGENCIAL

H_1, H_2, H_3 = LINEAS DE MEDICION DE CONVERGENCIA

E_1, E_6 = EXTENSOMETROS LONGITUDINALES

E_4, E_8 = EXTENSOMETROS CORTOS

V_1, V_2 = PUNTOS DE CONTROL TOPOGRAFICO EN PISO Y TECHO



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA
Y A LA CONSTRUCCION

ESTIMATION OF SUPPORT REQUIREMENTS FOR UNDERGROUND
EXCAVATIONS

MAYO, 1984

ESTIMATION OF SUPPORT REQUIREMENTS FOR UNDERGROUND EXCAVATIONS
ESTIMATION DES SOUTÈNEMENTS NÉCESSAIRES POUR LES EXCAVATIONS SOUTERRAINES
ABSCHÄTZUNG DES NOTIGEN FELSAUSBAUES IM HOHLRAUMBÄU

Nick Barton Ph.D. Reidar Lien (Senior engineer) Johnny Lunde (Senior engineer)
Norwegian Geotechnical Institute, P.O. Box 40, Tåsen, Oslo 6, Norway.

Nick Barton, Ph. D.
Reidar Lien (Senior Engineer)
Johnny Lunde (Senior Engineer)
Norwegian Geotechnical Institute
P. O. Box 40
Tåsen, Oslo 6, Norway

ESTIMATION OF SUPPORT REQUIREMENTS FOR UNDERGROUND EXCAVATIONS
ESTIMATION DES SOUTÈNEMENTS NÉCESSAIRES POUR LES EXCAVATIONS SOUTERRAINES
ABSCHÄTZUNG DES NOTIGEN FELSAUSBAUES IM HOHLRAUMBÄU

An analysis of some 200 case records has revealed a useful correlation between the amount and type of permanent support and the rock mass quality Q, with respect to excavation stability. The rock mass quality Q is a function of six parameters, each of which has a rating of importance, which can be estimated from surface mapping and can be updated during subsequent excavation. The six parameters are as follows: the RQD index, the number of joint sets, the roughness of the weakest joints, the degree of alteration or filling along the weakest joints, and two further parameters which account for the rock load and water inflow. In combination these parameters represent the rock block size, the intersection shear strength, and the active stress. Analysis of the rock mass quality and corresponding support practice has shown that suitable permanent support can be estimated for the whole spectrum of rock qualities. Support practices include various combinations of shotcrete, bolting, and cast concrete arches together with the appropriate bolt spacings and lengths, and the requisite thickness of shotcrete or concrete.

Une analyse de données provenant de quelque 200 cavités creusées a permis d'établir une relation utile entre, d'une part, l'importance et le type de soutènements et, d'autre part, la qualité Q des masses rocheuses, en ce qui concerne la stabilité. La qualité Q de la roche est une fonction de six paramètres dont chacun, dans des données données, s'est vu attribuer un coefficient pondéré déterminé qu'on peut estimer en se basant sur des observations faites en travaillant à ciel ouvert et qui pourra être ajusté et mis à jour au cours de l'avancement des travaux. Ces paramètres sont: l'indice RQD, le nombre de systèmes de fissuration, la rugosité (celle du plus faible plan de fissuration), le degré d'altération caractéristique de ce dont les fissures sont remplies, et, en outre, deux paramètres qui tiennent compte de niveau de tension et de l'afflux d'eau. Dans leur ensemble, ces paramètres représentant l'influence qu'exercent la grandeur des pierres, la résistance au cisaillement existant sur les surfaces de contact entre les pierres, et les tensions actives. Des analyses de la qualité, accompagnée d'une prise en considération de la pratique de soutènement utilisée, ont permis de démontrer qu'il est possible d'estimer un soutènement approprié pour toute la variété de qualité de roche. Les mesures de soutènement différentes combinaisons de béton projeté, de boulonnage et d'arcs en béton coulé, accompagnées de l'indication de la distance appropriée entre boulons, de la longueur de ces derniers et de l'épaisseur à respecter tant pour le béton projeté que pour le béton coulé.

Eine Untersuchung von Daten aus etwa 200 fertiggestellten Tunnelbauten ergab einen nützlichen Zusammenhang zwischen Umfang und Typ des permanenten Verbaues und der Gebirgsqualität Q. Die Gebirgsqualität Q ist eine Funktion von sechs Parametern, die aus Oberflächenbeobachtungen und nach skizzierten Gewichten bestimmte Leitkoeffizientenwertes werden. Die Werte können während des Bauvorbetriebes justiert werden. Die sechs Parameter sind: RQD-Leitkoeffizient, Anzahl der Klüftsysteme, Rauigkeit (für schwächste oder ungunstige Spaltflächen), Umwindlungsgrad (Charakter der Risse oder Füllung langs der schwächsten Spalten) und des weiteren zwei Parameter, der Spannungsniveau und Wasserzufluss berücksichtigen. Wenn von diese Parameter koordiniert, vertreten sie den Einfluss der Körnung, der Scherfestigkeit an den Anschlussflächen, zwischen den natürlichen und der einwirkenden Spannungen. Analysen der Gebirgsqualität und der entsprechenden Sicherungsmaßnahmen haben ergeben, dass es möglich ist, einen angemessenen Ausbau fürs ganze Spektrum der Gebirgsqualität zu verankern. Die Sicherungsmaßnahmen umfassen verschiedene Kombinationen von Mörtel, Anker, Spitzkappen und Drahtgitterböden sowie auch Angaben über Ankerabstände und erforderliche Stärke des Spritz- oder Gußbetons.

INTRODUCTION

Two important factors for the stability of underground excavations are their location and orientation relative to unfavourable geological conditions. Both factors are weighed to minimize difficult rock conditions for the case of large span openings of limited length. However there is little opportunity to choose the orientation of tunnels, and usually only the location can be changed significantly. The amount of support required will be strongly dependent on orientation if poor rock conditions are encountered.

Estimates of support are required at three stages in a project: for the feasibility studies, for the detailed planning, and finally during excavation itself. In view of the economic importance of support costs it is vital that the support estimates are as accurate as possible for all three stages. The accuracy will depend partly on the success of the geological investigations, and partly on the success of extrapolating past experience of support performance to new rock mass environments. When beginning this work of support estimation a preliminary survey directed towards related excavations

Estimation of support....

in similar rocks can be extremely useful. Subsequently several site visits to related projects will further contribute to the familiarization process for the engineers concerned with the new design. No matter how many sophisticated rock mechanics test programmes and/or finite element analyses are performed, the design engineers will come back to the basic question - "Is this bolt spacing, shotcrete thickness, or unsupported span width reasonable in the given rock mass?" Their opinions are likely to be based mainly on past experience in such projects and on their recent literature and case record study. Rock mechanics testing and finite element analyses will probably contribute little to the final decision of bolt spacing and shotcrete thickness, although the excavation shape and layout may of course benefit from such analysis. *Underground excavations are supported with some confidence primarily because many others have been supported before them and they have performed satisfactorily.*

Empirical design is likely to persist for a long time in the planning of underground support, due to the enormous complexity of the problem. It is therefore all the more important to have an objective method of analysing case records, so that this past experience can be used rationally in the planning of support for new excavations in different rock mass environments.

Approximately two hundred case records have been analysed for the purpose of finding out what type and amount of support is used for a given type and size of excavation in given rock mass conditions. The quality of the rock mass is described numerically using a six parameter classification which can encompass more than 100,000 combinations of geotechnical conditions. The method appears to have great promise, although its reliability could obviously be improved by putting it to test in further projects. This paper is written in the hope of stimulating engineers and geologists to try the method, and to provide both critical and positive feedback especially in areas where the authors' case record data is sparse or non-existent. The following steps are involved in testing the method

1. Classify the relevant rock mass quality (or quality) by means of surface mapping, bore core analysis, trial sets, etc. The method of classification, which is explained fully in the following pages (Tables 1 to 6) consists of numerically rating the following rock mass parameters: joint density (RQD), number of joint sets, roughness of most unfavourable joint set, degree of alteration or filling of most unfavourable joint set, rock load resistance, water inflow.
2. Choose optimum dimensions of excavations, keeping in mind the purpose of each excavation and the degree of safety required, i.e. power house, water tunnel, road tunnel, access tunnel etc.
3. Estimate the appropriate permanent support (shotcrete thickness, bolt spacing, cast concrete arch thickness etc.) for each excavation using the support tables (Tables 8, 9, 10, 11).

The method is essentially a weighting process in which the positive and negative aspects of a rock mass are assessed. A store of experience (case records) is searched to try to find the most appropriate support measures for the given excavations and rock mass conditions. The whole procedure is probably not dissimilar

to the mental process occurring when a very experienced tunneling consultant is asked for his support recommendations.

METHOD FOR ESTIMATING ROCK MASS QUALITY Q

The six parameters chosen to describe the rock mass quality Q are combined in the following way:

$$Q = (RQD/J_n) \cdot (J_r/J_a) \cdot (J_w/SRF) \quad (1)$$

where

RQD = rock quality designation (Deere, 1966)
 J_n = joint set number
 J_r = joint roughness number
 J_a = joint alteration number
 J_w = joint water reduction factor
 SRF = stress reduction factor

The three pairs of parameters are found to be crude measures of:

1. block size (RQD/J_n)
2. inter-block shear strength (J_r/J_a) ($\approx \tan \phi$)
3. active stress (J_w/SRF)

The rock mass descriptions and ratings for each of the six parameters are given in Tables 1 to 6. The range of possible Q values (approx. 0.001 to 1000) encompasses the whole spectrum of rock mass qualities from heavy squeezing ground right up to sound unjointed rock. The case records examined included 11 igneous rock types, 24 metamorphic rock types, and 9 sedimentary rock types. More than 80 of the case records involved clay mineral joint fillings of various kinds, including 17 swelling clay occurrences. However, most commonly the joints were unfilled and the joint walls were unaltered or only slightly altered. Further details of the range of case records studied can be found in the report by Barton et al. (1974a). Three examples are given later in this paper.

Table 1. Descriptions and ratings for the parameter RQD.

1. ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD)	
A. Very poor	0 - 25
B. Poor	25 - 50
C. Fair	50 - 75
D. Good	75 - 90
E. Excellent	90 - 100

Note: (i) Where RQD is reported or estimated as 10, (including 0) a nominal value of 10 is used to evaluate Q in equation (1).
 (ii) RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90, etc. are sufficiently accurate.

Table 2. Descriptions and ratings for the parameter J_n .

2. JOINT SET NUMBER (J_n)	
A. Massive, no or few joints	0.5 - 1.0
B. One joint set	1
C. One joint set plus random	2
D. Two joint sets	4
E. Two joint sets plus random	6
F. Three joint sets	9
G. Three joint sets plus random	12
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, "sugar cube" etc.	15
I. Crushed rock, earthlike	10

Note: (i) For intersections use $11.0 \approx J_n$

Estimation of support.....

Notes: (ii) For portals use (2.0 J_1)Table 3. Descriptions and ratings for the parameter J_2 .

3. JOINT FORMNESS NUMBER	
(a) Rock wall contact and (b) Rock wall contact before 10% shear	(J_2)
A. Discontinuous joints	4
B. Rough or irregular, undulating	3
C. Smooth, undulating	2
D. Slickensided, undulating	1.5
E. Rough or irregular, planar	1.5
F. Smooth, planar	1.0
G. Slickensided, planar	0.5

Notes: (i) Descriptions refer to small scale features and intermediate scale features, in that order.

(c) No rock wall contact when sheared

H. Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0
J. Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0

Notes: (ii) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 1m.

(iii) $J_2 = 3.5$ can be used for planar slickensided joints having lineations, provided the lineations are orientated for minimum strengthTable 4. Descriptions and ratings for the parameter J_3 .

4. JOINT ALTERATION NUMBER	
(a) Rock wall contact	(J_3) (approx.)
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling i.e. quartz or epidote	0.75 (-)
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-soft.)	3.0 (20-25%)
E. Softening or low friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite or mica. Also chlorite, talc, gypsum, graphite etc., and small quantities of swelling clays.	4.0 (8-16%)
(b) Rock wall contact before 10% shear	
F. Sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	4.0 (25-30%)
G. Strongly over-consolidated non-softening clay mineral fillings (continuous), but <5mm thickness	4.0 (16-24%)
H. Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings, (continuous but <5mm thickness)	4.0 (11-16%)
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite (continuous, but <5mm thickness) value of J_3 depends on percent of swelling clay-size particles, and access to water etc.	8-13 (6-12%)

(c) No rock wall contact when sheared

K,L	Zone or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G,H,J for description of clay condition)	(J_2)	(J_3)
M.	Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction (non-softening)	6, 8, or 8-12	(6-24%)
N.	Thick, continuous sand or bands of clay (see G, H, J for description of clay condition)	10, 13, or 13-20	(6-24%)

Table 5. Descriptions and ratings for the parameter J_4 .

5. JOINT WATER REDUCTION FACTOR (J_4)		Approx. water pres. (kg/cm ²)
A.	Dry excavations or minor inflow, i.e. < 5 l/min. locally.	1.0 <1
B.	Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings.	0.66 1-2.5
C.	Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5 2.5-10
D.	Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings	0.33 2.5-10
E.	Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time	0.2-0.1 >10
F.	Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay	0.1-0.05 >10

Notes: (i) Factors C to F are crude estimates. Increase J_4 if drainage measures are installed.

(ii) Special problems caused by ice formation are not considered.

Table 6. Descriptions and ratings for parameter J_5 .

6. STRESS REDUCTION FACTOR		(J_5)
(a) 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
B.	Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation $\leq 50m$)	5
C.	Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation $> 50m$)	2.5
D.	Multiple stress zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (any depth)	2.5
E.	Single stress zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation $\leq 10m$)	1.0

Estimation of support.....

			(SRF)	
F.	Single shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation > 50m)		2.5	
G.	Loose open joints, heavily jointed or "sugar cube" etc. (any depth)		5.0	
Note: (i) Reduce these values of SRF by 25 - 50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation.				
(b) Competent rock, rock stress problems				
	σ_3/σ_1	σ_2/σ_1	(SRF)	
H.	Low stress, near surface	>200	>11	2.5
J.	Medium stress	700-10	11-0.66	1.0
K.	High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable for wall stability)	10-5	0.66-.33	0.5-2
L.	Mild rock burst (massive rock)	5-2.5	0.33-.16	5-10
M.	Heavy rock burst (massive rock)	<2.5	<0.16	10-20
Note: (ii) For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when $5\sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c and T_c to $0.8\sigma_c$ and $0.8T_c$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce σ_c and T_c to $0.6\sigma_c$ and $0.6T_c$, where: σ_c = unconfined compression strength, and T_c = tensile strength (point load), and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses.				
(iii) 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).				
(c) Squeezing rock: plastic flow of incompetent rock under the influence of high rock pressure (SRF)				
N.	Mild squeezing rock pressure		5 - 10	
O.	Heavy squeezing rock pressure		10 - 20	
(d) Swelling rock: chemical swelling activity depending on presence of water				
P.	Mild swelling rock pressure		5 - 10	
Q.	Heavy swelling rock pressure		10 - 15	

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF TABLES 1 TO 6.

When making estimates of the rock mass quality (Q) the following guidelines should be followed, in addition to the notes listed in Tables 1 to 6:

1. When borecore 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 relation can be used to convert this number to RQD for the case of clay-free rock masses (Palstrom, 1975):

$$RQD = [15 - 3J_v] J_v \text{ (approx.)} \quad (2)$$

where

$$J_v = \text{total number of joints per m}^3 \\ (RQD = 100 \text{ for } J_v < 4.5)$$

2. The parameter J_n 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 only occasional

breaks in bore core due to these features, then it will be more appropriate to count them as "random joints" when evaluating J_n in Table 2.

3. The parameters J_p and J_d (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_p/J_d) is favourably orientated for stability, then a second, less favourably orientated joint set or discontinuity may sometimes be of more significance, and its higher value of J_p/J_d should be used when evaluating Q from equation 1. The value of (J_p/J_d) 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 (Table 6a). 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 (Table 6b). A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in Note (ii), Table 6b.

5. The compressive and tensile strengths σ_c and T_c of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to present or future in situ conditions. A very conservative estimate of strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

ORIENTATION AND WEAKNESS ZONES

Potential users of this classification method will have noted that the only mention of joint orientation is in Note 1 above. Most of the case records that were analysed included the necessary information on structural orientation relative to the excavation axes. However the information was not found to be sufficiently important to justify the use of a seventh parameter. No doubt this was in some cases due to the fact that excavation axes were already orientated favourably with respect to weakness zones. It is certainly necessary to orientate important excavations favourably with respect both to stress anisotropy and to weakness zones, as usually attempted.

However, the weakness zone poses a threat to stability not only because of its potential orientation, but also because of its weakness. A rough unfilled joint having identical orientation might not even be noticed and would certainly pose no threat to stability.

It is probable that engineers and geologists who note the presence of "unfavourably orientated" discontinuities in an excavation - and this is admittedly an important observation - do so because these surfaces are visible. One of the reasons that they are visible is that overbreak occurs preferentially along their surfaces. This is partly a consequence of planarity and/or filling material. In fact the surfaces in question are relatively non-dilatant, so offer little resistance to continued shearing. Discontinuities with $J_p/J_d \leq 1$ would probably come under this category.

It is in fact difficult to separate the observation "unfavourably orientated" from the implication of low dilatancy and low shearing resistance. The number of joint sets may also play an important role here, since this number controls the degree of freedom for block

Estimation of support....


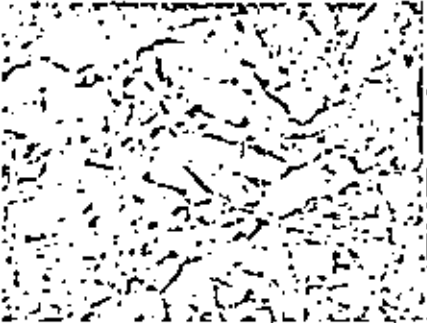

		
1. GRANITE RQD = 50 Q = (90/6) . (1.3/1.0) . (0.66/1.0) = 10 (fair/good) (1E/2F, 1E/1B, 5B/6J)	2. GRANITE RQD = 70 Q = (170/151) . (3.0/1.0) . (0.66/1.0) = 9.3 (fair) (1C/2H, 3E/4B, 5B/6J)	3. GRANITE RQD = 0 Q = (10/20) . (1.3/61) . (0.66/61) = 0.007 (exceptionally poor) (1A/2I, 1E/4E, 5B/4N)

Figure 1. Examples of classification for three dissimilar granitic rock masses.

fall-out, if any, whatever the orientation or shearing resistance of the discontinuities or joints. Most of the influence of orientation is automatically reflected in the value of Q since the parameters J_n , J_f , J_a and SRP are indirectly weighted by "unfavourably orientated" fractures.

Cases sometimes arise where unfavourably dipping shear zones delineate exceptionally large unstable wedges requiring special support. This may take the form of specially dimensioned tensioned anchors positioned to allow for the variously orientated forces. A surge chamber wall at Churchill Falls (Dyson et al. 1971), and a power house wall at Harrow Point (Brown et al. 1971) were both stabilized in this manner. In view of the special nature of such problems, no attempt should be made to relate the relevant rock mass quality Q to special-purpose support of this type.

EXAMPLES OF ROCK MASS CLASSIFICATION

Figure 1 illustrates the method of classifying rock masses for their quality Q. The three photographs are of surface exposures, but imaginary tunnel depths of around 40m have been assumed. Therefore water pressures and rock pressures of medium values have been assumed for each of the examples. Beneath each photograph the following are listed:

1. Rock type, RQD.
2. Rock mass quality Q and values of the 6 parameters RQD/ J_n , J_f , J_a , 1/SRP.
3. Numerical and alphabetical coding to the classification descriptions given in Tables 1 to 6. (This coding may be used for concise recording of rock conditions in routine tunnel mapping).

The following points can be noted from the classification of the three granitic rock masses:

1. The positive contribution of irregular, undulating joints ($J_f = 1$) in example 2, gives this rock mass almost the same quality (Q) as example 1, despite the greater number of joint sets.

2. The decomposed granite shown in example 3 has a very low strength. It is probable that at 40m depth, with a rock pressure in the region of 10-15 kg/cm², the material will exhibit some mild squeezing, hence the estimate of SRP = 6.

ESTIMATION OF SUPPORT BASED ON CASE RECORDS

(A) EXCAVATION SUPPORT CHART FOR ANALYSIS OF CASE RECORDS

The method of classifying a rock mass to obtain its quality Q was developed by successive re-analysis of case records, until a consistent relationship was obtained between Q, the excavation in question, and the support actually used. These three variables were inter-related by means of a support chart. The final version of this chart is shown in Figure 2. It was arrived at after several alterations and re-analyses of the case records. The box numbering 1 to 13 is used as a reference to the support case/70%. Support values that are appropriate to each category are listed in Tables 8, 9, 10, and 11.

The left-hand axis of the support chart gives the equivalent dimension (D_e) which is a function both of the size and of the purpose of the excavation. The span or diameter are used as dimensions when analysing roof support, and the height or diameter are used for wall support. The excavation support ratio (ESR) which modifies these dimensions, reflects construction practice in that the degree of safety and support demanded by an excavation is determined by the purpose of the excavation, the presence of machinery, personnel etc.

Table 7. The excavation support ratio (ESR) appropriate to a variety of underground conditions.

Type of excavation	ESR No.
A. Temporary mine openings etc.	ca. 0.57 (2)
B. Vertical shafts, all circular section ca. 2.57 (3)	
(1) rectangular/square section	ca. 2.07 (10)
C. Permanent mine openings, road tunnels for hydro power/clude high pressure penstocks, pilot tunnels, drifts and headings for large excavators etc.	1.6 (8)
D. Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels, etc. (hemispherical caverns)	1.3 (25)
E. Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portals, intersections etc.	1.0 (79)
F. Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories etc.	ca. 0.47 (2)

Estimation of support.....

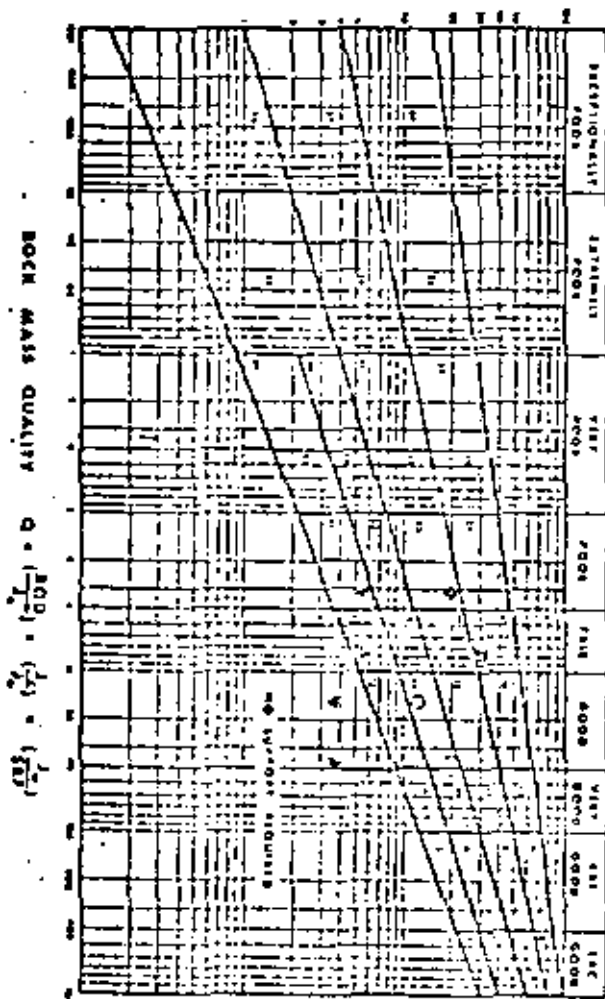
EQUIVALENT DIMENSION: $\frac{\text{SPAN, DIAMETER or HEIGHT (m)}}{100}$ 

Figure 2. Excavation support chart showing the box numbering for 10 categories of support. The plotted points refer to the varied examples given in the appendix.

Machine Rail	Testrace Tunnel	
●	▼	roof (permanent)
▲	▲	walls
○	▼	roof (temporary)
△	▲	walls

The list of ESR values given in Table 7 was developed through trial and error as the most workable solution to the problem of variable support practice. The number of case records relevant to each class of construction are given in brackets. The degree of confidence in these figures will be roughly in proportion to the number of relevant cases, hence the question marks.

More than 200 case records were evaluated, and the relevant values of Q and SPAN/ESR are plotted in Fig. 1. In all, more than 90 of the case records were obtained from Cecil (1970), who visited and mapped a wide variety of excavation conditions in Scandinavia.

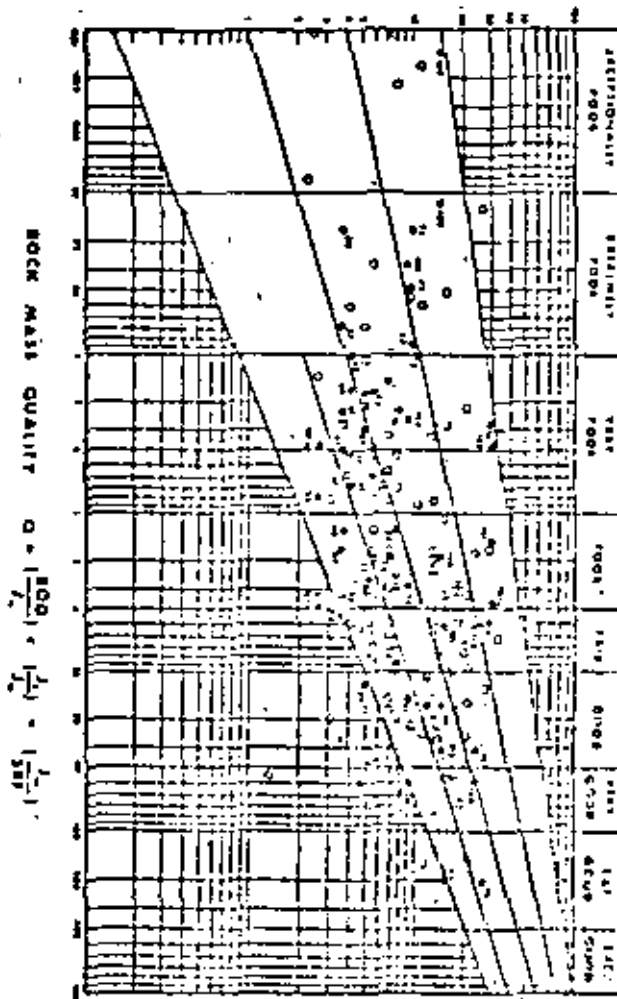
EQUIVALENT DIMENSION: $\frac{\text{SPAN, DIAMETER or HEIGHT (m)}}{100}$ 

Figure 3. Support estimates are based on analysis of more than 200 case records. Numbered points refer to case records that are described in detail by Barton et al. (1974).

10) GENERAL EXCAVATION SUPPORT ESTIMATES

Different engineering practices inevitably lead to variations in methods of support, even for the same quality of rock. The majority of data has been obtained from European case records and in particular to the ninety or so case records from Scandinavia (Cecil, 1970) and to the Norwegian cases known to the author. As a result of this European - Scandinavian bias, and the belief that bolting and shotcrete methods deserve most attention, several well documented case records have been ignored. These include those describing steel rib support methods, free span concrete arch roofs, and pre-cast sectional linings. However, a large number of the several hundred case records that were reviewed could not be included, as some aspect of the rock mass or support was inadequately described.

The general estimates of support for each of the 10 support categories (Figure 2) are given in Tables 9, 10, and 11. They have been tailored to fit the

Estimation of support.....

Largest number of case records possible, that plot within the same support category. (See Figure 1). Exceptionally conservative or (aggressive) unsafe designs are automatically excluded from consideration since it is impossible to accommodate them in a generally applicable support recommendation for a given category.

However, small variations in support methods do occur in each category due to rock mass differences, since a given value of Q is not unique, but a combination of several variables. In order to appreciate the more important variations in support practice, the conditional factors RQD/J_n and J_r/J_a should be evaluated in addition to the overall quality Q . Two excavations having the same rock mass quality Q , may in one case be bolted, and in the other case only shotcreted. The conditional factor $SPAN/ESR$, describing block size will normally separate these two cases. In other examples the conditional factor J_r/J_a , describing inter-block shear strength may play a more important role, and occasionally the value of $SPAN/ESR$ also helps to differentiate support methods.

In cases involving swelling or squeezing rock, the Notes appearing in the right hand column of Tables 8, 9, 10 and 11 are also used to differentiate support requirements (see Notes VIII, IX and XI).

The support recommendations listed in Tables 8, 9, 10 and 11 have been designed in the first instance to give estimates of permanent roof support, since they are based on the roof support methods quoted in the case records. However, Figure 1 and the tables can also be used to estimate the full support, and the temporary support. The suggested methods are given in the appendix, together with recommendations for bolt and anchor lengths, and complete worked examples to illustrate the method.

Key to Support Tables:

- sb = spot bolting
- s = systematic bolting
- (utq) = untensioned, grouted
- (tq) = tensioned, (expanding) shell type for competent rock masses, grouted (post-tensioned in very poor quality rock masses; see Note XI)
- s = shotcrete
- (mr) = mesh reinforced
- clm = chain link mesh
- CCA = cast concrete arch
- (sr) = steel reinforced

Bolt spacings are given in metres (m). Shotcrete, or cast concrete arch thickness is given in centimetres (cm). All bolts are assumed to be 20 mm in diameter.

Table 8. Support Measures for Rock Masses of "Exceptional", "Extremely Good", "Very Good" and "Good" Quality (Q ranges 1000-10)

Support category	Conditional factors			Type of support	Notes
	RQD/J_n	J_r/J_a	$SPAN/ESR$		
1 ^a	-	-	-	sb(utq)	-
2 ^a	-	-	-	sb(utq)	-
3 ^a	-	-	-	sb(utq)	-
4 ^a	-	-	-	sb(utq)	-

5 ^a	-	-	-	sb(utq)	-
6 ^a	-	-	-	sb(utq)	-
7 ^a	-	-	-	sb(utq)	-
8 ^a	-	-	-	sb(utq)	-
9	>20	-	-	sb(utq)	-
	<20	-	-	B(utq) 2.5-3 m	-
10	>10	-	-	B(utq) 2-3 m	-
	<10	-	-	B(utq) 1.5-2 m	-
				+clm	-
11 ^a	>10	-	-	B(tq) 2-3 m	-
	<10	-	-	B(tq) 1.5-2 m	-
				+clm	-
12 ^a	>10	-	-	B(tq) 2-3 m	-
	<10	-	-	B(tq) 1.5-2 m	-
				+clm	-
13	>10	>1.5	-	B(utq) 1.5-2 m	I
	<10	>1.5	-	B(utq) 1.5-2 m	I
	<10	<1.5	-	B(utq) 1.5-2 m	I
				+S 2-3 cm	-
14	>10	-	>15	B(tq) 1.5-2 m	I, II
	<10	-	>15	B(tq) 1.5-2 m	I, II
				+S(m) 5-10 cm	-
				+clm	I, III
15	>10	-	-	B(tq) 1.5-2 m	I, II, IV
	<10	-	-	B(tq) 1.5-2 m	I, II, IV
				+S(m) 5-10 cm	-
16 ^a	>15	-	-	B(tq) 1.5-2 m	I, V, VI
See note XII	>15	-	-	B(tq) 1.5-2 m	I, V, VI
				+S(m) 10-25 cm	-

^aAuthors' estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

Notes: The type of support to be used in categories 1 to 8 will depend on the blasting technique. Smooth wall blasting and thorough barring-down may remove the need for support. Rough-wall blasting may result in the need for single applications of shotcrete, especially where the excavation height is >15 m. Future case records should differentiate categories 1 to 8.

Table 9. Support Measures for Rock Masses of "Fair" and "Poor" quality (Q ranges 10-1).

Support category	Conditional factors			Type of support	Notes
	RQD/J_n	J_r/J_a	$SPAN/ESR$		
17	>10	-	-	sb(utq)	I
	>10	-	-	B(utq) 1-1.5 m	I
	>10	-	-	B(utq) 1-1.5 m	I
	<10	-	>6 m	+S 2-3 cm	-
	<10	-	>6 m	+S 2-3 cm	I
	>5	-	>10 m	B(tq) 1-1.5 m	I, III
				+clm	-
18	>5	-	>10 m	B(utq) 1-1.5 m	I
				+clm	I, III
	>5	-	>10 m	B(utq) 1-1.5 m	I
				+S 2-3 cm	-
				+S 2-3 cm	I

Estimation of support.....

19	-	-	220 m	B(tq) 1-2 m +S(mr) 10-15 cm	I, II, IV
-	-	-	420 m	B(tq) 1-1.5 m +S(mr) 5-10 cm	I, II
20*	-	-	235 m	B(tq) 1-2 m +S(mr) 20-25 cm	I, V, VI
See note XII	-	-	435 m	B(tq) 1-2 m +S(mr) 10-20 cm	I, II, IV
21	>10.5	>0.75	-	B(tq) 1 m +S 2-3 cm S 2.5-5 cm	I
-	>12.5	>0.75	-	B(tq) 1 m	I
-	>10.5	>1.0	-	B(tq) 1 m +S(mr) 10-15 cm	I
22	>10 (430)	>1.0	-	S 2.5-7.5 cm B(tq) 1 m +S(mr) 2.5-5 cm	I
-	<30	>1.0	-	B(tq) 1 m	I
-	>30	-	-	B(tq) 1 m	I
23	-	-	215 m	B(tq) 1-1.5 m +S(mr) 10-15 cm	I, II, IV, VII
-	-	-	<15 m	S(mr) 1-1.5 m +S(mr) 5-10 cm	I
24*	-	-	230 m	B(tq) 1-1.5 m +S(mr) 15-30 cm	I, V, VI
See note XII	-	-	<30 m	B(tq) 1-1.5 m +S(mr) 10-15 cm	I, II, IV

*Authors' estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

Table 10. Support Measures for Rock Masses of "Very poor" Quality (Q range: 1.0-0.1)

Support category	RCQ $\frac{J}{n}$	$\frac{J}{a}$	SPAN ESR	Type of support	Note
	>10	>0.5	-	B(tq) 1 m +mr or c/m	I
25	>10	>0.5	-	B(tq) 1 m +S(mr) 5 cm	I
-	-	>0.5	-	B(tq) 1 m +S(mr) 5 cm	I
26	-	-	-	B(tq) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm B(tq) 1 m +S 2.5-5 cm	VIII, X, XI, IX
27	-	-	212m	B(tq) 1 m +S(mr) 7.5-10cm	I, IX
-	-	-	412m	B(tq) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	I, IX
-	-	-	>12m	CCA 20-40 cm +B(tq) 1 m	VIII, X, XI
-	-	-	<12m	S(mr) 10-20 cm +B(tq) 1 m	VIII, X, XI
28*	-	-	230m	B(tq) 1 m +S(mr) 30-40 cm	I, IV, V, IX
See note XII	-	-	220, <30m	B(tq) 1 m +S(mr) 20-30 cm	I, II, IV, IX
-	-	-	<20m	B(tq) 1 m +S(mr) 15-20 cm CCA(mr) 30-100cm	I, II, IX, IV, VIII, X, XI
29*	>5	>0.75	-	B(tq) 1 m +S 3-3 cm	-
-	65	>0.75	-	B(tq) 1 m +S(mr) 5 cm	-
-	-	60.25	-	B(tq) 1 m +S(mr) 5 cm	-

30	25	-	-	B(tq) 1 m +S 2.5-5 cm S(mr) 5-7.5 cm	IX, VIII, X, XI
-	<5	-	-	B(tq) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	IX, XI
31	14, 21.5	-	-	B(tq) 1 m +S(mr) 5-12.5cm S(mr) 7.5-25 cm	IX, VII, X, XI
-	<1.5	-	-	CCA 20-40 cm +B(tq) 1 m CCA(mr) 30-50 cm	IX, VII, X, XI
32	-	-	220m	B(tq) 1 m +S(mr) 40-60 cm	II, IV, IX
See note XII	-	-	<20m	B(tq) 1 m +S(mr) 20-40 cm	III, IV, IX
-	-	-	-	CCA(mr) 40-120cm +B(tq) 1 m	IV, VIII, X, XI

*Authors' estimates of support. Insufficient case records available for confident prediction of support requirements.

Table 11. Support Measures for Rock Masses of "Extremely Poor" and "Exceptionally Poor" Quality (Q range: 0.1-0.001)

Support category	RCQ $\frac{J}{n}$	$\frac{J}{a}$	SPAN ESR	Type of support	Note
33*	22	-	-	B(tq) 1 m +S(mr) 2.5-5 cm	IX
-	<2	-	-	S(mr) 5-10 cm S(mr) 7.5-15 cm	IX, VIII, X
34	22	20, 25	-	B(tq) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	IX
-	<2	20, 25	-	S(mr) 7.5-15 cm S(mr) 15-25 cm CCA(mr) 20-60 cm +B(tq) 1 m	IX, VII, X, XI
35	-	-	215m	B(tq) 1 m +S(mr) 30-100cm	II, IX
See note XII	-	-	215m	CCA(mr) 60-200cm +B(tq) 1 m	VIII, X, XI, XII
-	-	-	<15m	B(tq) 1 m +S(mr) 27-75 cm	IX, III
-	-	-	<15m	CCA(mr) 40-150cm +B(tq) 1 m	VIII, X, XI, XII
36*	-	-	-	S(mr) 10-20 cm S(mr) 10-20 cm +B(tq) 0.5-1.0m	IX, VII, X, XI
37	-	-	-	S(mr) 20-40 cm S(mr) 20-40 cm +B(tq) 0.5-1.0m	IX, VII, X, XI
38	-	-	210m	CCA(mr) 200-300cm	IX
See note XII	-	-	210m	CCA(mr) 100-300cm +B(tq) 1 m	VIII, X, XI, XII
-	-	-	<10m	S(mr) 30-750 cm	IX
-	-	-	<10m	S(mr) 70-700 cm +B(tq) 1 m	VIII, X, III, XI

*Authors' estimates of support. Insufficient case records available for confident prediction of support requirements.

Estimation of support.....

Supplementary Notes for Support Tables

- I. For cases of heavy rock bursting or "popping", tensioned bolts with enlarged bearing plates often used, with spacing of about 1 m (occasionally down to 0.8 m). Final support when "popping" activity ceases. (Selmer-Olsen, 1970)
- II. Several bolt lengths often used in same excavation, i.e. 3, 5 and 7 m.
- III. Several bolt lengths often used in same excavation, i.e. 2, 3 and 4 m.
- IV. Tensioned cable anchors often used to supplement bolt support pressures. Typical spacing 2-4 m.
- V. Several bolt lengths often used in same excavations, i.e. 4, 8 and 10 m.
- VI. Tensioned cable anchors often used to supplement bolt support pressures. Typical spacing 4-6 m.
- VII. Several of the older generation power stations in this category employ systematic or spot bolting with areas of chain link mesh, and a free span concrete arch roof (25-40 cm) as permanent support.
- VIII. Cases involving swelling, for instance montmorillonite clay (with access of water). Room for expansion behind the support is used in cases of heavy swelling. (See Selmer-Olsen (1970). Drainage measures are used where possible.
- IX. Cases not involving swelling clay or squeezing rock.
- X. Cases involving squeezing rock. Heavy rigid support is generally used as permanent support.
- XI. According to the authors' experience, in cases of swelling or squeezing, the temporary support required before concrete for shotcrete arches are formed may consist of bolting (tensioned shell-expansion type) if the value of QD/J_n is sufficiently high (i.e. >1.5), possibly combined with shotcrete. If the rock mass is very heavily jointed or crushed (i.e. $QD/J_n < 1.5$, for example a "sugar cube" shear zone in quartzite), then the temporary support may consist of up to several applications of shotcrete. Systematic bolting (tensioned) may be added after casting the concrete, but it may not be effective when $QD/J_n < 1.5$, or when a lot of clay is present, unless the bolts are grouted before tensioning. A sufficient length of anchored bolt might also be obtained using quick setting resin anchors in these extremely poor quality rock-masses. Serious occurrences of swelling and/or squeezing rock may require that the concrete arches are cast right up to the face, possibly using a shield as temporary shattering. Temporary support of the working face may also be required in these cases.
- XII. For reasons of safety the multiple drift method will often be needed during excavation and

Supporting of roof arch. Categories 16, 20, 24, 28, 32, 33 (SPAN/ESP > 15 m only).

- XIII. Multiple drift method usually needed during excavation and support of arch, walls and floor in cases of heavy squeezing. Category 38 (SPAN/ESP > 10 m only).

(C) EXAMPLES OF CASE RECORD ANALYSIS AND SUPPORT COMPARISON

Application of the classification-support method is illustrated in Table 12. The three case records and the sketches given in Figure 4 were obtained from Cecil (1972) and illustrate a wide range of conditions and dimensions. The authors' estimates of permanent roof support found in tables 9, 9, 10 and 11 are compared in each case with the support actually used. The classification ratings obtained from Tables 1 to 8 can be checked against descriptions using the code letters listed in Table 10. More detailed worked examples are given in an appendix. These include estimates for wall support and for temporary support.

PRELIMINARY ANALYSIS OF FAILURES

It seems unlikely that conventional safety factors can ever be specified for structures as complex as lined underground excavations in jointed rock. There are too many uncertainties concerning the interacting modes of failure between the support and the surrounding rock mass.

A statistical analysis might at first sight appear to provide a promising approach. Ideally the analysis should incorporate the uncertainties in the input parameters and the uncertainties in the mathematical models of the failure modes. The theoretically optimum design could be determined based on the probabilities of failure in the different modes and on the costs of construction and failure. The end result would be superior to design based on conventional safety factors since paradoxically the designs having the highest safety factors might nevertheless incorporate higher probabilities of failure, as for instance shown by Wong and Murara (1976).

In underground excavation in rock, statistical design of this form is probably a very long way off, as we know almost nothing about the cause and mechanics of failure. Some engineers might object that we do know that shotcrete fails in shear, not compression, and that a rock mass behind the support will usually slide on pre-existing joints, unless retained by bolts. These are indisputable facts, but they help very little in actually forecasting the mathematical analyses for general failure modes in a medium as variable as a rock mass. It is therefore clear we have at present to fall back on a classification method, where the design is based on procedure, and where a good classification method will allow us to extrapolate past designs to different rock masses and to different sizes and types of excavation.

A valid objection to design based on probability is that the general safety margin is virtually unknown. Very few failures occur and thus that it can be so time dependent that it is difficult to be certain whether the "factor of safety" of the failed design

Estimation of support.....

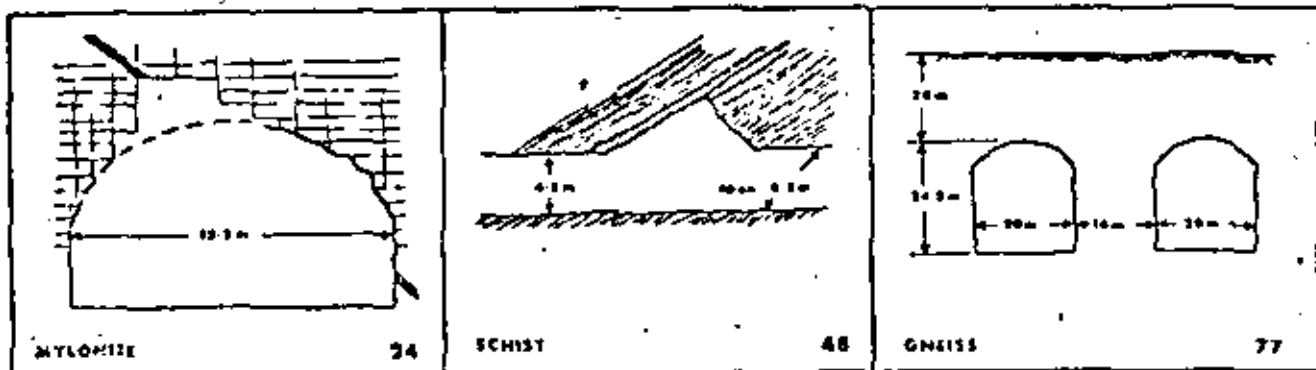


Figure 4. Sketches of three case records described in Table 12, after Cecil (1970).

Table 12. Comparison of support used and support recommended, for three case records described by Cecil (1970).

Case No.	1. DESCRIPTION OF ROCK MASS 2. Nature of instability 3. Purpose of excavation, location, reference	SPAN (m)	Height (m)	Depth (m)	Support used	$\frac{RCD}{J_A}$ (Code: Tables 1 to 6)	$\frac{J_c}{J_A}$	$\frac{J_c}{SRF}$	Q	ESR	$\frac{SPAN}{ESR}$	Estimate of permanent roof support
24	1. 60 m length, including a 1 m wide shear zone in mylonite. Crushed mylonite and non-softening clay seams and joint fillings. Intersecting joint set. 7 joint sets. Plus canals, 5-10 cm spacing. Minor water inflow (<3l/min). RQD = 60 2. Wedge shaped roof fall. 3. Headrace tunnel, Vistas Hydro, M.Sweden (ref. Cecil 1970).	12.5	4.5	60	Rock bolts, wire mesh and shotcrete	60 6	1.0 4	1.0 2.5				Category 22 = 8 l m + (Sint) 2.5-5 cm
48	1. 15 m length, overthrust shear zone in schist, in which there was a 3 cm thick clay (iron sulfating) and graphite seams. Shear zone was 50-100 cm wide and contained smooth, slickensided graphite-coated joint surfaces. 1 joint set, 5-10 cm spacing. Insignificant water inflow. RQD = 10 2. Wedge-shaped roof fall. 3. Tailrace tunnel, Bergvattnet, Hydro, M.Sweden, (ref. Cecil 1970).	6.3	4.5	50	Rock bolts, wire mesh and two shotcrete applications	10 2	1.0 10	1.0 5				Category 11 = 8 l m + (Sint) 5 cm
77	1. 100 m length, massive gneiss, few joints. Planar, rough-surfaced, unaltered joints. 3 m spacing. Insignificant water inflow. RQD = 100 2. Minor overbreak, no falls or slides. 3. Wine and liquor storage rooms. Stockholm (ref. Cecil 1970).	20	24.5	18	50 spot bolts in about 300 m of chamber	100 1.0	5 1.0	1.0 2.5				Category 0.5 = None or so
						$(\frac{1C}{2E})$	$(\frac{3N}{4E})$	$(\frac{5A}{6C})$	1.3	1.6	2.8	
						$(\frac{1A}{2B})$	$(\frac{3N}{4O})$	$(\frac{5A}{6B})$	0.10	1.6	4.1	
						$(\frac{1E}{2A})$	$(\frac{1E}{4B})$	$(\frac{5A}{6A})$	300	1.1	15.4	

Estimation of support.....

Note: Right-hand column "estimate of roof support" is obtained from Tables 8, 9, 10 and 11.

Key: S = shotcrete, B = systematic bolting, SB = spot bolting, CCA = cast concrete arches, MR = mesh reinforcement, SR = steel reinforced, CLM = chain link mesh.

Bolt spacing is given in metres; Shotcrete or concrete thickness is given in centimeters.

was 0.93, or considerably smaller in the long term. However, an attempt has to be made to investigate those case records describing preliminary failure and subsequent re-design that occurred. Care must be taken to recognize the engineering reaction to failure. The re-design could be grossly conservative compared to general practice, or it could be a balanced re-design, depending on the confidence or otherwise of the engineers concerned.

Only six of the two hundred case records that were analysed contained useable descriptions of failure of the support that was first designed. Four of these records of failure unfortunately included no mention of design support pressures and therefore had to be analysed in the following way. The relevant value of SPM/ESR was derived on Figure 2, and the support categories intersected by this line were searched by examining Tables 8, 9, 10 and 11 in order to find the support estimate identical to the one that failed. The corresponding rock mass quality was termed Q_0 and was the initial over-estimated rock mass quality. The real rock mass quality Q obtained from correct classification was considerably lower. The ratio Q_0/Q is a measure of the safety ratio with respect to failure caused by incorrect rock mass classification.

Table 13. Apparent safety ratio when estimating Q .

Case record No.	ESR	Q_0	Q	Safety ratio (Q_0/Q)
18	1.6	0.17	0.0094	40
19	1.6	0.16	0.028	13
45	1.6	2.14	0.60	223
79	1.0	2.4	0.05	280

The two case records of failure that did include details of support pressures were described by Enderby and Wolfe (1963) and by Cording et al. (1972). In both cases the cause of bolt support failure was slabbing due to insufficient rock strength relative to the high in situ rock stresses. Both cavities belong in the power station group with $ESR = 1.0$.

*The ratio of rock compressive strength/major principal stress (σ_1/σ_3) was from 2.1 to 2.5 for Poatina power station, (Enderby and Wolfe, 1963), and 1.5 for the Nevada test cavity (Cording et al., 1972). This places them in the "medium" to "heavy" rock types categories according to Table 6, descriptions I and II. ($SRF = 10$ to 20.)

The 13.7 m span Poatina power station described by the first authors had a design support pressure of 0.7 Kg/cm^2 , which had to be increased locally (round the haunches) to 1.4 Kg/cm^2 by an overlapping 1 m pattern of 1.7 m long bolts. One of the Nevada test site cavities (hemispherical, span ca. 10.5 m) had a design support pressure of 0.35 Kg/cm^2 on the planar wall. The bolts yielded and failed when spaced at 1.8 m (yield pressure = 0.7 Kg/cm^2) and the design pressure was therefore increased locally to 1.4 Kg/cm^2 by an additional 700 bolts of 14.6 m length and 0.9 m spacing.

The two-fold and four-fold increases in support pressures described above (as estimated rock mass quality of 5.3 and 6.4 are equivalent to safety ratios (Q_0/Q) of approximately 5 and 45 respectively). The apparent correlation between support pressure and rock mass quality Q is discussed in the next section.

The safety ratios listed in Table 13 and those discussed above are clearly inadequate for drawing reliable conclusions. One might expect that excavations of the power station variety ($ESR = 1.0$) had inherently larger safety ratios than for instance pilot tunnels ($ESR = 1.6$). However, important excavations are usually more thoroughly investigated than small span tunnels, so the chance of a serious overestimation of Q should be minimal.

In general therefore, large values of safety ratios Q_0/Q are unlikely to be found in case records of important excavations that failed. However, the inherent over-design of important excavations unquestionably does ensure that there is more room for making errors in estimating Q , without actually bringing the inadequate support to failure.

In very approximate terms it would appear that over-estimating Q by a factor of about 5 to 10 (e.g. by failing to anticipate high rock pressure, or by failing to distinguish swelling clay from inactive clay) might perhaps result in failure of the support. Overestimation by a factor of about 10 might cause an even chance of failure. It is to be hoped that others will be able to improve upon these crude conclusions, so that safety can be better evaluated.

EFFECT OF ERRONEOUS EVALUATION OF Q

The problem of failing to anticipate unfavourable rock mass parameters, for example: slickensided joints, swelling clay, high rock pressure, squeezing ground, large water inflows etc. may cause individual errors ranging from factors of 1.5 to 7 up to a maximum of about 20. Two or more large errors out of the six parameters will be virtually certain of causing failure, if both errors are "unfavourable" (causing an overestimate of Q and an underestimate of support). However, there is room for several minor errors, especially since both "unfavourable" and "favourable" judgements of the rock mass may be made, thereby balancing out to some extent. Total errors amounting to a factor of between 2.5 and 4

Estimation of support.....

will be likely to change the support recommendation, since the "width" of most categories is of this order as can be seen from Figure 2. Smaller errors than this will only be reflected in slight adjustments to bolt spacing.

One of the most serious errors of engineering judgement that can be made is failure to anticipate a clay-filled weakness zone. This may have a "snowball error" effect on Q and therefore result in inadequate support, especially if the clay concerned is of the swelling variety. A hypothetical but realistic example is given below to illustrate this situation.

1. Assumed rock mass quality $Q_0 = 70/9 \times 1.5/1 \times 1.0/1.0 = 3.9$ (PWA)
Code to description, Tables 1 to 6 (1C/2F, 2E/4D, 5A/6J)
2. Actual rock mass quality revealed upon excavation $Q = 70/9 \times 1.0/15 \times 2.66/2.5 = 0.019$ (ZXT, PWA)
Code to description, Tables 1 to 6 (1A/2F, 3H/4R, 5B/6C)

According to the limited data of Table 11, a safety ratio (Q_0/Q) equal to 100, as above, will be virtually certain of causing failure in the unlikely event that support is not redesigned. The two Q values can be translated into engineering terms by imagining a water tunnel (ESR = 1.6) with both span and height equal to 6 metres. The two classifications given above lead to the following estimates for

- a) permanent roof support
- b) permanent wall support
- c) temporary roof support
- d) temporary wall support

(The method of estimating b, c and d is given in the Appendix.

1. (a) Category 71 = S15 cm
(b) Category 17 = S, 2-3 cm
(Note: $Q_{\text{wall}} = 3.9 \times 2.5$)
(c) Category 0 = NONE
(d) Category 0 = NONE
(Temporary supports: 1.5 ESR, 5Q)
2. (a) Category 34 = OCA(1r) 35 cm
+B(tg) 1 m
Notes: VIII, XI
(b) Category 34 = OCA(1r) 35 cm
+B(tg) 2 m
Notes: VIII, XI
(Note: $Q_{\text{wall}} = 0.019 \times 1.0$)
(c) Category 10 = S(tg) 1 m
+S(1r) 5 cm
Notes: VIII, XI
(d) Category 10 = S(tg) 1 m
+S(1r) 5 cm
Notes: VIII, XI

The safety ratio of 100 in the above example is by no means the largest that can occur. For instance if the rock mass was essentially crushed in the weakness zone the safety ratio would exceed 200. However, it is a useful illustration of the "snowball error" that can occur through faulty engineering-geological judgement. All six parameters can be altered unfavourably by an unexpected clay zone.

12

In conclusion it should be emphasized that sensitivity analyses of this type can be very informative for the design engineer since there is quite a large store of case records coded in Tables 8, 9, 10 and 11. The economic consequences of pessimistic assumptions of rockmass conditions can be compared with those resulting from exp. cond. conditions, and the consequences of individual parameter errors can be investigated. It may even be of value to investigate the economic consequences of changing the span of an excavation, if such a choice is available in the design.

SUPPORT PRESSURE ESTIMATES

Figure 5 shows an empirical method for estimating the permanent radial support pressure apparently required to stabilize the roof or walls of an excavation the pressure to be expected for a given value of Q is likely to be dependent on the dilational properties of the weakest joint set, which is described by the J_r value. According to the limited number of case records available the range of support pressures to be expected generally lie within the shaded envelope. However, a closer estimate may perhaps be obtained from the following empirical relationships.

$$P_{\text{roof}} = \left(\frac{2.0}{3J_r} \right) J_n^4 (Q)^{1/3} \quad (3)$$

$$P_{\text{wall}} = \left(\frac{2.0}{3J_r} \right) J_n^4 (Q_w)^{1/3} \quad (4)$$

where

- P_{roof} = permanent roof support pressure in kg/cm^2
- P_{wall} = permanent wall support pressure in kg/cm^2
- J_r = joint roughness number
- J_n = joint set number
- Q = rock mass quality
- Q_w = wall factor (= 5, 2.5 or 1.0x Q , see Appendix)

Estimates of support pressure obtained from Figure 5 are identical to those obtained from equation 3 and 4 when there are exactly three joint sets, which is the limiting case for three-dimensional block movement. If there are a greater number of joint sets the support pressure is likely to increase. Equations 3, and 4 are weighted accordingly. (The reasons for ignoring excavation dimensions when estimating support pressures have been discussed fully by Barton et al. (1974b) and will not be repeated here).

It will be found that the support pressure estimates obtained from Figure 5 (or equations 3 and 4) are reasonably consistent with the range of support pressures listed in Tables 8, 9, 10 and 11. However, when the rock mass quality Q is higher than about 100, the estimate of pressure obviously loses its meaning, since excavations are almost certain to be self-supporting, with the exception of occasional blocks that require spot bolting.

The proposed relationship between support pressure and rock mass quality provides a convenient basis for developing classification rules for dynamic as well as static loading of underground excavations. The

Estimation of support.....

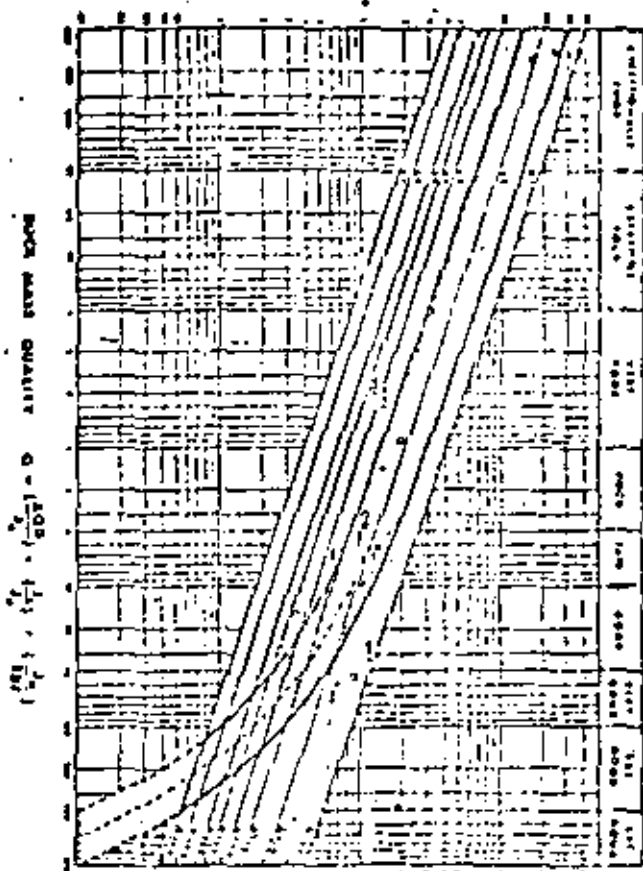
SUPPORT PRESSURE kg/cm^2 

Figure 3. Empirical method for estimating permanent support pressures. Numbered points refer to case records described by Barton et al. (1974a)

dynamic stresses resulting from the passage of seismic waves will presumably exceed the static stresses by some unknown factor. (An increase of up to 20% has been suggested in recent work reported by Glass, 1971 for the case of lined excavations).

An increase in support pressure can be allowed for in the rock mass classification. For example the stress reduction factor SRF (Table 6) could be doubled for the case of dynamic loading. This would reduce Q by 50% and thereby allow for a dynamic/static stress ratio of approximately 1.25. In some cases this would have the effect of changing the support category, and in all cases would lead to reduced bolt spacing.

CONCLUSIONS

1. The method of rock mass classification and support estimation described in this paper can be of great value in the planning stage, when knowledge of the rock mass is limited. Sensitivity analyses of the various parameters can be performed, and cost estimates can probably be given with a little more confidence than hitherto. At a later stage, when

excavation is underway, the rock mass parameters can be updated and the classification method used as a continuous record of rock conditions and a guide to support requirements. Should better methods of support design be available during excavation, then obviously the support recommendations contained in this paper should be overridden. Engineering judgement must be used at all times to prevent the recommendations being followed blindly.

2. Engineers and geologists who are in a position to supply the authors with the necessary classification and support data for projects with which they are familiar could make a valuable contribution, enabling the updating and improvement of the support tables when sufficient new data has been received. This would be especially valuable in categories where the authors' data is sparse or non-existent, and where initial support failed.

APPENDIX

The support recommendations listed in Tables 9, 9, 10, and 11 were derived from the description of permanent roof support given in the numerous case records. The methods of estimating permanent wall support and temporary support that are summarised in this appendix are unlikely to give as reliable an estimate of support as that for permanent roof support. However, in the feasibility and planning stages, estimates of permanent wall support and temporary support also play a part in the cost predictions, so some form of support estimate is required. In the excavation stage of a project the estimates of roof support can continue to serve as a useful guide to actual practice. However, at this stage the less reliable wall support estimate should be critically reviewed. The temporary support will be largely in the competent hands of the engineer in charge at the face.

1. Permanent wall support

An approximate rule of thumb for estimating wall support in medium rock conditions is to use 1.5 times the roof bolt spacing (in metres, half the support pressure) and 2/3 times the thickness of roof concrete. However in difficult rock conditions the wall (and inverse) support may need to be similar to that of the roof arch. Conversely, in very favourable conditions there may be no need for any general wall support. Exceptions to these general assumptions may be encountered in the case of high walls. Special support might be required to stabilise deep-seated wedges.

An empirical method of modifying the roof support estimate is to multiply the rock mass quality Q by a factor which ranges in value from 1 to 5. The resulting wall factor Q_w is used in place of Q for determining wall support from Figure 2 and Tables 9 to 11.

Range of Q	Wall factor Q_w
$Q > 10$	5.0 Q
$0.7 < Q < 10$	2.5 Q
$Q < 0.7$	1.0 Q

The equivalent dimension $2r$ of Figure 2 is evaluated in terms of the total excavation height (or the case of wall support $1.8H_{\text{wall}}/1.5H_{\text{wall}}$). The worked examples given in this appendix illustrate the above method.

Estimation of support.....

2. Temporary support (feasibility and planning only)

The method of modifying the estimates of permanent support to take care of temporary support is to select a support category (max numbers 1 to 18, Figure 2) closer to the "no support" diagonal given in Figure 2. It has been found from trial and error that the following modifications to Q and ESR give reasonable estimates:

- Increase ESR to 1.5x ESR
- Increase Q to $5Q$ (roof arch)
- Increase Q_w to $5Q_w$ (walls)

These factors are applied equally to both roof and walls such that any differences in the permanent roof and wall support will also be in operation for temporary support. Two worked examples given in this appendix illustrate the method.

3. Recommended bolt and anchor lengths

Bolt and anchor lengths for permanent support depend on the dimensions of the excavations. Lengths used in the roof arch are usually related to the span, while lengths used in the walls are usually related to the height of the excavations. The ratio of bolt length to span tends to reduce as the span increases. This trend has been illustrated by Barton et al. (1971). Accordingly, the following recommendations are given as a simple rule of thumb, to be modified as in situ conditions demand.

ROOF:	bolts	$L = 2 + 0.15 B/ESR$
	anchors	$L = 0.40 B/ESR$
WALLS:	bolts	$L = 2 + 0.15 H/ESR$
	anchors	$L = 0.15 H/ESR$

where

- L = length in metres
- B = span in metres
- H = excavation height in metres
- ESR = excavation support ratio

(Bolt lengths used as temporary support will usually be only loosely dependent on excavation dimensions; lengths of between 1.5 and 3.0 metres seem to be used in many types of excavations).

4. WORKED EXAMPLES

Two hypothetical examples are now given to illustrate the various stages of the method outlined in this paper. It is assumed that estimations of permanent and temporary support are required for a machine hall of 20m span, and a tailrace tunnel of 9m span, both to be excavated in the same phyllitic rock mass. It is assumed that the estimates are required for the planning stage of a project. At this stage the following geotechnical information has been produced: surface mapping and bore core analyses, rock stress estimates, rock compression tests.

I. Rock mass classification

Joint set 1.	strongly developed foliation likely to act as fully developed joint set	
	smooth, planar	($J_r = 1.0$)
	chlorite coatings	($J_a = 4.0$)
	ca. 15 joints / m	
Joint set 2.	smooth, undulating	($J_r = 2$)
	slightly altered walls	($J_a = 2$)

ca. 3 joints / m

$$J_v = 15 + 5 = 20 \quad RQD = 50 \quad (\text{Eqn. 2})$$

$$J_b = 4$$

most unfavourable $J_r/J_a = 1/4$

Minor water inflows: $J_w = 1.0$
Unconfined compression strength of phyllite
(σ_c) = 400 kg/cm²

Major principal stress (σ_1) = 30 kg/cm²
Minor principal stress (σ_3) = 10 kg/cm²

(these are the virgin stress levels)

$$(\sigma_1/\sigma_3) = 3$$

$$\sigma_c/\sigma_1 = 13.3 \quad (\text{medium stress}) \quad SRP = 1.0$$

$$Q = 50/4 \times 1/4 \times 1/1 \times 3.1 = 3.1 \quad (\text{poor}) \quad (\text{Eqn. 1})$$

II. Estimates for 20m span machine hall

(i) permanent support

type of excavation: machine hall $B = 20m$ $H = 10m$
(ESR = 1.0) B/ESR=20, H/ESR=30

(a) ROOF $Q = 3.1$: category 22 (Fig.2)

$$\text{Table 9: } B(\text{tg}) 1.4m \quad (\text{Notes II, IV, VII.})$$

$$+ 5(\text{mr}) 15ca$$

(b) WALLS $Q_w = 3.1 \times 2.5$: category 20 (Fig.2)

$$\text{Table 9: } B(\text{tg}) 1.7m \quad (\text{Notes II, IV.})$$

$$+ 5(\text{mr}) 10ca$$

mean length of bolts and anchors:

(a) roof bolts	5.0m
anchors	8.0m
(b) walls bolts	6.5m
anchors	10.5m

(ii) temporary support

$$B/1.5KESR = 11.1, \quad H/1.5KESR = 20$$

(a) ROOF $Q^* = 3.1 \times 5$: category 14 (Fig.2)

$$\text{Table 8: } B(\text{utg}) 1.6m \quad (\text{Notes I, III.})$$

$$+ c1m$$

(b) WALLS $Q_w^* = (3.1 \times 2.5) \times 5$: category 14 (Fig.2)

$$\text{Table 8: } B(\text{utg}) 2.0m \quad (\text{Notes I, III.})$$

III. Estimates for 9m span tailrace tunnel

(i) permanent support

type of excavation: tailrace tunnel $B = 9m$ $H = 9m$
(ESR = 1.6) B/ESR = 5.6, H/ESR = 5.6

(a) ROOF $Q = 3.1$: category 21 (Fig.2)

$$\text{Table 9: } B(\text{utg}) 1.0m \quad (\text{Notes I.})$$

$$+ 5 \text{ 2-3ca}$$

(b) WALLS $Q_w = 3.1 \times 2.5$: category 17 (Fig.2)

$$\text{Table 9: } B(\text{utg}) 1.4m \quad (\text{Notes I.})$$

mean length of bolts:

(a) roof	2.9m
(b) walls	3.5m

(ii) temporary support

(a) ROOF $Q^* = 3.1 \times 5$: category 0 (no support)

Estimation of support.....

- (b) WALLS $Q_u = (3.14 \times 3) \times 5 \times \text{category } Q$
 = (no support)

5. COMMENTARY

The numbered support categories given in Figure 2 are shaped like parallelepipeds and have "widths" in units of Q (i.e. 0.01 - 0.1, 4 - 10 etc.) and "vertical" dimensions in units of SPAN/ESR. For example, category 2) has the following "dimensions": $Q = 1-4$, SPAN/ESR = 6-24.

1. When the estimated support listed in Tables 8 to 11 advises a range of bolt spacings i.e. 1-1.5m or 1-2 meters, the specific value to be chosen (and it will only be approximate) will depend on the value of Q relative to the given range for that category. Considering the worked example (III): $Q = 3.1$, range for category 2) = 1 - 4. Hence the choice of Bolt spacing 1.4m from the range 1.0-1.5m. The higher the rock mass quality the wider the bolt spacing. The value of SPAN/ESR need not influence this choice.
2. The choice of shotcrete thickness or cast concrete arch thickness from an estimated range (i.e. 5cm) 10-15cm will depend on the value of SPAN/ESR relative to the given range for that category. Considering the worked example (III): SPAN/ESR = 20, range of SPAN/ESR for category 2) = 6-24. Hence the choice of 5cm or 15cm (general) from the range 5cm or 10-15cm. The larger the value of SPAN/ESR the thicker the shotcrete or concrete.
3. The lengths of bolts and anchors obtained from Appendix 3 should be coordinated with the recommendations given under Notes II or III. Thus for the roof, variable (intermediate) bolt lengths of 3, 5, and 7m appear reasonable, while for the walls 5, 6.5 and 8m might be more appropriate. The recommendation for using long tensioned cable anchors (Note IV) is based on current practice in most excavations of more than 15 to 20m span. The efficiency of long anchors spaced as widely as 4 to 6m (Note VI) is perhaps open to question as a general method of excavation support.
4. The relevant category for wall support is found by plotting the equivalent dimension HEIGHT/ESR versus Q_u in Figure 2, instead of SPAN/ESR versus Q . However, the conditional factor SPAN/ESR that is occasionally listed in Tables 8 to 11 is still used to differentiate between possible wall support alternatives, assuming that the other two conditional factors ($10Q/D_u$ and J_1/J_2) are inapplicable.
5. The approximate estimate of temporary support is obtained by plotting SPAN/ESR versus Q for roofs, and HEIGHT/ESR versus Q_u for walls. The conditional factor is SPAN/ESR for temporary roof and wall support, assuming that the other two conditional factors are inapplicable.

Some engineers may prefer to modify the estimates of permanent roof support themselves, to obtain wall support and temporary support estimates. Instead of following the worked example and notes 4 and 5 above. In all cases engineering judgement should be used so that the estimates of support are not applied blindly.

For example, it is possible to point out at least one exception to the general rule that temporary support need have only limited capacity compared to permanent support. In rock bursting situations the temporary bolting should have at least equal capacity to that of the permanent bolting. The case of Sieso power station

that was described by Selmer-Olsen (1970) is a useful example.

ACKNOWLEDGEMENTS

Two publications have been especially valuable in the development of this method of estimating support for underground excavations. The detailed descriptions of rock conditions in some Scandinavian tunnelling projects given by Cecil (1970) provided a store of data for testing the classification method. The review article by Cording, Hudson and Coore (1972) was another valuable source from the University of Illinois. Finally the authors would like to thank their colleagues at MIF. In particular Leare Krog, for constructive discussions.

REFERENCES

- BARTON, N., P. LIEN and J. LUNDE, 1974a, Analysis of rock mass quality and support practice in tunnelling, and a guide for estimating support requirements. *Int. Inform. Report 54206*, 74pp.
- BARTON, N., P. LIEN and J. LUNDE, 1974b, Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics, Springer Verlag, Vienna* Vol. 6/4, pp. 189-216.
- BENSON, R. P., R. J. CONLON, A. R. HERRITT, P. J. OLL-COENR, and D. U. DEEPL, 1971, Rock mechanics at Churnell Falls. *ASCE, Symposium on Underground Rock Chambers, Phoenix, Arizona, Proceedings*, pp. 407-486.
- BROWN, G. L., E. D. MORGAN, and J. S. DODD, 1971, Rock stabilization at Murray Point power plant. *ASCE, Proc. Vol. 97, No. SM 1*, pp. 119-132.
- CECIL, D. S., 1970, Correlations of rock bolt - shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. *Ph.D. Thesis, University of Illinois Urbana*, pp. 414.
- CORDING, T. J., A. J. HENDON, and D. U. DEEPL, 1972, Rock engineering for underground caverns. *ASCE, Symposium on Underground Rock Chambers, Phoenix, Arizona, pp. 487-600*.
- DEEPL, D. U., 1963, Technical description of rock cores for engineering purposes. *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Vol. 1, No. 1, pp. 16-22.
- ENDERBEE, L. A., and E. O. HOFID, 1961, Civil engineering design and studies in rock mechanics for Postline power station, Tasmania. *The Journal of the Institution of Engineers, Australia*, Vol. 35, Sept. pp. 187-206.
- GLASS, C. R., 1973, Seismic considerations in siting large underground openings in rock. *Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley*, pp. 1-137.
- HOGG, K. and R. P. HURZKA, 1974, Probabilistic analysis and design of a retaining wall. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. GT3* Proc., Paper 10436, March, pp. 347-369.
- PALMISTO, A., 1973, Karakterisering av uppsättningssgrad og fjällmassers kvalitet. *Internal Report, Ing. A. B. Bergh A/S, Oslo*, pp. 1-26.
- SELMER-OLSEN, R., 1970, Experiences with using bolts and shotcrete in areas with rock bursting phenomena. *International Symposium on Large Permanent Underground Openings, Oslo, 1970, Proceedings*, pp. 275-278.

GEOMECHANICS CLASSIFICATION OF ROCK MASSES AND ITS APPLICATION IN TUNNELING
CLASSIFICATION GÉOMÉCANIQUE DES MASSES ROCHUEUSES ET SON APPLICATION POUR LE PERCEMENT DES TUNNELS
GEOMECHANISCHE GEBIRGSKLASSIFIZIERUNG UND IHRE ANWENDUNG IM TUNNELBAU

Z.T. BIENIAWSKI

Head of Geomechanics Division
 Council for Scientific and Industrial Research
 Pretoria, South Africa

SUMMARY. An engineering classification of jointed rock masses, termed the Geomechanics Classification, is proposed. It is based on six parameters: the uniaxial compressive strength of the rock material, drill core quality RQD, spacing, orientation and condition of joints, and ground water inflow. Importance ratings are allocated to each parameter and total ratings for rock mass classes are specified. The meaning of each rock mass class is given in terms of an unsupported span and its stand-up time. The potential of the Geomechanics Classification is demonstrated by applying it to a selection of primary support for tunnels in rock.

RESUME. Une classification pour l'ingénieur, des masses de roches fracturées, appelée Classification Géomécanique, est proposée. Elle dépend de six paramètres: La résistance à la compression simple, la qualité des carottes de sondage obtenues (valeur RQD), espacement, orientation et état des fissures, et les venues d'eau souterraines. On définit des valeurs relatives pour chaque paramètre et des valeurs totales pour la classe rocheuse. La signification de chaque classification rocheuse est donnée en termes de portée non supportée et de son temps de stabilité. En l'appliquant on montre le potentiel de la Classification Géomécanique pour déterminer le soutènement primaire en tunnels, creusés en matière rocheuse.

ZUSAMMENFASSUNG. Eine für den Ingenieur bestimmte Klassifizierung für Kluftmass Gebirge, geomechanische Gebirgsklassifizierung genannt, wird vorgeschlagen. Sie gründet sich auf sechs Parameter: Die einachsige Gesteinsdruckfestigkeit, die Qualität der gewonnenen Bohrkerns (RQD-Wert), den Kluftabstand, die Kluftstellung und den Zustand der Klüfte, sowie auf den Grundwasserzufluss. Jeder Parameter wird nach seiner relativen Wichtigkeit bewertet und die Gesamtbewertung des Gebirges wird definiert. Die Bedeutung der einzelnen Gebirgsklassen ist in den Begriffen der Stützweite und der Standzeit ausgedrückt. Die Möglichkeiten der geomechanischen Gebirgsklassifizierung werden beschrieben, um sie zur Festimmung von Stützmassnahmen (Aussegewölbe) von Tunnels in Fels heranziehen zu können.

INTRODUCTION

Practical experience still plays today a major part in the design and construction of structures built in rock. The reason for this situation is that although rock mechanics has made such progress, particularly in the last ten years, there is still a lack of understanding of many phenomena associated with this field. Due to the highly complex nature of rock masses, it is not surprising that the relationships governing their behaviour are not yet fully established.

With reference to tunnelling, the present state of the art was best summarized by a statement made at the First North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference (Wickham, et al, 1972):

"Predicting support requirements for tunnels has, for many years, been based on observation, experience and personal judgment of those involved in tunnel construction. Fearing an unforeseen breakthrough in geophysical techniques for making tunnel site investigations, the prediction of support requirements for future tunnels will require the same approach."

Under such conditions, an assessment of rock masses based on a classification system is believed to be of great value if it can be related to the solution of specific engineering problems.

It is the purpose of this paper to introduce a rock mass classification which can estimate the necessary support measures needed in tunnel construction.

CLASSIFICATION AND TUNNELING

A classification system for rock masses is essential to ensure understanding and communication among those concerned with a given tunnelling project, such as the Owner, the Engineer, the Contractor, the rock mechanics engineer and the engineering geologist. A classification system is also important in designing the route and tunnel cross-sections, drawing up preliminary cost estimates, determining the construction time, tendering, choosing the methods of excavation and primary support and evaluating experiences obtained during construction.

In general, a rock mass classification has the following purposes in a tunnelling application:

1. To divide a particular rock mass into groups of similar behaviour;
2. To provide a basis for understanding the characteristics of each group;
3. To yield quantitative data for the design of tunnel support;
4. To provide a common basis for communication.

17

These aims should be fulfilled by ensuring that a classification system has the following attributes:

- (a) is simple, easily remembered and understandable;
- (b) each term is clear and the terminology used is widely acceptable;
- (c) only the most significant properties of rock masses are included;
- (d) is based on measurable parameters which can be determined by relevant tests quickly and cheaply in the field;
- (e) it is based on a rating system which can weigh the relative importance of classification parameters;
- (f) is general enough so that the same rock will possess the same classification, regardless how it is being used (e.g. for tunnel roof stability as well as for excavation purposes).

The need for a suitable classification in the field of rock mechanics has long been recognized and, in fact, numerous proposals have been made. Nevertheless, although some of the existing classifications have a considerable potential none is fully satisfactory in terms of the above pre-requisites.

For example, many classifications are based on rock material characteristics only and are not functional enough. Others have disadvantages of a different type. The Terzaghi classification (1946) while dominant in the USA for many years and excellent for the purpose for which it was evolved, is basically applicable to tunnels with steel supports and is not suitable for modern tunnelling methods using shotcrete and rockbolts. It provides no quantitative information on the properties of rock masses. The Lauffer classification (1958) was a considerable step forward in the art of tunnelling since it introduced the concept of an active unsupported rock span and the corresponding stand-up time, both of which are very relevant parameters for determination of the type and amount of primary support in tunnels. The disadvantage of this classification is that these two parameters are difficult to establish and much is demanded of practical experience. The Coore classification (1970) relating the rock quality designation (RQD) to tunnel support is simple and practical but the RQD method disregards the influence of joint orientations, continuity and gouge materials which are of great importance in many cases.

STRUCTURAL REGIONS IN ROCK MASSES

A rock mass (also referred to as the "rock system" or the "rock body") consists of blocks of rock material (also referred to as "the intact rock element") which are separated by various types of discontinuities such as joints, faults, bedding planes, etc. In considering a classification of such a heterogeneous and anisotropic assemblage, it is necessary and convenient to distinguish a number of structural regions in a rock mass, each region having certain uniform features

and similar characteristics. Although rock masses are discontinuous in nature, they may nevertheless be uniform in regions where, for example, the type of rock or the joint spacings are the same throughout the structural region. For such a region only one type of support will be needed and it will not be economical to change it until the rock mass conditions change distinctly, i.e. a new structural region can be distinguished. Generally, the boundaries of structural regions, to be determined by an engineering geologist, coincide with major geological features such as faults, dykes, shear zones, etc.

Once structural regions have been defined, a rock mass classification should be applied to each region.

PARAMETERS FOR CLASSIFICATION

Much of the problem in proposing a classification system is to select a set of parameters of greatest significance. It is believed that there is no single parameter or index which can fully and quantitatively describe a jointed rock mass for tunnelling purposes. Various factors have different significance and only if taken together can they describe satisfactorily a rock mass. Although the significance of some factors may be different in different cases, e.g. in roof stability and in blastability or drillability, certain parameters are related to one another and can be used in different applications.

A detailed study of this problem (Bieniawski, 1973) revealed that, for practical applications, the following six parameters are most significant in the behaviour of rock masses:

1. Uniaxial compressive strength of rock material;
2. Drill core quality RQD;
3. Spacing of joints;
4. Orientation of joints;
5. Condition of joints;
6. Ground water inflow.

All of these classification parameters can be measured in the field and they can also be grouped in accordance with already widely accepted divisions.

The uniaxial compressive strength of intact rock material is included for a number of reasons. If the discontinuities are widely spaced and the rock material is weak, the rock material properties will influence the behaviour of the rock mass. Under the same confining pressure, the strength of rock material constitutes the highest strength limit of the rock mass. The rock material is important if the joints are not continuous or if the use of tunnelling machines is contemplated. Finally, a sample of the rock material represents sometimes a small scale model of the rock mass since they have both been subjected to the same geological processes.

The determination of the uniaxial compressive strength of rock materials is a simple process for which standard techniques are available. Since, however, usual laboratory tests require careful specimen preparation and elaborate testing apparatus, it is recommended that the strength of rock materials be determined in the field from the point-load strength index. This involves testing on site of unprepared rock cores using simple portable equipment. Figure 1 shows that in this test a piece of drill core fails as a result of fracture across its diameter. The

point-load strength index is calculated as the ratio of the applied load to the square of core diameter. The results given in Figure 1 show that a close correlation exists between the uniaxial compressive strength and the point-load strength index, Table 1. Lists the corresponding strength ranges for strength classification of rock materials, after Deere modified to SI units. Note that $\sigma_c = 1 \text{ MPa}$ is considered as the lowest strength limit for rock materials.

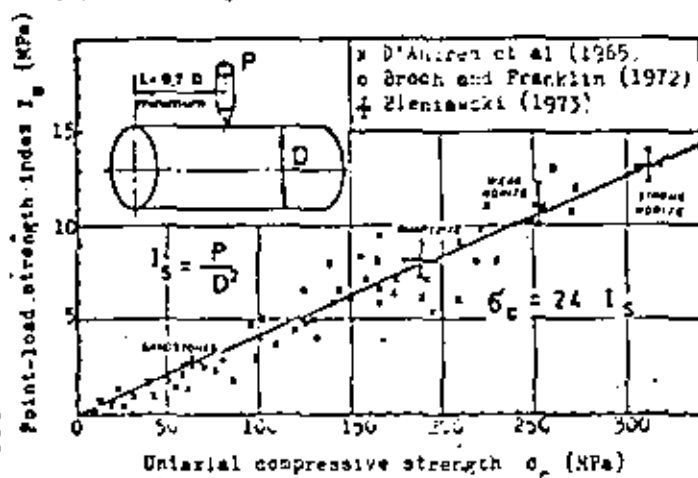


Fig. 1 Relationship between index I_p and strength σ_c for RX core (54 mm diameter).

TABLE 1 : STRENGTH CLASSIFICATION FOR ROCK MATERIALS

Description	Uniaxial compressive strength, MPa	Point-load strength index, MPa
Very high strength	> 200	> 8
High strength	100 - 200	4 - 8
Medium strength	50 - 100	2 - 4
Low strength	25 - 50	1 - 2
Very low strength	1 - 25	< 1

Rock quality designation (RQD) is a measure of drill core quality as obtained from boreholes but it is a more general measure than fracture frequency since it is based indirectly on both the degree of fracturing and the amount of weathering in the rock mass. The RQD is a quantitative index based on a modified core recovery procedure which incorporates only those pieces of hard, sound core which are 100 mm or greater in length. Shorter lengths of core are ignored as they are considered to be due to close shearing, jointing or weathering in the rock mass.

Since only hard, sound core is included in RQD determination, this means that rock core which is highly weathered receives zero RQD. For this purpose "highly weathered rock" means that weathering extends throughout the rock mass. The rock material is partly friable, has no lustre and all material except quartz is discoloured or stained. Highly weathered rock can be excavated with a geologist's pick.

For RQD determination, the core should be at least 50 mm in diameter and double tube N size core barrels (75 mm O.D.) with non-rotating inner barrels are recommended.

With the aid of RQD it is not normally possible to assess the spacing of joints from a single set of borehole cores. The RQD also disregards the influence of joint tightness, orientation, continuity and gouge material. Consequently while it needs an essential parameter (it was found useful by Deere et al. 1970, in classifying rock masses for selection of temporary tunnel support systems) it is not the only parameter for the full description of a rock mass.

Spacing and orientations of joints are of paramount importance for the stability of structures in jointed rock masses. The presence of joints reduces the strength of a rock mass and the joint spacing as well as their dip and strike govern the degree of such reduction. For example, a rock material with a high strength but intensely jointed will yield a weak rock mass. The data on spacing of joints must be obtained from a joint survey, for each joint set, and not from borehole logs. Table 2 gives the generally accepted joint spacing divisions, after Deere. It should be noted that in a rock mass there is usually more than one set of joints. Thus, in Table 1 the term "blocky" applies to the case of three joint sets, while for two joint sets the term "columnar" is suggested and in the case of one set of joints the term "tabular" may be suitable.

The term joint means all discontinuities which may be technically joints, faults, bedding planes or other surfaces of weakness. The spacing of joints means the mean distance apart of the planes of weakness in the rock mass in the direction perpendicular to the joint planes.

TABLE 2 : CLASSIFICATION OF JOINTS BASED ON SPACING

Description	Spacing of joints	Rock mass designation
Very wide	> 3 m	Solid
Wide	1 - 3 m	
Moderately close	0.3 - 1 m	Blocky/ceamy
Close	50 - 300 mm	Fractured
Very close	< 50 mm	Crushed

Condition of joints includes separation of joints (distance between joint surfaces), continuity and roughness of joints as well as gouge material. Tight joints with rough surfaces and no gouge have a high strength. On the other hand, open continuous joints will facilitate unrestricted inflow of ground water. The continuity of joints influences the extent to which the rock material and the joints separately affect the behaviour of the rock mass. A joint is continuous if its length is greater than the diameter of the tunnel. A joint may be continuous with or without containing any gouge, i.e. the material occurring on the joint surfaces. If gouge is present its type, thickness, consistency and continuity should be described.

Ground water is known to have an important effect on the behaviour of jointed rock masses. In the case of tunnels, the rate of inflow of ground water in litres per minute was shown to be the governing factor (Wickham, et al. 1972). This can be established in exploration shafts, pilot headings or in the actual tunnels under construction.

The classification parameters discussed above are to be provided by the engineering geologist from his measurements obtained in the field. The complete set of data is needed for each structural region as encountered along the tunnel route. While the data required are the minimum needed for an initial design of a tunnel, the geologist should supply any additional information which he considers useful and relevant.

THE GEOMECHANICS CLASSIFICATION

A rock mass classification, incorporating the parameters discussed above and termed the Geomechanics Classification, is proposed in Table 3. This classification satisfies the requirements stated earlier and combines the best features of existing classifications.

TABLE 3 : GEOMECHANICS CLASSIFICATION OF ROCK MASSES

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

1	Uniaxial compressive strength of intact rock	> 200 MPa	100 - 200 MPa	50 - 100 MPa	25 - 90 MPa	< 25 MPa
	Rating	10	5	2	1	0
2	Drill core quality RQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25% or highly weathered
	Rating	20	17	14	8	3
3	Spacing of joints	> 3 m	1 - 3 m	0.3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 mm
	Rating	30	25	20	10	5
4	Strike and dip orientations of joints	Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
	Rating	15	13	10	6	3
5	Condition of joints	Very tight: separation < 0.1 mm Not continuous	Tight: < 1 mm and continuous No gouge	Open: 1 - 5 mm Continuous Gouge < 5 mm	Open > 5 mm Continuous Gouge > 5 mm	
	Rating	15	10	5	0	
6	Ground water inflow (per 10 m of tunnel length)	None	< 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres/min	
	Rating	10	8	5	2	

B. ROCK MASS CLASSES AND THEIR RATINGS

Class No.	I	II	III	IV	V
Description of class	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock
Total rating	100 - 90	90 - 70	70 - 50	50 - 25	< 25

C. MEANING OF ROCK MASS CLASSES IN TUNNELLING

Class No.	I	II	III	IV	V
Unsupported span	5 m	4 m	3 m	1.5 m	0.5 m
Average stand-up time	10 years	6 months	1 week	5 hours	10 minutes

A number of observations should be made with respect to Table 3. It will be noted that rock parameters and rock masses are grouped into five classes. This is considered sufficient to provide for meaningful discrimination in all the parameters. More classes could be difficult to work with while fewer classes may not offer sufficiently clear distinctions.

In applying various parameters to a rock mass classification, it is necessary to note that different parameters are not equally important for the overall classification of a rock mass. Accordingly, importance ratings are also given in Table 3 for each parameter and its subdivisions. These ratings are partly derived from a study by Wickham et al, 1972. Two points should be noted in connection with these ratings.

Firstly, the ratings given for joint spacings apply to rock masses having three sets of joints. Thus, if only one or two sets of joints are present, a conservative assessment is obtained. Secondly, some difficulties may be experienced in deciding whether strike and dip orientations are favourable or not in a given tunnel. For this purpose, reference should be made to Table 4 which is based on a detailed study (Nicksan, et al, 1972) of this aspect.

TABLE 4 : THE EFFECT OF JOINT STRIKE AND DIP ORIENTATIONS IN TUNNELLING

Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis	
Drive with dip		Drive against dip		Dip	
Dip	Dip	Dip	Dip	Dip	Dip
45°-90°	20°-45°	45°-90°	20°-45°	45°-90°	20°-45°
Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable	Fair
Dip 0° - 20° : Unfavourable, irrespective of strike					

Once the importance ratings of the classification parameters are established, the ratings for all the individual parameters are added giving the total rating for the rock mass, i.e. its structural region under consideration. Note that the higher the total rating, the better the rock mass conditions.

Section B of Table 3 gives the total ratings for the five rock mass classes together with their descriptions.

As explained earlier, any rock mass classification must be related to specific engineering problems and hence the Geomechanical Classification should also have a practical meaning for tunnel design and construction.

The meaning of each rock mass class for tunnelling purposes is given in Section C of Table 5. This is done by specifying for each rock mass class an active unsupported span and the stand-up time that this span takes to failure. An active unsupported span is the width of the tunnel or the distance from support to the face if this is less than the width of the tunnel. This idea was first provided by Lauffer in 1958 but his original classification has since been modified many times. In the case of the Geomechanical Classification, the full relationship between the unsupported span and the stand-up time is given in Figure 2 while Section C of Table 3 gives the average data. It must be emphasized that since Figure 2 is derived from practical experience, some provision should be made to check on this relationship in the exploration test adits or, as will be discussed later, during the tunnel construction.

It will be seen from Figure 2 that a span of 2 m will stand unsupported for over one month in a rock of Class III ("fair rock") but only for a few days in a rock mass of Class IV ("poor rock"). Longer stand-up time in these rock mass classes can only be achieved once suitable support measures are introduced.

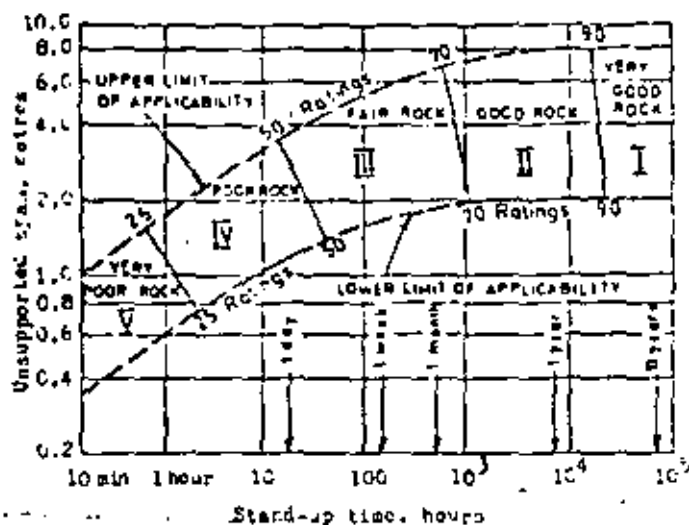


Fig. 2 Geomechanics classification for tunnelling. (Modified after Lauffer, 1958)

These measures will constitute the primary support (otherwise known as the temporary support) and they will aim at ensuring tunnel stability until the secondary support (or the permanent support, e.g. the concrete lining) is installed. They depend on such factors as the depth below surface (field stresses), tunnel size and shape and methods of excavation.

The primary support measures are given in Table 5 for shallow tunnels 6 m to 12 m in diameter driven by drilling and blasting. Three alternative methods of support are presented. This table, again compiled from experience, represents the modern technological practice in Europe, the U.S.A. and South Africa.

It should be emphasized that although the support measures listed in Table 5 are given for primary (temporary) support they will probably be able to carry all the load ever acting on the tunnel. After all, modern supports do not deteriorate easily and the traditional concept of the temporary or permanent support is losing its meaning.

As a consequence, the tunnels are overdesigned since the primary support is probably too strong. However, since our knowledge of tunnel engineering is far from complete, a radical departure from the customary methods of design may not be justified.

A solution to this problem is to conduct certain field measurements in the tunnel during its construction. This is also desirable since the information provided in Figure 2 and in Table 5 is based on experience which may not necessarily be fully applicable to all tunnels. Hence, on the basis of appropriate field measurements, the initial design may be adjusted during construction to conform with the behaviour of the rock mass. The measurements can also indicate to which extent the thickness of the final lining may be reduced. The most common field measurements are: precise levelling, convergence measurements across the tunnel cross-sections, borehole extensometer measurements around the tunnel circumference and pressure measurements in the lining and at the rock/concrete interface.

TABLE 5 : GUIDE FOR SELECTION OF PRIMARY SUPPORT IN 5 m TO 12 m DIAMETER TUNNELS AT SHALLOW DEPTH

Rock mass class	Alternative support systems for drilling and blasting construction		
	Mainly ROCKBOLTS	Mainly SHOTCRETE	Mainly STEEL SETS
I	GENERALLY NO SUPPORT IS REQUIRED		
II	Rockbolts spaced 1.5 to 2.0 m plus occasional wire mesh in crown	Shotcrete 50 mm in crown	Uneconomic
III	Rockbolts spaced 1.0 to 1.5 m plus wire mesh and 30 mm shotcrete in crown where required	Shotcrete 100 mm in crown and 50 mm in sides plus occasional wire mesh and rockbolts where required	Light sets spaced 1.5 m to 2 m
IV	Rockbolts spaced 0.5 to 1.0 m plus wire mesh and 30 - 50 mm shotcrete in crown and sides	Shotcrete 150 mm in crown and 100 mm in sides plus wire mesh and rockbolts, 3 m long, spaced 1.5 m	Medium sets spaced 0.7 m to 1.5 m plus 50 mm shotcrete in crown
V	Not recommended	Shotcrete 200 mm in crown and 150 mm in sides plus wire mesh, rockbolts and light steel sets. Close invert.	Heavy sets spaced 0.7 m with lagging. Shotcrete 75 mm as soon as possible.

* Resin bonded bolts 20 mm diameter, length $\frac{1}{2}$ tunnel width.

A CASE STUDY

Recently, a certain unsupported section of a road tunnel in South Africa collapsed providing information on the unsupported span and the stand-up time. It was decided to cross-check the Geomechanics Classification with this information.

The tunnel in question involved a heading, about 5 m in width and the same in height, being driven in slightly weathered quartzite. This heading was unsupported and its roof fell down over the full span after 5 months. The heading constituted one structural region in the tunnel for which the following input data were determined (where applicable the average ratings are given with individual values in brackets):

Parameter	Value	Rating
Uniaxial compressive strength	153 MPa	5
Core quality RQD	90 - 94%	20
Spacing of joints	Set 1: 0.3 - 1 m	(20)
	Set 2: 0.3 - 0.6 m	(20) 22
	Set 3: 2 m	(25)
Orientations of joints	Set 1: Horizontal	(6)
	Set 2: Vertical; parallel to tunnel axis	(3) 8
	Set 3: Vertical; perpendicular to tunnel axis	(15)
Condition of joints	Separation < 1 mm Continuous joints	10
Ground water inflow	None	10
	TOTAL	75

From Table 5, a rating of 75 classifies this rock mass as "good rock". This rating falls in the first quarter of Class II which ranges from 70 to 90. From Figure 2, the expected stand-up time is determined for rating 75 and an unsupported span of 5 m (the width of the pilot tunnel). This leads to the stand-up time of about 1600 hours (67 days). In the actual case the rock stood unsupported for 5 months which indicates the conservative nature of the Geomechanics Classification. From Table 5, the pilot tunnel in question should have been supported (within two months) with 2.5 m long rockbolts, spaced at 1.5 m with occasional wire mesh placed in the crown to prevent isolated rockfalls.

--00--

The Geomechanics Classification has been successfully applied for some time for classification of rock masses in civil engineering and in mining situations. It was found that geologists had no difficulties in determining the input parameters needed for this classification and that if a few engineers classified independently they would arrive at the same classification of a given rock mass.

REFERENCES

- Bieniaszki, Z.T. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans. S. Afr. Instn Civil Engrs.*, 1973, in press.
- Deere, D.U., Peck, R.B., Parker, R.W. and Kondeas, J.E. Design of tunnel support systems. *Highway Research Record*, No. 339, 1970, pp. 26-33.
- Lauffer, H. Gefirgeklassifizierung für den Stollenbau. *Geologie und Bauwesen*, vol. 24, 1958, pp. 46-51.
- Tetsuichi, K. Rock defects and loads on tunnel supports. *Rock Tunneling with Steel Supports*, eds. Froctor and White, Commercial Shearing Co., Youngstown, 1946, pp. 15-99.
- Wickham, G.E., Tiedeman, H.R. and Skinner, E.H. Support determinations based on geological predictions. *Proc. First North American Tunneling Conference*, AIME, New York, 1972, pp. 43-51.

CLASIFICACION GEOMECANICA DE BIRJANSEI (1.979)

Parámetros de Clasificación

Resistencia de la roca seca	Ensayo de carga puntual	$>100 \text{ kg/cm}^2$	$40-80 \text{ kg/cm}^2$	$20-40 \text{ kg/cm}^2$	$10-20 \text{ kg/cm}^2$	Cohesión, simple (kg/cm^2)		
	C. simple	$>2.500 \text{ kg/cm}^2$	$1.000-2.500 \text{ kg/cm}^2$	$500-1.000 \text{ kg/cm}^2$	$250-500 \text{ kg/cm}^2$	50-100	10-50	10
Valoración		15	12	7	4	3	1	0
ROD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	<25%		
Valoración		20	17	11	6	3		
Separación entre diaclasas		$>2 \text{ m.}$	$0,6 - 2 \text{ m.}$	$0,2 - 0,6 \text{ m.}$	$0,06 - 0,2 \text{ m.}$	$<0,06 \text{ m.}$		
Valoración		20	15	10	6	5		
Estado de las diaclasas		Muy rugosas Discontinuas Sin separaciones Bordes ásperos y duros	Ligeramente rugosas Abertura $<1 \text{ cm.}$ Bordes duros	Ligeramente rugosas Abertura $<1 \text{ cm.}$ Bordes blandos	Espejos de reflexión con relieve $<3 \text{ mm}$ Abertura 1-5 cm Diacl. continuas	Bullosas blandas $>5 \text{ mm}$ Abertura $>5 \text{ mm}$ Diacl. continuas		
Valoración		30	25	20	10	6		
Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	<10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	>125 litros/min		
	Relación Presión agua / Tensión principal mayor	0	0,0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	$>0,5$		
	Estado general	Seco	Lig. húmedo	Húmedo	Goteando	Fluyendo		
Valoración		15	10	7	4	0		

Corrección por la Orientación de las Diaclasas

Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Valoración para	Túneles	0	-1	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Clasificación

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Medio	Mal	Muy mala
Valoración BRB	100-81	80-61	60-41	40-21	<20

Características

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longej.	10 años con 5 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 min con 1 m de vano
Cohesión	$>4 \text{ kg/cm}^2$	$3-4 \text{ kg/cm}^2$	$2-3 \text{ kg/cm}^2$	$1-2 \text{ kg/cm}^2$	$<1 \text{ kg/cm}^2$
Ángulo de rozamiento	$>45^\circ$	$30-45^\circ$	$25-35^\circ$	$20-25^\circ$	15°

Orientación de las Diaclasas

Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento $0^\circ - 30^\circ$ cualquier dirección
Excav. con buzamiento		Excav. contra buzamiento		del túnel		
Buz. $45-90$	Buz. $20-45$	Buz. $45-90$	Buz. $20-45$	Buz. $45-90$	Buz. $20-45$	
Muy favorable	Favorable	Medio	Desfavorable	Muy Desfavorable	Medio	Desfavorable



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA
Y A LA CONSTRUCCION**

CHAPTER 1:

ECONOMIC AND PLANNING CONSIDERATIONS

MAYO , 1984



Rock Slope Engineering

Evert Hoek

Professor of Rock Mechanics
Imperial College of Science and
Technology, London, England
and

Principal, Golder, Hoek & Partners,
Maidenhead, Berkshire, England

John Bray

Senior Lecturer in Rock Mechanics,
Imperial College of Science and
Technology, London, England

Preface

In designing the very large excavated slopes which are becoming increasingly common in both mining and civil engineering projects, the engineer is faced with two conflicting requirements. On the one hand, vast sums of money can be saved by steepening the slopes, thereby reducing the amount of material to be excavated. On the other hand, loss of life and serious damage to property can result from failures induced by excessive steepening of a particular slope. How does the engineer achieve an optimum design - a compromise between a slope which is steep enough to be economically acceptable and one which is flat enough to be safe?

Because the rock mass behind each slope is unique, there are no standard recipes or routine solutions which are guaranteed to produce the right answer each time they are applied. A practical solution is built up from the basic geological data, rock strength information, groundwater observations and a good measure of engineering common sense. These ingredients are blended in different proportions for each case and the only assistance available is a collection of tools and techniques which will help the engineer to collect the information quickly and efficiently and to process it in an orderly manner.

This book sets out to describe these tools and techniques and to illustrate their application to practical problems by means of a number of worked examples. As far as possible, the text has been kept free of mathematics and a number of simple design charts and graphical methods have been included to enable the non-specialist engineer rapidly to obtain approximate answers to his problem. These approximate answers are frequently adequate but there will be situations in which the engineer will wish to call upon a geotechnical specialist for assistance. Having attempted to solve the problem for himself, the engineer will be in a strong position to communicate his needs to the geotechnical specialist and to work out, with the specialist, the most practical engineering solution.

The authors make no apology for the fact that the book has been printed by offset lithography from typescript and that some of the drawings and photographs are not perfect. The intention has been to produce an engineering handbook at minimum cost rather than a fine example of the printer's art. Wide margins have been provided for the reader's notes and the authors hope that each copy will wear out from hard use rather than decay in decorative inactivity.

This book is the outcome of a four year research project carried out at the Royal School of Mines* between 1968 and 1972. The project was sponsored by the following mining companies:

*Part of the Imperial College of Science and Technology which, in turn, is part of the University of London.

Anglo-American International (UK) Ltd. on behalf of six member companies:

Bougainville Copper (Pty) Ltd.
Consolidated Gold Fields Ltd.
English China Clays Ltd.
Iranian Selection Trust Ltd.
National Coal Board Opencast Executive
Palabora Mining Company Ltd.
Rio Tinto Espanola S.A.
Rio Tinto Zinc Corporation Ltd.

Roan Selection Trust Ltd. on behalf of two member companies in Zambia and the following member companies of the Australian Mineral Industries Research Association Ltd.:

Broken Hill Proprietary Company Ltd.
Cominc Rimpinto of Australia Ltd.
Electrolytic Zinc Company of Australasia Ltd.
Mount Isa Mines Ltd.
New Broken Hill Consolidated Ltd.
North Broken Hill Ltd.
Western Mining Corporation Ltd.

Mr. M.J. Cahalan, of the Rio Tinto Zinc Corporation's Research Secretariat, acted as co-ordinator of the project.

The authors wish to acknowledge the generosity of these companies and also their willingness to provide information and practical assistance whenever it was requested.

The research was carried out by a team of staff members and research students at the Royal School of Mines and valuable criticism, advice and assistance was provided by a number of the authors' friends from all over the world. It would be impractical to name all of these persons but the authors gratefully acknowledge their contributions to the project and to the preparation of this book.

London
November 1973.

K. Hoek
J.W. Bray

Contents

	Page
Chapter 1: Economic and planning considerations	7
Economic consequences of instability	8
Planning stability investigations	13
Chapter 1 references	17
Chapter 2: Basic mechanics of slope failure	18
Continuum mechanics approach to slope stability	18
Maximum slope height slope angle relationship	18
Role of discontinuities in slope failure	19
Friction, cohesion and density	22
Sliding due to gravitational loading	24
Effect of water pressure in a tension crack	26
Reinforcement to prevent sliding	28
Factor of Safety of a slope	27
Slope failure due to toppling	28
Reinforcement to prevent toppling	30
Angle of repose of waste dumps	33
Slope failure induced by weathering	33
Chapter 2 references	35
Chapter 3: Graphical presentation of geological data	37
Definition of geological terms	37
Definition of geometrical terms	38
Graphical techniques for data presentation	40
Equal-area projection	40
Evaluation of potential slope problems	48
Chapter 3 references	55
Chapter 4: Geological data collection	57
Regional geological investigations	58
Mapping of exposed structures	58
Photogrammetric mapping of exposed structures	61
Measurement of surface roughness	62
Diamond drilling for structural purposes	62
Presentation of geological information	70
Chapter 4 references	72
Chapter 5: Shear strength determination	74
Sample collection and preparation	74
Index testing of rock	77
Shear strength of rock discontinuities	78
Influence of gouge	83
Peak and residual strength	86
Summary of role of friction and cohesion in slope design	88
Behaviour of heavily fractured rock	101
Determination of shear strength of discontinuities	102
Chapter 5 references	107
Chapter 6: Groundwater flow, permeability and pressure	108
Groundwater flow in rock masses	108
Flow nets	116
Field measurement of permeability	118
Measurement of water pressure	125
General comments	128
Chapter 6 references	130

	Page
Chapter 7: Plane failure	133
Geometrical conditions for plane failure	133
Plane failure analysis	133
Graphical analysis of stability	139
Influence of groundwater on stability	141
Critical tension crack depth	143
The tension crack as an indicator of instability	146
Critical failure plane inclination	146
Influence of under-cutting the toe of a slope	147
Reinforcement of a slope	148
Back analysis of failed slopes	149
Practical example No. 1.	153
Practical example No. 2	158
Practical example No. 3	164
Practical example No. 4	174
Chapter 7 references	180
Chapter 8: Wedge failure	182
Definition of wedge geometry	183
Analysis of wedge failure	183
Wedge analysis including cohesion and water pressure	186
Wedge stability charts for friction only	192
Practical example of wedge analysis	202
Chapter 8 references	207
Chapter 9: Circular failure	209
Conditions for circular failure	209
Derivation of circular failure charts	212
Groundwater flow assumptions	213
Production of circular failure charts	216
Practical example No. 1	223
Practical example No. 2	224
Practical example No. 3	225
Chapter 9 references	228
Chapter 10: Miscellaneous topics	231
The influence of slope curvature upon stability	231
Controlled blasting	234
Drainage of slopes	240
Surface protection of slopes	243
Control of rock falls	246
Monitoring and interpretation of slope displacements	247
Chapter 10 references	253
Appendix 1:	
Wedge failure analysis	255
Appendix 2:	
Trigonometric table	264
Appendix 3:	
Conversion factors	267
Index	268

Chapter 1: Economic and planning considerations

Introduction

This book is concerned with the stability of rock slopes, with methods for assessing this stability and with techniques for improving the stability of slopes which are potentially dangerous. Rock slope failures, or the remedial measures necessary to prevent them, cost money and it is appropriate that, before becoming involved in a detailed examination of slope behaviour, some of the economic implications of this behaviour should be considered.

A number of authors¹⁻⁴ have discussed the influence of slope angle upon the design and economics of open pit mining and the interested reader is referred to these publications which deal with the subject more fully than is possible in this introduction. One of the most obvious facts to emerge from these discussions is that, in order to reduce to a minimum the amount of waste rock which has to be excavated in recovering an ore body, the ultimate slopes of the mine are generally cut to the steepest possible angle. Since the economic benefits gained in this way can be negated by a major slope failure, evaluating the stability of the ultimate slopes is an important part of open pit mine planning.

Stewart and Kennedy¹ show that it is not only the steepness of the ultimate slopes in an open pit mine which has an influence upon the overall profitability of the operation. On the basis of cash flow calculations, they show that there is frequently considerable economic advantage to be gained from using steep slopes during the initial stripping programme. These authors also emphasise the fact that there are several factors, in addition to stability, which determine the steepness of the slopes in an open pit mine. Large mining equipment cannot be operated on narrow benches, haul road grades have to be kept within limits imposed by the optimum operating conditions of trucks or cranes and this generally means flatter slopes and, in some cases, local mining regulations define maximum bench heights and widths.

While the overall slopes are clearly important in terms of the economics of the entire mining operation, the stability of individual benches is usually a matter of more immediate concern to the engineers responsible for the day-to-day mining operations. Slope failure in a bench, which carries a main haul road or which is adjacent to a property boundary or an important installation, can cause severe disruption to the mining programme. It is also in these relatively small failures, which can occur with very little warning, that lives can be lost and equipment damaged.

The stability of an individual bench is controlled by local geological conditions, the shape of the overall slope in that area, local groundwater conditions and also by the excavation technique used in creating the slope. These controlling factors will obviously vary so widely for different mining situations that it is impossible to give general rules on how high or how steep a bench should be

* Numbers in parenthesis refer to the list of references given to the end of each chapter.

to ensure that it will be stable. When the stability of a bench, which is important in a particular mining operation, is suspect, its stability must be assessed on the basis of the geological structures, groundwater conditions and other controlling factors which occur in that specific slope. This book is devoted to providing the engineer or geologist with techniques for carrying out such an evaluation.

Economic consequences of instability

Possibly the best introduction to the subject can be given by an example which includes a consideration of the most important factors which control rock slope behaviour as well as the economic consequences of instability.

In the slope illustrated in Figure 1, two major discontinuities have been exposed during the early stages of excavation. Measurement of the orientation and inclination of these discontinuities and projection of these measurements into the rock mass shows that the line of intersection of the discontinuities will daylight in the slope face when the height of the slope reaches 100 feet. It is required to investigate the stability of this slope and to estimate the costs of the alternative methods of dealing with the problem which arises if the slope is found to be unstable.

The factor of safety* of the slope, for a range of slope angles, is plotted in Figure 2 for the two extreme conditions of a dry slope and a slope excavated in a rock mass in which the groundwater level is very high. It will become clear, in the detailed discussions given later in this book, that the presence of groundwater in a slope can have a very important influence upon its stability and that drainage of this groundwater is one of the most effective means of improving the stability of the slope.

A slope will fail if the factor of safety falls below unity and, from Figure 2, it will be seen that the saturated slope will fail if it is excavated at an angle steeper than 64° . The dry slope is theoretically stable at any angle but the factor of safety of approximately 1.2 is not considered sufficiently high to ensure that the slope will remain stable. In most mining situations, where a slope is only required to remain stable for a relatively short period, a factor of safety of 1.3 is normally regarded as the minimum acceptable value. For more permanent slopes such as those which carry the haul road, a factor of safety of 1.5 is more appropriate.

In this example, a factor of safety of 1.1 is considered adequate and this means that, if no other steps are taken to stabilise the slope, it would have to be excavated at an angle of 46° for the saturated condition or 55° if it is dry in order to give this value.

An estimate of costs can only be obtained if the tonnages to be excavated or cleared-up, if failure occurs, are

*The definition of this and of other terms used in the stability analysis is given later in the book. A detailed knowledge of the method of analysis is not necessary in order to follow this example.

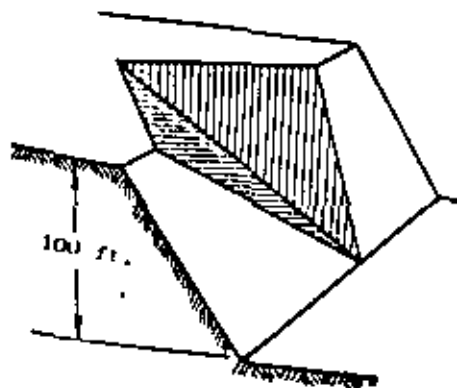


Figure 1 : Geometry of wedge failure in example of bench stability analysis.

Details of wedge geometry and material properties used in this analysis:

Discontinuity surfaces upon which wedge slides both dip at 45° and strike at 45° to the slope face, giving a symmetrical wedge. The surfaces both have friction angles of 30° and cohesive strength of 1000 lb./ft^2 . The rock density is 160 lb./ft^3 .



Example of a wedge failure in a roadcut in Norway.

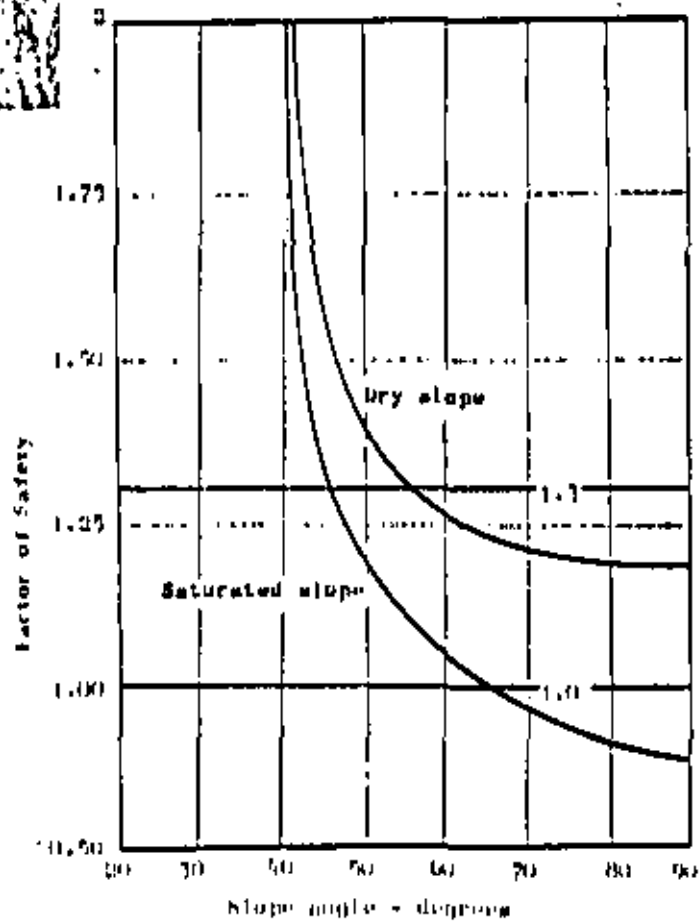
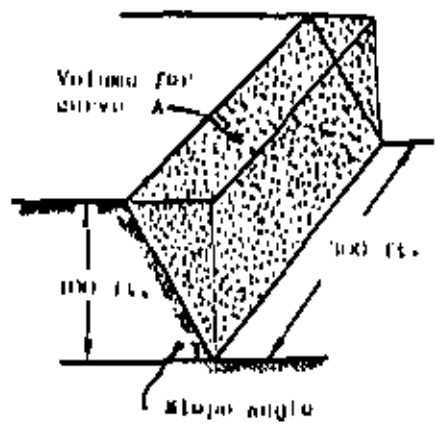


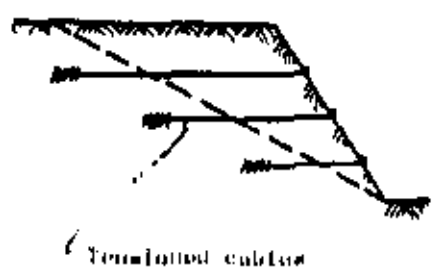
Figure 21: Variation in Factor of Safety with slope angle.



calculated. This has been done for a range of slope angles and the results are plotted in Figure 3. In calculating the tonnage involved in flattening the slope, it has been assumed that 300 feet of slope face has to be excavated. In many cases, flattening the slope would also influence benches above that under consideration and much larger tonnages than those given in Figure 3 would be involved.

Also included in this figure are two curves giving the external load, applied by means of cables installed in horizontal holes drilled at right angles to the slope face and anchored in the rock behind the discontinuity planes, required to give a factor of safety of 1.3 for both dry and saturated slopes.

The cost of the various options which are now available to the engineer will depend upon the geographical location of the mine, availability of specialist services for installation of drainage or of tensioned cables and upon local labour costs. In deriving the costs presented in Figure 4, the following assumptions were made:



- a. The basic cost unit is taken as the cost per ton mined from the face. Hence, line A in Figure 4 is obtained directly from line A in Figure 3.
- b. The cost of clearing up a slope failure is assumed to be 2 1/2 times the basic mining cost. This gives line B which starts from a slope angle of 64°, theoretically the flattest slope at which failure could occur.
- c. The design and installation of a drainage system involves a fixed cost of 75,000 units, irrespective of slope angle (line E).
- d. The cost of tensioned cables, installed by a specialist contractor, is assumed to be 10 units per ton of load. This gives lines C and D.

On the basis of a set of data such as that presented in Figure 4, the engineer is now in a position to consider the relative costs of the options available to him. Some of these options are listed hereunder.

- a. Flatten slope to 46° to give a factor of safety of 1.3 under saturated conditions. (Line A) Total cost: 116,000 units
- b. Flatten slope to 33° and install drainage system to give a factor of safety of 1.3 for a dry slope. (Lines A and E) Total cost: 159,000 units
- c. Cut slope to 64° to induce failure and clear up failed material. (Lines A and B) Total cost: 166,000 units
- d. Cut slope to 80° and install cables to give factor of safety for saturated slope of 1.3. (Lines A and C) Total cost: 137,000 units

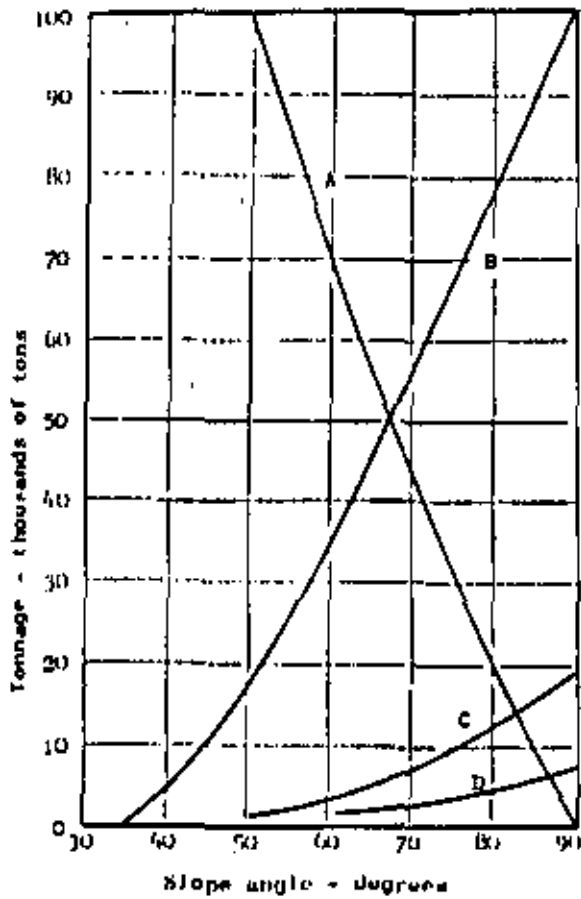
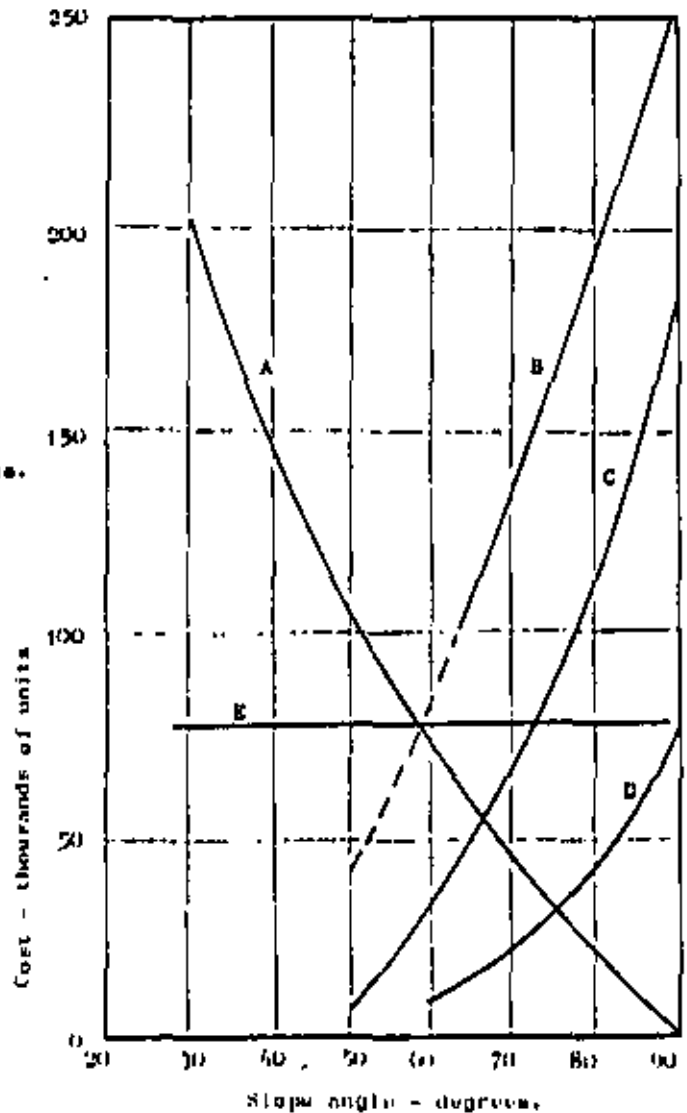


Figure 3 : Excavation tonnage and cable loads.

- Line A - Tonnage excavated in flattening slope: 100 ft. high x 300 ft. long.
- Line B - Tonnage to be cleared up if wedge failure occurs.
- Line C - Cable load required for factor of safety of 1.3 for matured slope.
- Line D - Cable load required for factor of safety of 1.3 for dry slope.

Figure 4 : Comparative costs of options.



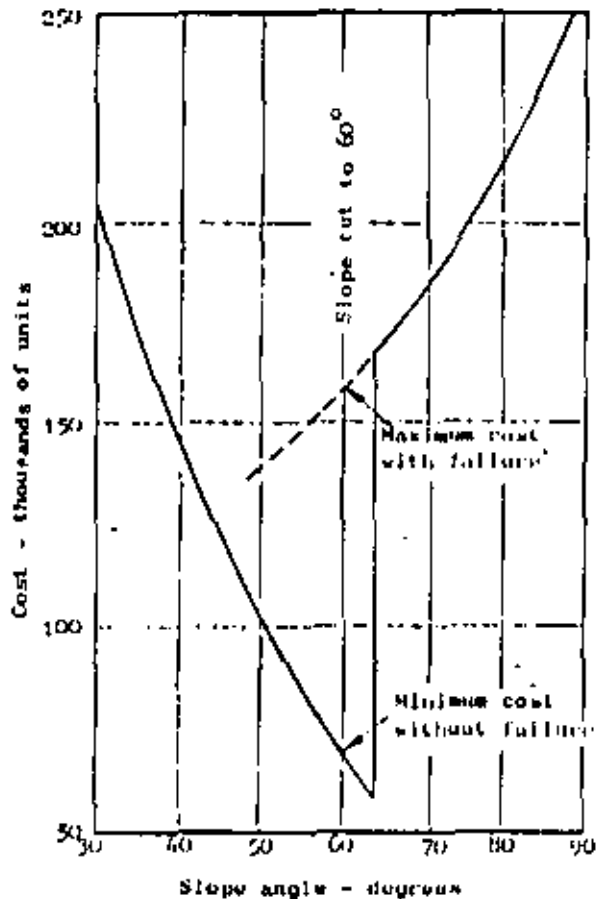


Figure 5 : Costs associated with mining the slope to a steep angle and accepting the risk of a failure.

- e. Leave slope vertical, install drainage system and cables to give factor of safety of 1.3 for dry slope. (Lines A, D and E)
Total cost: 155,000 units
- f. Cut slope to 60° on the assumption that it may not fail and make provision for clearing up failure if it occurs. (Figure 5)
Maximum total cost: 159,000 units
Minimum total cost: 70,000 units

It must be emphasized that these estimates are hypothetical and apply to this particular slope only. The costs of these and other options will vary from slope to slope and no attempt should be made to derive general rules from the figures given.

On the basis of the estimates listed above, most open pit engineers would probably decide to flatten the slope to 46° and thereby to eliminate the problem. The cost of this option is lower than the others considered with the exception of the minimum cost of f. Flattening the slope to 46° has one important advantage over the other options in that it does not carry with it the possibility that, having spent a great deal of money on remedial measures, the slope could still fail as a result of some unforeseen combination of circumstances. The total cost, if this were to occur, would be very high.

required to give an adequate factor of safety under all conditions may not be possible. Under these circumstances, one of the other options would have to be considered.

In recognition of a decision which is frequently made in open-pit mining, although not often with the background of knowledge available in this example, the option listed as item f and illustrated in Figure 5 has been included. Figure 7 shows that failure of the slope is likely if it is cut steeper than 64° and if it is saturated. Assuming that this condition only arises during exceptionally heavy rains which may only occur once in the next 10 - 20 years, i.e. hopefully not during the anticipated life of the slope, the open pit engineer may decide to cut the slope to 60° and to accept the risk of failure as part of his mine planning. If he is lucky and failure does not occur, the total cost will have been kept to 70,000 units. On the other hand, if adequate provision has been made to accommodate and to deal with the failure, the total cost of 159,000 units incurred if failure occurs is still within the range of costs of the other options.

The publications of Kennedy et al^{9,10}, dealing with the prediction and successful accommodation of a major slide at the Chuquibambilla mine in Chile, have demonstrated that accepting a failure as part of a planned mining operation is feasible provided that the risk of loss of life and damage of equipment can be minimised. Knowledge of the likely behaviour of the slope, derived from a stability analysis such as that given above, is essential if any measure of control over the consequences of failure is to be achieved in this situation.

Planning stability investigations

A typical open pit mine may only suffer two or three slope failures during its operating life. How can the isolated slopes which are potentially dangerous be detected in the many miles of slopes created in a large mine?

The answer lies in the fact that certain combinations of geological discontinuities^a, slope geometry and groundwater conditions result in slopes in which the risk of failure is high. If these combinations can be recognised during the preliminary geological and pit layout studies, steps can be taken to deal with the slope problems which are likely to arise in these areas. Slopes in which these combinations do not occur require no further investigation. It must, however, be anticipated that undetected discontinuities will be exposed as the pit is excavated and provision must be made to deal with the resulting slope problems as they arise.

This approach to the planning of slope stability studies in open pit mines is outlined in the chart presented in Figure 6 and it will be seen that two distinct stages are proposed:

Stage 1 involves a preliminary evaluation of the geological data available from the prospecting or

^aThe term discontinuity as used here covers faults, joints, bedding planes or any other surfaces upon which movement can take place.

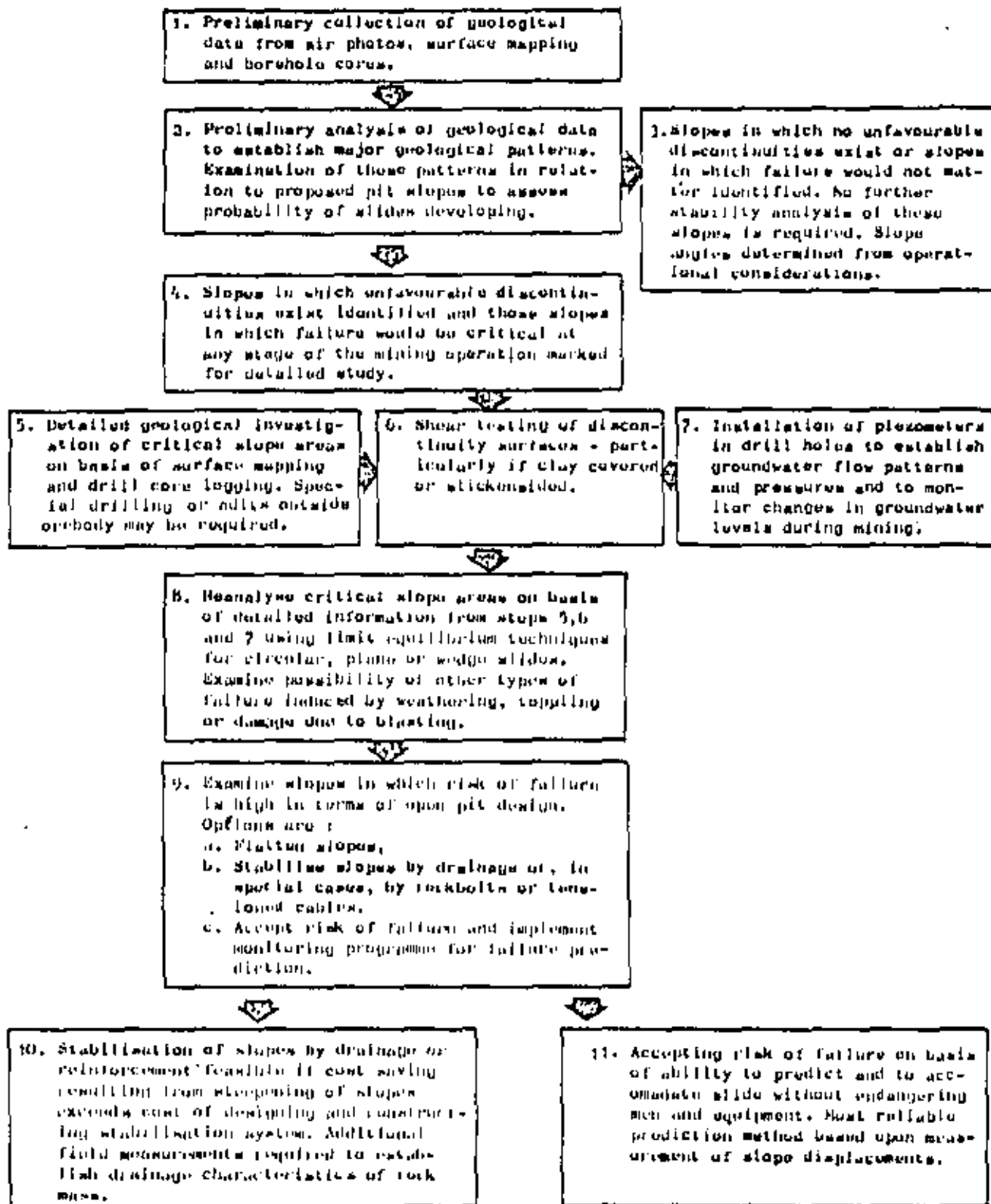


Figure 6-1 Analysis of the stability of slopes in open pit mines.

exploration programme which normally includes air photo interpretation, surface mapping and diamond drilling.

Note that this data is collected for ore-reserve evaluation and it is usually necessary to re-examine it in terms of the factors which are important for stability.

The preliminary assessment of stability can be done using a number of simple techniques which will be described in the first part of this book. This preliminary study should identify those slopes in which no failure is likely, and which can therefore be designed on the basis of operational considerations, and those slopes in which the risk of failure appears to be high and which require more detailed analysis.

Stage 2, which applies only to those slopes in which potential instability could prove dangerous at some stage in the mining operation, involves a much more detailed study of the geology, the groundwater conditions and the mechanical properties of the rock mass. A detailed analysis of stability is then carried out on the basis of this information and this should provide the mine management with a set of quantitative data upon which rational decisions can be based.

The second part of this book will deal with the techniques which can be used for these detailed stability studies.

At this point the reader would probably wish to ask the questions: who should do this work and how much will it cost? The following comments on these questions are offered with the warning that they represent the personal opinions of the author and should not be regarded as general rules. Conditions will obviously vary widely from mine to mine and from country to country and the ultimate decision upon how to deal with stability problems in an open pit mine must be taken by the mine management after due consideration of the factors which are important to that particular mine.

The preliminary investigations listed above under Stage 1 should ideally be integrated into the evaluation and feasibility studies of the mine. Much of the information required for these preliminary slope studies can be obtained at minimal cost if provision is made for its collection during the exploration drilling programme. There is no reason why these preliminary studies should not be carried out by the geologists or engineers engaged in the feasibility studies on the mine. The techniques are not difficult and do not require any complex mathematical treatment. Outside assistance is only required at this stage if the company engineers or geologists feel that it is necessary to discuss their evaluation with someone with experience in slope analysis in order to check that no important points have been overlooked. There may be other situations in which the mine owners or management may consider it more efficient to contract this work out to consulting engineers or geologists and, under normal circumstances, a preliminary evaluation of slope problems would require between one and three man-months of work.

In existing open pit mines, a much more detailed knowledge of the geology and of areas of the pit which have shown signs of instability will already be available. Under these circumstances, the problems will have defined themselves and the preliminary investigations discussed above will probably not be necessary. However, some failures may already have developed to the extent that the remedial measures required to deal with them are more expensive than would have been the case if action had been taken earlier in the life of the mine.

Once the critical slopes in a mine have been defined, the more detailed studies which are then necessary will vary so much from mine to mine that general guide-lines are very difficult to define. It is unlikely that, with the exception of very large mining groups, there would be geologists or engineers in the company who would feel competent to deal with the more complex slope problems without some outside assistance. This does not mean that the techniques of slope analysis are particularly difficult but it does mean that these analyses provide only part of the answer to a slope problem. The rest of the answer comes from engineering judgement based upon experience from having dealt with a variety of slope problems.

Specialist geotechnical organisations which have dealt with a number of open pit mines studies are in a good position to provide sound advice in these cases and, because of their familiarity with similar problems, it is frequently cheaper and more efficient to use these services in preference to embarking upon a "do-it-yourself" study. If this course is adopted, it is useful if an engineer or geologist on the mine has a reasonable knowledge of techniques for stability analysis in order that an effective liaison between the management and the consultants should exist. It is hoped that this book will provide a comprehensive source of information on these techniques.

How much is a slope analysis by a specialist consultant likely to cost and what would be the cost of implementing the recommendations made as a result of this analysis? The answer to this question is subject to the same degree of uncertainty as is associated with a visit to the doctor and yet few of us would hesitate to visit the doctor if we suspected that something was wrong. Some mines can be involved in considerable expense in dealing with slope failures while others may spend virtually nothing on this problem. Experience suggests that a sum of 1% of the total mining cost may not be an unreasonable amount to spend on slope design and correction costs. Even if no positive action on designing optimum slopes is taken, the cost of dealing with unexpected failures during the life of the mine can easily exceed this figure.

Chapter 1 references

Selected references on economic and planning considerations related to open pit mine slopes.

1. MOFFITT, R.S., FRIESE-GREENE, T.W. and LILLICO, T.M. Pit slopes - their influence on the design and economics of open pit mines. *Proc. 2nd Symposium on stability in Open Pit Mining*, Vancouver 1971. To be published by A.I.M.E., New York.
2. STEWART, R.M. and KENNEDY, B.A. The role of slope stability in the economics, design and operation of open pit mines. *Proc. 1st Symposium on stability in Open Pit Mining*, Vancouver 1970, A.I.M.E., New York 1971
3. STEFFEN, O.K.H., HOLT, W. and SYMONS, V.R. Optimizing open pit geometry and operational procedure. *Planning Open Pit Mines*, Johannesburg Symposium 1970. Published by A.A. Balkema, Amsterdam 1971, pp.9-31.
4. HALLS, J.L. The basic economics of open pit mining. *Planning Open Pit Mines*, Johannesburg Symposium 1970, Published by A.A. Balkema, Amsterdam 1971, pp.125-131.
5. SODERBERG, A. and RAUSCH, D. Pit planning and layout. *Surface Mining*. Editor Eugene P. Pfleider. Publisher A.I.M.E., New York 1968. Chapter IV.
6. BLACK, R.A.L. Economic and engineering design problems in open pit mining. *Mine and Quarry Engineering*, Jan., Feb. and March 1964, 20p.
7. GROSZ, R.W. The changing economics of surface mining. *Proc. Internl. Symposium on Computer Applications in Mining Industry*. Publishers A.I.M.E., New York 1969, pp.401-419.
8. STEWART, R.M. and SEEGMILLER, B.L. Requirements for stability in open pit mining. *Proc. 2nd Symposium on Stability in Open Pit Mining*, Vancouver 1972. To be published by A.I.M.E., New York.
9. KENNEDY, B.A., NIERMEYER, K.E., FAHM, B.A. and BRATT, S.A. A case study of slope stability at the Chuquicamata Mine, Chile. Preprint No. 70-AM-81. *Society of Mining Engineers of A.I.M.E.*, February 1970.
10. KENNEDY, B.A. and NIERMEYER, K.E. Slope monitoring systems used in the prediction of a major slope failure at the Chuquicamata Mine, Chile. *Planning Open Pit Mines*, Johannesburg Symposium 1970. Published by A.A. Balkema, Amsterdam 1971, pp.215-225.

Chapter 2 : Basic mechanics of slope failure

Continuum mechanics approach to slope stability

A question which frequently arises in discussions on slope stability is how high and how steep can a rock slope be cut. One approach to this problem, which has been adopted by a number of investigators¹¹⁻¹⁵, is to assume that the rock mass behaves as an elastic continuum. The success which has been achieved by the application of techniques such as photoelastic stress analysis or finite element methods in the design of underground excavations has tempted many research workers to apply the same techniques to slopes. Indeed, from the research point of view, the results have been very interesting but in terms of practical rock slope engineering, these methods have limited usefulness. These limitations arise because our knowledge of the mechanical properties of rock masses is so inadequate that the choice of material properties for use in the analysis becomes a matter of pure guesswork. For example, if one attempts to calculate the limiting vertical height of a slope in a very soft limestone on the basis of its intact strength, a value in excess of 3500 feet is obtained¹⁶. Clearly, this height bears very little relation to reality and one would have to reduce the strength properties by a factor of at least 10 in order to arrive at a reasonable slope height.

11-15-16

It is appropriate to quote from a paper by Terzaghi¹⁷ where, in discussing the problem of foundation and slope stability, he said "...natural conditions may preclude the possibility of securing all the data required for predicting the performance of a real foundation material by analytical or any other methods. If a stability computation is required under these conditions, it is necessarily based on assumptions which have little in common with reality. Such computations do more harm than good because they divert the designer's attention from the inevitable but important gaps in his knowledge....".

Muller¹⁸ and his co-workers in Europe have, for many years, emphasised the fact that a rock mass is not a continuum and that its behaviour is dominated by discontinuities such as faults, joints and bedding planes. Most practical rock slope designs are currently based upon this discontinuous approach and this will be the approach adopted in all the techniques presented in this book. However, before leaving the question of the continuum mechanics approach, the author wishes to emphasise that he is not opposed in principle to its application and indeed, when one is concerned with overall displacement or groundwater flow patterns, the results obtained from a numerical method such as the finite element technique can be very useful. Developments in numerical methods such as those reported by Goodman et al¹⁹ and Cundall²⁰ show that the gap between the idealised elastic continuum and the real discontinuum is gradually being bridged and the author is optimistic that the techniques which are currently interesting research methods will eventually become useful engineering design tools.

Maximum slope height - slope angle relationship for excavated slopes

Even if one accepts that the stability of a rock mass is

situations where the orientation and inclination of these discontinuities is such that simple sliding of slabs, blocks or wedges is not possible. Failure in these slopes will involve a combination of movement on discontinuities and failure of intact rock material and one would anticipate that, in such cases, higher and steeper slopes than average could be excavated. What practical evidence is there that this is a reasonable assumption?

A very important collection of data on excavated slopes was compiled by Kley and Lutton²¹ and this collection has recently been added to by Ross-Brown²². The information refers to slopes in open-pit mines, quarries, dam foundation excavations and highway cuts. The slope heights and corresponding slope angles for the slopes in materials classified as hard rock have been plotted in Figure 7 which includes both stable and unstable slopes. Ignoring, for the moment, the unstable slopes, this plot shows that the highest and steepest slopes which have been successfully excavated, as far as is known from this collection of data, fall along a fairly clear line* shown dashed in the figure. (One additional point at 42° and a height of 2200 feet from an open-pit mine in Austria falls on the curve but has been omitted from the figure). This line gives a useful practical guide to the highest and steepest slopes which can be contemplated for normal open pit mine planning. In some exceptional circumstances, higher or steeper slopes may be feasible but these could only be justified if a very comprehensive stability study had shown that there was no risk of inducing a massive slope failure.



A planar discontinuity surface on an open pit bench.

Role of discontinuities in slope failure

Figure 7 shows that, while many slopes are stable at steep angles and at heights of several hundreds of feet, many flat slopes fail at heights of only tens of feet. This difference in stability results from the difference in inclination of the discontinuity surfaces upon which sliding can take place. This is strikingly illustrated in the simple example given in Figure 8 in which the critical height of a vertical slope containing an inclined weakness plane is given** for both dry and saturated slopes¹⁶. This critical height decreases from more than 200 feet for a slope with discontinuities which are nearly horizontal and vertical to approximately 20 feet for slopes containing

*The dashed curve corresponds to circular failure in a material with a friction angle $\phi=30^\circ$ and a cohesive strength $c = 6400 \text{ lb/ft}^2$. Methods of analysing this type of failure are discussed later in this book.

**The critical height of this vertical slope is given by

$$H = \frac{2c}{\gamma \cos \phi (\sin \phi - \cos \phi \tan \phi) + \gamma_w/\gamma \tan \phi \tan \phi}$$

where c , the cohesive strength of the surface = 2000 lb/ft^2

ϕ , the friction angle of this surface = 20°

γ , the rock density = 160 lb/ft^3

and γ_w , the density of water = 62.5 lb/ft^3 .

$\gamma_w/\gamma=0$ for dry slopes.

For discontinuity angles between 0 and 30° and 80 and 90° , the critical height is given by the dashed curve in Figure 7.

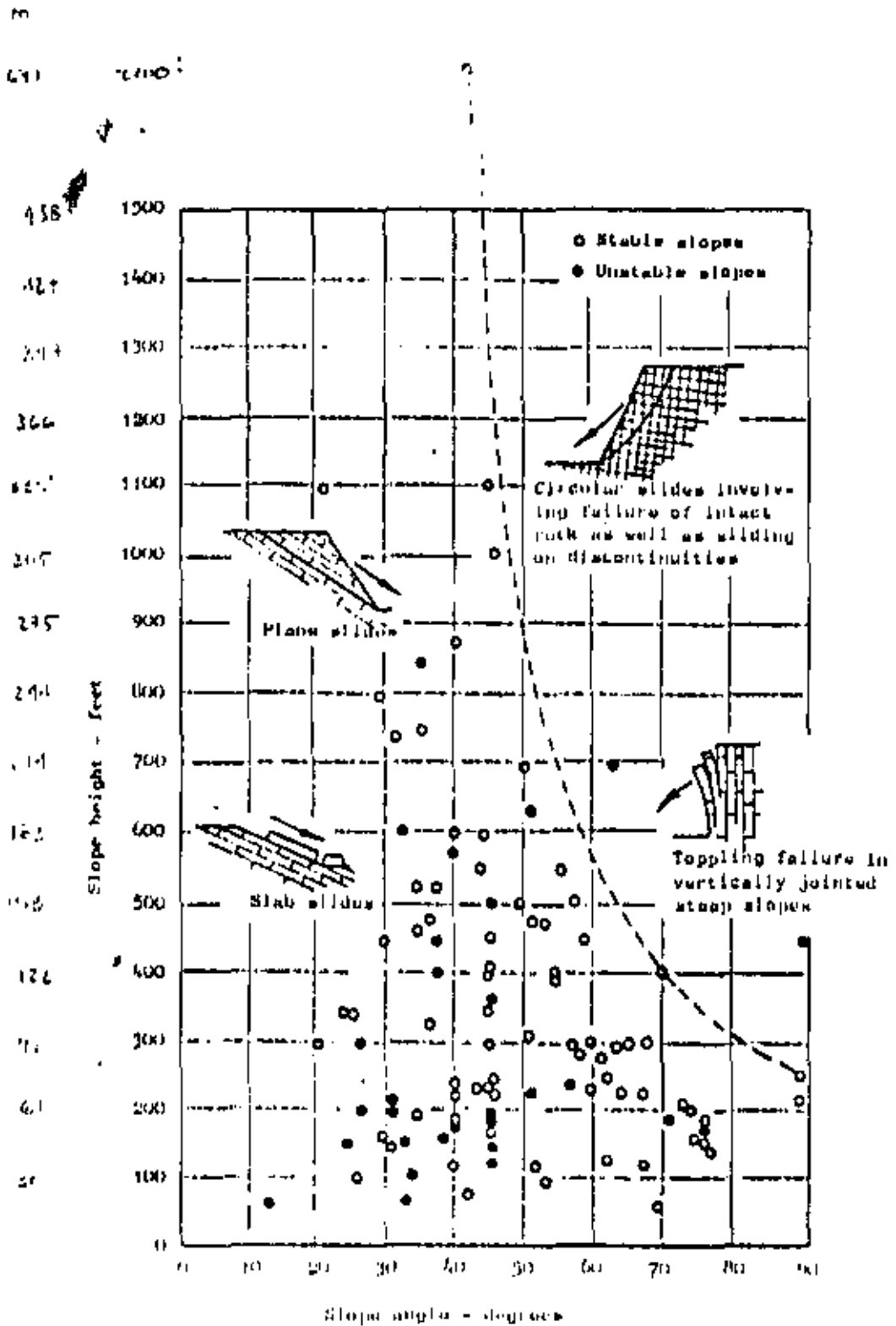


Figure 7 - Slope height versus slope angle relationships for hard rock slopes including data collected by Key and Latton²¹ and by Howe-Brown²².

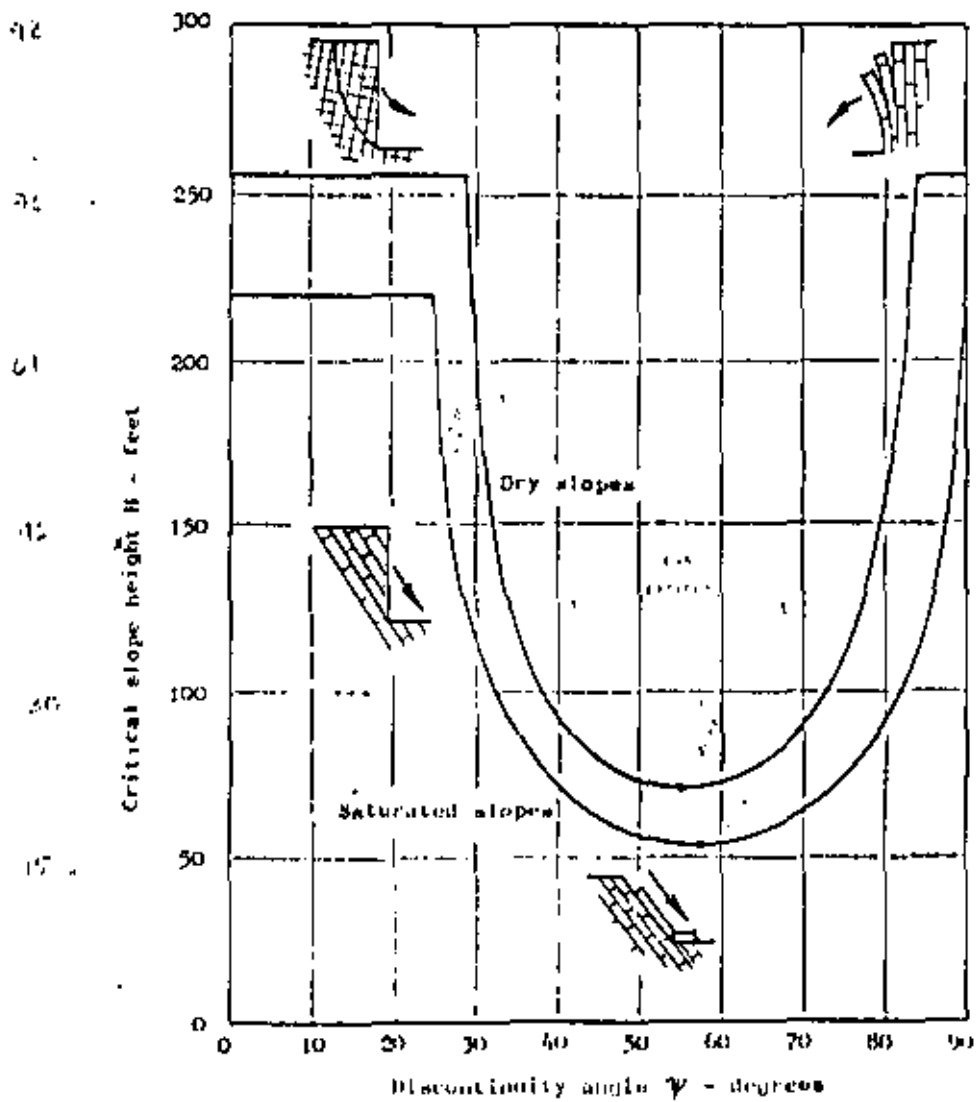
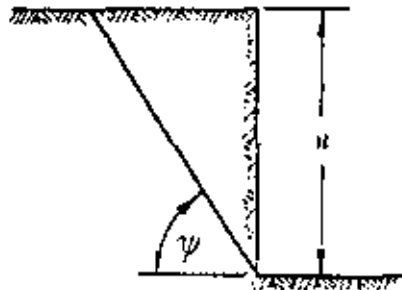


Figure 11 : Critical height of a vertical slope containing a planar discontinuity dipping at an angle ψ .

discontinuities inclined at 40 to 70°. Clearly the presence, or absence, of such discontinuities will have a very important influence upon the stability of rock slopes and the detection of these geological features is one of the most critical parts of a stability investigation. Techniques for dealing with this problem are discussed in the next chapter of this book.

Friction, cohesion and density

The material properties which are most relevant to the discussion on slope stability presented in this book are the angle of friction, the cohesive strength and the density of rock and soil masses.

Friction and cohesion are best defined in terms of the plot of shear stress versus normal stress given in Figure 9. This plot is a simplified version of the results which would be obtained if a rock specimen containing a geological discontinuity such as a joint is subjected to a loading system which causes sliding along the discontinuity. The shear stress τ required to cause sliding increases with increasing normal stress σ . The slope of the line relating shear to normal stress defines the angle of friction ϕ . If the discontinuity surface is initially cemented or if it is rough, a finite value of shear stress c will be required to cause sliding when the normal stress level is zero. This initial value of shear strength defines the cohesive strength c of the surface.

The relationship between shear and normal stresses for a typical rock surface or for a soil sample can be expressed as:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

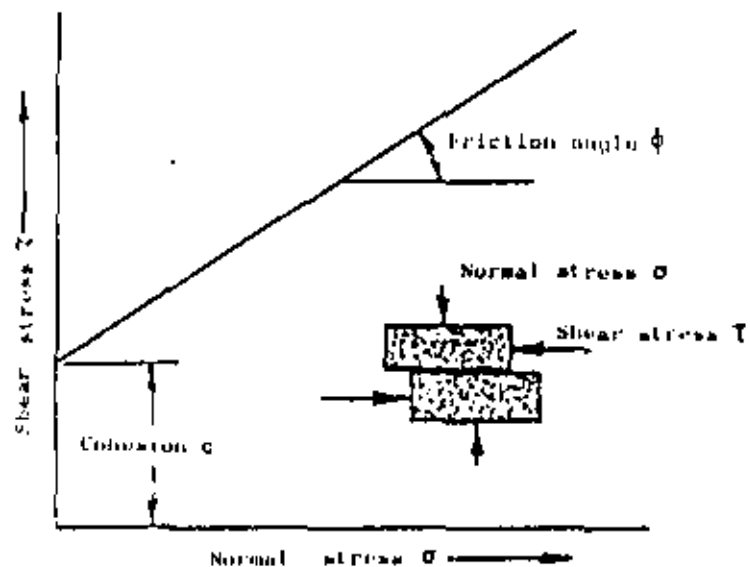


Figure 9 Relationship between the shear stress τ required to cause sliding along a discontinuity to the normal stress σ acting across it.

TABLE 1 - TYPICAL ROCK AND SOIL PROPERTIES

		Density γ		Friction angle ϕ		cohesion c				
Type	Material	Kg/m ³	Lb/ft ³	Material	Degs.	Material	Kg/m ²	Lb/ft ²		
COHESIONLESS	Sand	Dry coarse sand	1440	90	Compacted, well graded, uniform	40-45				
		Dry fine sand	1600	100	Uniform, coarse, medium fine or silty sand	35-40				
		Wet sand	1840	115	Loose, well graded sand	35-40				
		Very wet sand	1920	120	Fine dry sand	30-35				
	Gravel	Common mixed	1760	110	Common mixed	35-45				
		River gravel	2240	140	Shingle	40				
		Loose Shingle	1840	115	Sandy compact	40-45				
		Sandy gravel	1920	120	Sandy loose	35-40				
	Waste rock	Granite	1600-2000	100-125	Crushed or broken rock	35-45				
		Basalt and dolerite	1760-2240	110-140	Broken chalk	35-45				
		Limestone and sandstone	1280-1920	80-120	Broken shale	30-35				
		Chalk	1000-1280	62-80						
Shale		1600-2000	100-125							
COHESIVE	Clay	Dry clay	1760	110	Dry boulder clay	30	Very stiff boulder clay	17600	1600	
		Damp, drained clay	1840	115	Damp, drained boulder clay	40	Hard shaley clay	14600	3000	
		Wet clay	1920	120	Stiff clay	10-20	Stiff clay	9800	2000	
		Sandy loam	1600	100	Soft clay	5-7	Firm clay	4900	1000	
		Marl	1760	110	Clay gouge	10-20	Soft clay	2400	500	
		Gravelly clay	2000	125	Caliche shear zone material	20-27				
					Shale fault material	14-24				
	Overburden	Top soil	1360	85						
		Dry soil	1440	90	Overburden soil	30-35	Overburden soil	490-4900	100-1000	
		Moist soil	1600	100						
		Wet soil	1680	105						
	Rock mass	Granite	2614	164	Granite	30-50	Hard rock mass (granite, porphyry etc)	9800-30000	2000-6400	
Quartzite		2614	164	Quartzite	30-45					
Sandstone		1950	122	Sandstone	30-45	Sandstone or limestone mass	4900-14600	1000-3000		
Limestone		3169	180	Limestone	30-50					
Porphyry		2580	160	Porphyry	30-40	Shale or soft rock mass	2400-9800	500-2000		
Shale		2400	150	Shale	27-45					
Chalk		1760	110	Chalk	30-40					

Typical values for the angle of friction and cohesion which are found in shear tests on a range of rocks and soils are listed in Table 1 together with densities for these materials. The values noted in this table are intended to give the reader some idea of the magnitudes which can be expected and they should only be used for obtaining preliminary estimates of the stability of a slope.

There are many factors which cause the shear strength of a rock or soil to deviate from the simple linear dependence upon normal stress illustrated in Figure 9. These variations, together with methods of shear testing, are discussed in a later chapter.

Sliding due to gravitational loading

Consider a block of weight W resting on a plane surface which is inclined at an angle ψ to the horizontal. The block is acted upon by gravity only and hence the weight W acts vertically downwards as shown in Figure 10. The resolved part of W which acts down the plane and which tends to cause the block to slide is $W \sin \psi$. The component of W which acts across the plane and which tends to stabilize the slope is $W \cos \psi$.

The normal stress σ which acts across the potential sliding surface is given by

$$\sigma = (W \cos \psi) / A \quad (2)$$

where A is the base area of the block.

Assuming that the shear strength of this surface is defined by equation (1) and substituting for the normal stress from equation (2)

$$\tau = c + \frac{W \cos \psi}{A} \cdot \tan \phi$$

$$\text{or } R = cA + W \cos \psi \cdot \tan \phi \quad (3)$$

where $R = \tau A$ is the shear force which resists sliding down the plane.

The block will be just on the point of sliding or in a condition of *limiting equilibrium* when the disturbing force acting down the plane is exactly equal to the resisting force:

$$W \sin \psi = cA + W \cos \psi \cdot \tan \phi \quad (4)$$

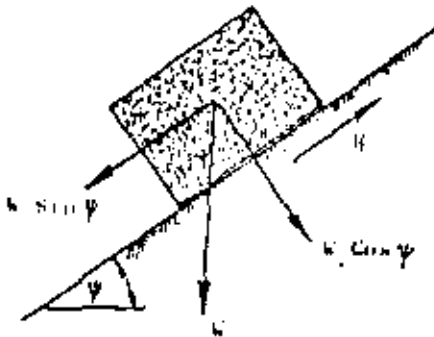
If the cohesion $c = 0$, the condition of limiting equilibrium defined by equation (4) simplifies to

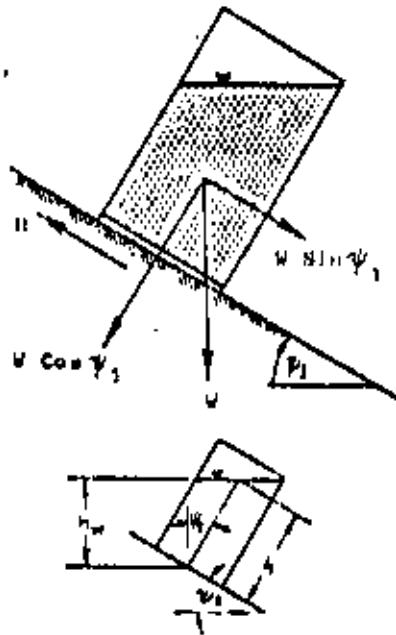
$$\psi = \phi \quad (5)$$

Influence of water pressure shear strength

The influence of water pressure upon the shear strength of two surfaces in contact can most effectively be demonstrated by the beer can experiment.

An opened beer can rests on an inclined piece of wood as shown in Figure 11a. (Drink the beer and refill the can with water, if you wish to keep the cost of this experiment





to a minimum). The forces which act in this case are precisely the same as those acting on the block of rock in Figure 10 but, for simplicity, the cohesion between the beer can base and the wood is assumed to be zero. According to equation (5), the can with its contents of water will slide down the plank when $\psi_1 = \phi$.

The base of the can is now punctured so that water can enter the gap between the base and the plank, giving rise to a water pressure u or to an uplift force $U = uA$, where A is the base area of the can.

The normal force $W \cos \psi_2$ is now reduced by this uplift force U and the resistance to sliding is now

$$R = (W \cos \psi_2 - U) \tan \phi \quad (6)$$

If the weight per unit volume of the can plus water is defined as γ_c while the weight per unit volume of the water is γ_w , then $W = \gamma_c \cdot h \cdot A$ and $U = \gamma_w \cdot h_w \cdot A$, where h and h_w are the heights defined in the sketch opposite. From this sketch it will be seen that $h_w = h \cdot \cos \psi_2$ and hence

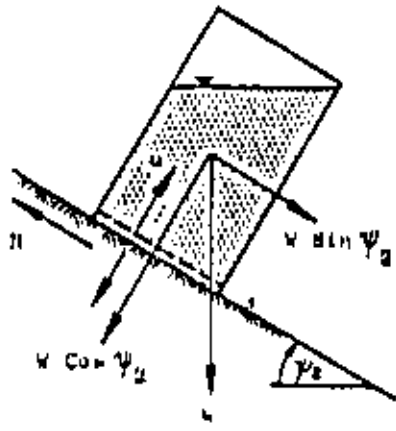
$$U = \frac{\gamma_w}{\gamma_c} \cdot W \cos \psi_2 \quad (7)$$

Substituting in (6)

$$R = W \cdot \cos \psi_2 (1 - \gamma_w/\gamma_c) \tan \phi \quad (8)$$

and the condition for limiting equilibrium defined in equation (4) becomes

$$\tan \psi_2 = (1 - \gamma_w/\gamma_c) \tan \phi \quad (9)$$



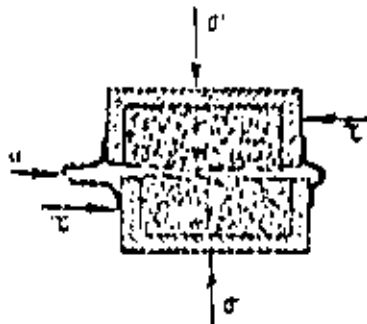
Assuming the friction angle of the can/wood interface is 30° , the unpunctured can will slide when the plane is inclined at $\psi_1 = 30^\circ$ (from equation (5)). On the other hand, the punctured can will slide at a much smaller inclination because the uplift force U has reduced the normal force and hence reduced the frictional resistance to sliding. The total weight of the can plus water is only slightly greater than the weight of the water only. Assuming $\gamma_w/\gamma_c = 0.9$ and $\phi = 30^\circ$, equation (9) shows that the punctured can will slide when the plane is inclined at $\psi_2 = 3^\circ 18'$.

The effective stress law

The effect of water pressure on the base of the punctured beer can is the same as the influence of water pressure acting on the surfaces of a shear specimen as illustrated in the sketch opposite. The normal stress σ acting across the failure surface is reduced to the *effective stress* ($\sigma - u$) by the water pressure u . The relationship between shear strength and normal strength defined by equation (1) now becomes

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad (10)$$

In most hard rocks and in many sandy soils and gravels, the cohesive and frictional properties (c and ϕ) of the materials are not significantly altered by the presence of water and hence, reduction in shear strength of these



materials is due, almost entirely to the reduction of normal stress across failure surfaces. Consequently, it is water pressure rather than moisture content which is important in defining the strength characteristics of hard rocks, sands and gravels. In terms of the stability of slopes in these materials, the presence of a small volume of water at high pressure, trapped within the rock mass, is more important than a large volume of water discharging from a free draining aquifer.

In the case of soft rocks such as mudstones and shales and also in the case of clays, both cohesion and friction can change markedly with changes in moisture content and it is necessary, when testing these materials, to ensure that the moisture content of the material during test is as close as possible to that which operates in the field. Note that the effective stress law defined in equation (10) still applies to these materials but that, in addition, c and ϕ change.

The effect of water pressure in a tension crack

Consider the case of the block resting on the inclined plane but, in this instance, assume that the block is split by a tension crack which is filled with water. The water pressure in the tension crack increases linearly with depth and a total force V , due to this water pressure acting on the rear face of the block, acts down the inclined plane. Assuming that the water pressure is transmitted across the intersection of the tension crack and the base of the block, the water pressure distribution illustrated in the sketch opposite occurs along the base of the block. This water pressure distribution results in an uplift force U which reduces the normal force acting across this surface.

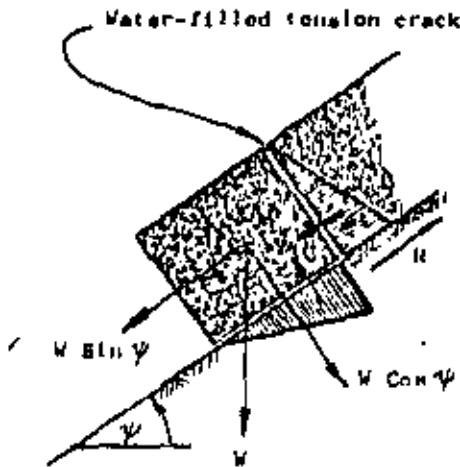
The condition of limiting equilibrium for this case of a block acted upon by water forces V and U in addition to its own weight W is defined by

$$W \sin \psi + V = cA + (W \cos \psi - U) \tan \phi \quad (11)$$

From this equation it will be seen that the disturbing force tending to induce sliding down the plane is increased and the frictional force resisting sliding is decreased and hence, both V and U result in decreases in stability. Although the water pressures involved are relatively small, these pressures act over large areas and hence the water forces can be very large. In many of the practical examples considered in later chapters, the presence of water in the slope giving rise to uplift forces and water forces in tension cracks is found to be critical in controlling the stability of slopes.

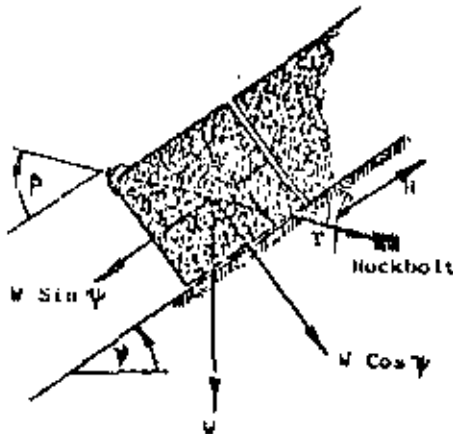
Reinforcement to prevent sliding.

One of the most effective means of stabilizing blocks or slabs of rock which are likely to slide down inclined discontinuity surfaces is to install tensioned rockbolts or cables. Consider the block resting on the inclined plane and acted upon by the uplift force U and the force V due to water pressure in the tension crack. A rockbolt, tensioned to a load T is installed at an angle β to the plane as shown. The resolved component of T acting



T acting parallel to the plane is $T \cos \beta$ while the component acting across the surface upon which the block rests is $T \sin \beta$. The condition of limiting equilibrium for this case is defined by

$$W \sin \psi + V - T \cos \beta = cA + (W \cos \psi - U + T \sin \beta) \tan \phi \quad (12)$$



This equation shows that the bolt tension reduces the disturbing force acting down the plane and increases the normal force and hence the frictional resistance between the base of the block and the plane.

The minimum bolt tension required to stabilize the block is obtained by differentiation of equation (12) with respect to the angle β and this shows that the optimum bolt inclination is given by

$$\beta = \psi \quad (13)$$

Factor of safety of a slope

All the equations defining the stability of a block on an inclined plane have been presented for the condition of *limiting equilibrium*, i.e. the condition at which the forces tending to induce sliding are exactly balanced by those resisting sliding. In order to compare the stability of slopes under conditions other than those of limiting equilibrium, some form of index is required and the most commonly used index is the *Factor of Safety*. This can be defined as the ratio of the total force available to resist sliding to the total force tending to induce sliding. Considering the case of the block acted upon by water forces and stabilized by a tensioned rockbolt (equation 12), the factor of safety is given by

$$F = \frac{cA + (W \cos \psi - U + T \sin \beta) \tan \phi}{W \sin \psi + V - T \cos \beta} \quad (14)$$

Note that the condition of limiting equilibrium is represented by a factor of safety $F = 1$. Stable slopes must obviously have a factor of safety in excess of unity and a vital question for the slope engineer is - what value for the factor of safety should be used for design purposes?

This is one of the most controversial questions in rock engineering and many eminent engineers have argued that, because of the uncertainty associated with the input data for a factor of safety calculation, the value obtained is too unreliable to have relevance in engineering design.

Some authors have suggested that a *probabilistic* approach is more meaningful in that the safety of a slope can be assessed in terms of the variation of each of the factors which control its stability^{23,24,25}. Although this approach has many attractive features, it has two drawbacks which have inhibited its development as a design tool. The first of these is the difficulty of obtaining adequate input data for a meaningful statistical analysis of all the parameters involved. The second drawback is associated with the average engineer's lack of understanding of statistical concepts and of the mathematical jargon which is so freely used in discussions on this subject. How does one relate the adequacy of a design to a probability of failure of 1 in 100,000? Indeed, to some clients, the

admission, by a consulting engineer, that there is a possibility of failure, however small, is totally unacceptable.

The author does not consider these drawbacks to be so serious that they will not be overcome in time and it is more than likely that the use of a factor of safety will eventually be replaced by some design index which has been determined by probabilistic methods. However, in the absence of acceptable statistical methods, the design engineer of today is still faced with the problem of how to compare a number of alternative slope designs or to assess the stability of an existing slope.

The most satisfactory solution to this problem is to carry out a *sensitivity analysis* of the influence of each variable upon the stability of the slope and to use the results of this analysis as a basis for engineering decisions. There are several ways in which such an analysis can be done and a simple example is given in Figure 2 on page 9 which shows the variation in factor of safety of a particular slope with changes in slope angle and groundwater conditions. Other types of sensitivity analysis will be illustrated in later chapters of this book in which detailed analyses of practical slope problems are presented.

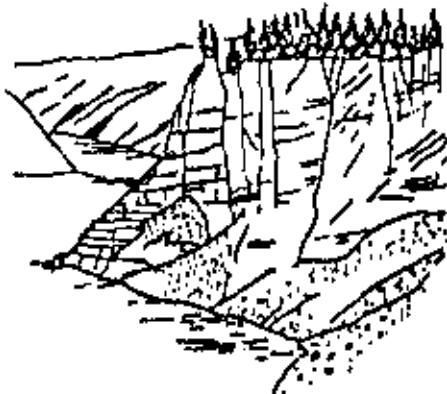
The merit of such a sensitivity analysis is that it does not place too much emphasis upon the *absolute* value of the factor of safety or of any other index which is used to measure the stability of a slope. The *relative* values of the index, for a range of different conditions, can usually be determined with reasonable accuracy and these relative values, together with sound engineering common sense, will usually provide an adequate basis for a practical slope design.

Slope failure due to toppling

One of the limitations of the factor of safety computed from equation (14) is that it is based upon sliding of the block and does not allow for rotational or toppling failure. The simplest conditions under which toppling can occur can be deduced by returning to the model of a block resting on an inclined plane. In this case, the shape of the block as well as its weight is important. This shape is defined by the height h and width b as illustrated in Figure 10a.

The condition for toppling is defined by the position of the weight vector in relation to the base of the block. If the weight vector, which passes through the centre of gravity of the block, falls outside the base of the block, toppling will occur.

In Figure 10b, the conditions for toppling and sliding are plotted. The criterion for sliding is based upon friction only (equation (5)) and a friction angle $\phi = 35^\circ$ has been assumed. From this figure it will be seen that the danger of toppling increases with increasing discontinuity angle and steep slopes in vertically jointed rocks frequently exhibit signs of toppling failure^{26, 27, 28}.



Suggested toppling failure mechanism of middle face of Yaourt slide. After Hofmann²⁶ and Moller²⁷.

$c = 0$



Potential toppling condition

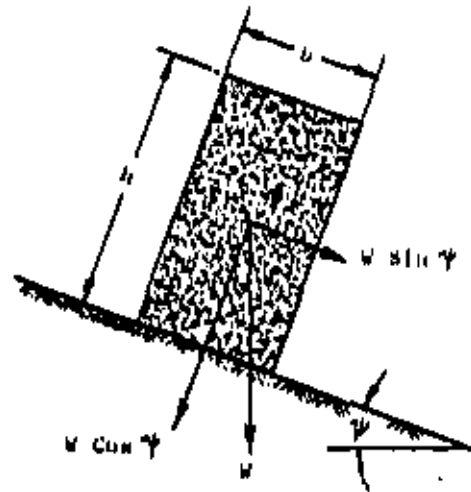


Figure 10a : Geometry of block on inclined plane

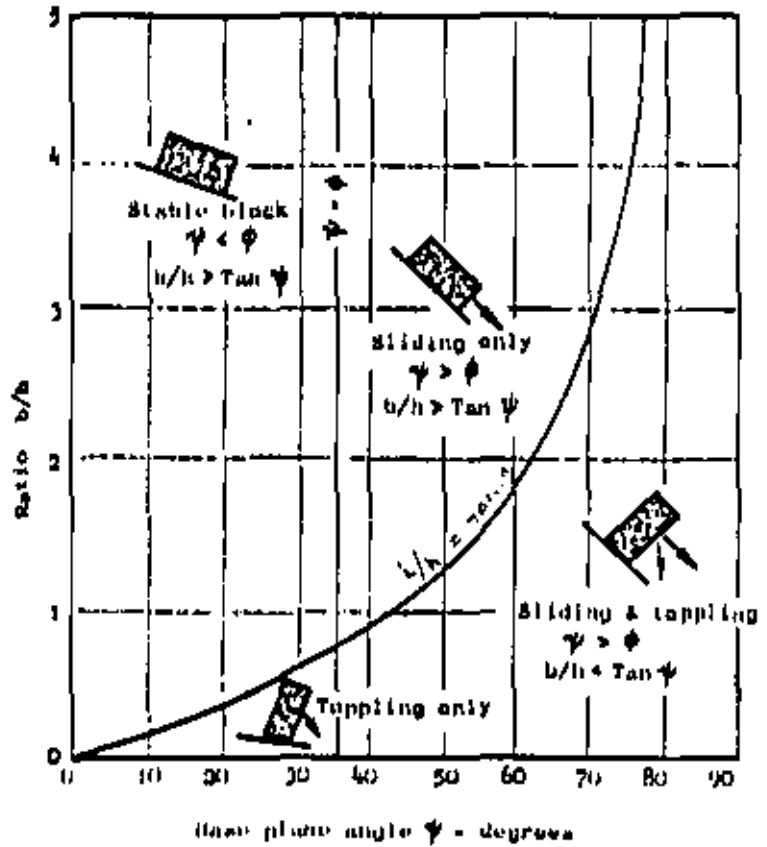
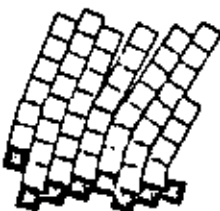
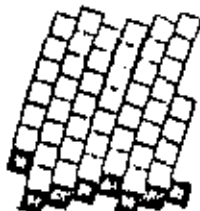
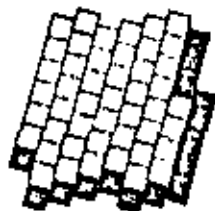


Figure 10b : Conditions for sliding and toppling of a block on an inclined plane.

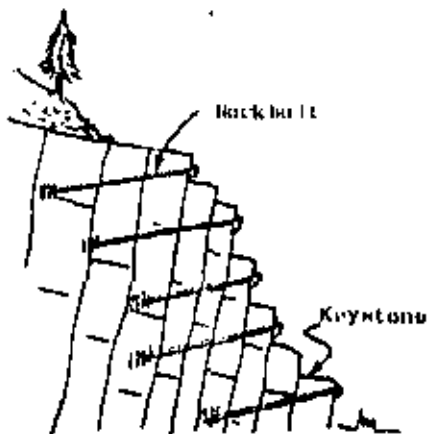


In an actual rock slope consisting of a large number of blocks of irregular shape, simple toppling such as that illustrated in Figure 10 will seldom occur. Failure will involve complex movement, both sliding and toppling, of blocks which will be in contact with surrounding blocks and will, therefore, be restricted in their movements. No satisfactory analytical techniques for dealing with this complex situation are currently available although a promising start on the development of such techniques has been made by Cundall²⁰.

A useful qualitative technique for studying the possibility of toppling failure in a rock slope with steeply inclined discontinuities is illustrated in Figure 11. This method employs the base friction principle proposed by Goodman²⁹ and depends upon the simulation of gravitational loading by the frictional forces exerted on the base of a model when the paper on which it rests is pulled from under the model. The model can be constructed from any suitable material which happens to be available; the plastic blocks which make up children's toys such as "Legos" being ideal for simple models. In the example illustrated in Figure 11 a sheet of cork, such as that used for making gaskets for motor car engines, has been used as the model material. The geometry of the slope under consideration is traced onto the cork and the discontinuities are then cut by means of a modelling knife. A drawing board with a parallel movement system makes an ideal base for the model and the frictional load exerted on the base of the model as it is pushed over the surface of the board provides a remarkably accurate simulation of gravity loading³⁰.

Although the results obtained from such a model are qualitative, they do provide the engineer or geologist with an understanding of the possible failure modes which are likely to occur in a particular slope and thereby enable him to arrive at a rational decision on how the problem should be tackled.

Computer produced drawings of toppling failure. After Cundall²⁰.
(Dark blocks are fixed.)



Back reinforcement to prevent toppling failure.

Reinforcement to prevent toppling

The conditions for toppling defined in Figure 10 show that the danger of this type of failure occurring is greatest when tall slender rock columns are present in a slope. The principal aim of reinforcement, in the form of rockbolts or cables, installed to prevent toppling should be to tie these columns together to form wider blocks. It is particularly important that the "keystone" which prevents the front face of the slope from moving should be identified and securely anchored since loss of the restraining action of this block will initiate a progressive failure process in the slope.

It is unlikely that attempts to stabilize a rock slope, in which toppling is the dominant failure mechanism, by drainage would be successful since the structure of the rock mass is disturbed to a much greater extent than in the case of failure by sliding and the slope is therefore self-draining.

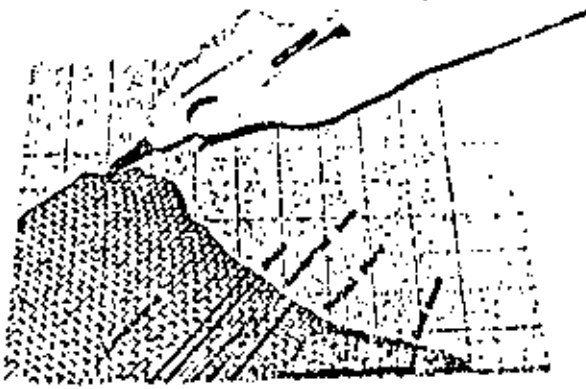


Figure 11a : Model is cut out from a sheet of cork with a modelling knife. The model in this case is of the Frank slide in Alberta, Canada which occurred in 1913 and which is discussed by Coates³² and Terzaghi³³.

Figure 11b : Model resting on a drawing board. Upward displacement of the parallel movement of the board results in the base of the model being subjected to frictional forces which simulate gravitational loading.

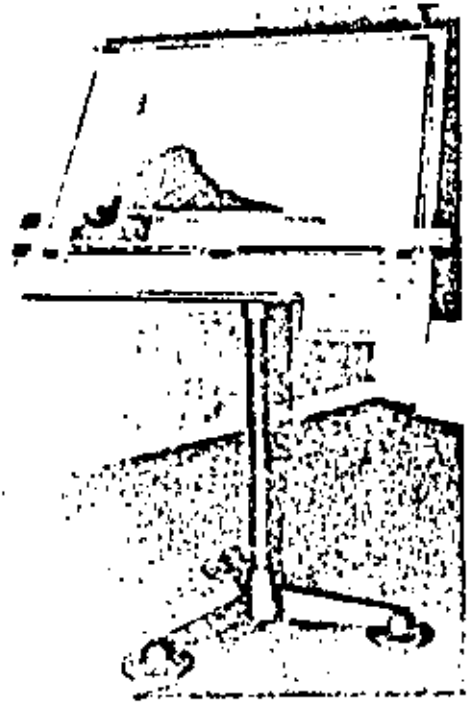


Figure 11c : The Frank slide as it is today. The slide involved approximately 30 million tons of rock and mining of a coal seam at the base of the mountain may have been partially responsible for this failure.

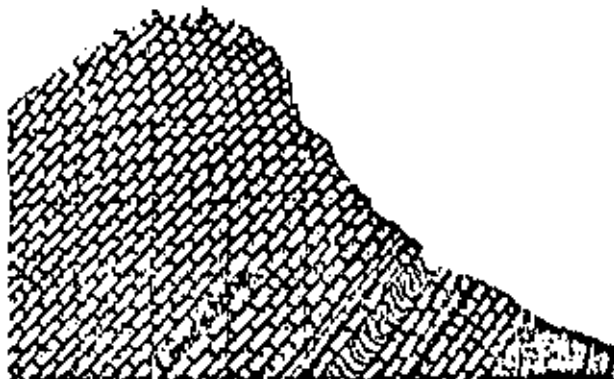


Figure 11d : Original profile of Tuzile mountain on which the Frank slide occurred.

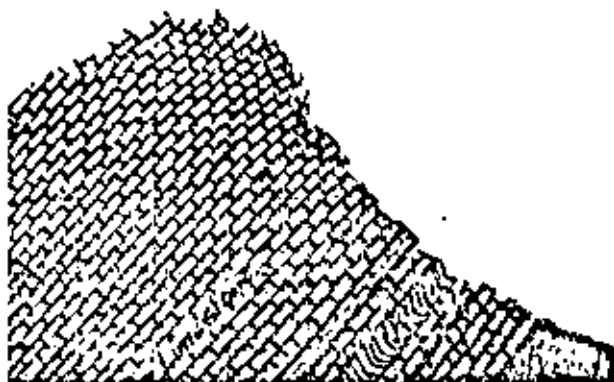


Figure 11e : Bending of strata on mountain top and start of block movement.



Figure 11f : Toppling and rolling of rock blocks.

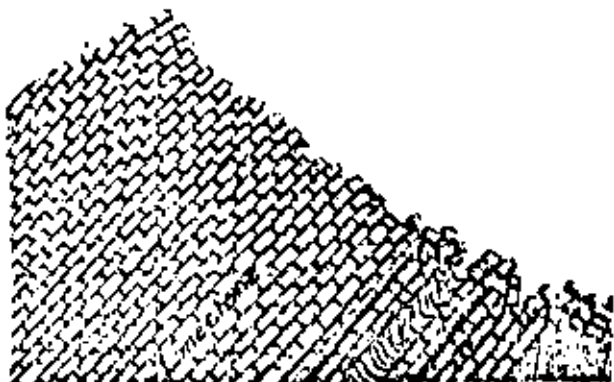
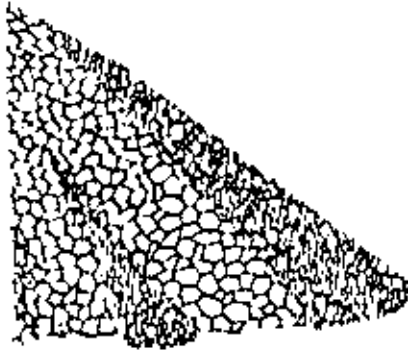


Figure 11g : Stable slope remaining after slide.

Angle of repose of waste dumps



Waste rock dump



Stratified rock mass



Slope in weathered surface material.

A question which frequently arises in discussions on open cast mine slope design is whether the slope angle can be chosen on the basis of the angle of repose of waste dumps. The answer is a most emphatic no because the geometry of the rock mass is entirely different from that of the packing pattern in the waste rock. Although the rock mass may be heavily fractured, this fracturing generally follows systematic patterns and failure, when it occurs, usually follows a continuous feature such as a joint or a bedding plane. This is not the case in a waste rock pile in which no regular discontinuity pattern exists and in which failure involves a complex movement path for each individual piece of rock. The groundwater conditions in the rock slope and in the waste pile are also significantly different because of the differences in the drainage characteristics of the two systems.

Table 1 shows that the effective friction angle for waste rock generally lies between 15 and 45° and the angle of repose of waste rock dumps is frequently found to be approximately 38° . Failures in waste rock dumps can and do occur due to a variety of causes, most of which are associated with sliding on the surface upon which the dump has been placed or breakage of particles within the dump. These factors will be examined in more detail in a later chapter.

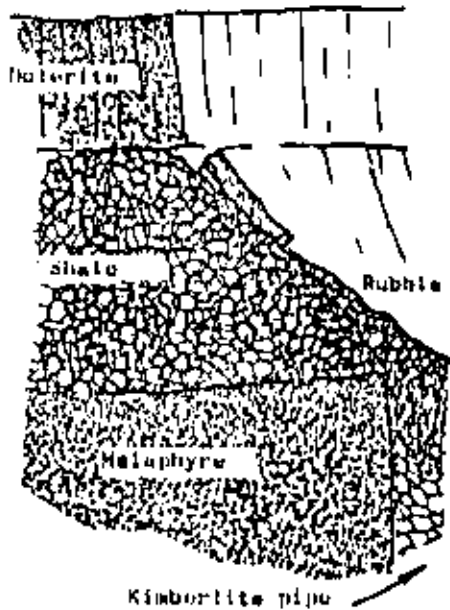
An interesting corollary to this difference between the behaviour of a waste rock dump and a rock mass is the proposal which is sometimes put forward to stabilise a slide by breaking up the plane on which sliding occurs by means of carefully placed blasts. This proposition is discussed by Zaruba and Mencl²⁸ and they conclude that the technique is unreliable and that the risk of inducing a major slide by blasting probably outweighs the advantage of a slight increase in stability which may be achieved if the blast can be successfully carried out. The author is in complete agreement with this assessment and would not recommend this method of slope stabilisation except under very unusual conditions and subject to the control of a blasting specialist.

Slope failure induced by weathering

Engineers are sometimes so concerned with the mechanics of slope failure that they forget that rock does not have the same predictable behaviour characteristics as man-made engineering materials such as steel and concrete. Weathering, which results in a progressive deterioration of the properties of the rock with time, is a factor which is sometimes not assigned sufficient importance by engineers.

A complete discussion on weathering exceeds the scope of this handbook and the interested reader is referred to the extensive literature on the subject, recently reviewed by Saunders and Fookes³¹. One example will serve to warn the reader of the type of problem which may arise in rock slopes as a result of weathering.

The de Beers' diamond mine at Kimberley in South Africa is currently being re-opened, having ceased operations in 1908.



Approximate section through the de Beers' diamond mine.

As shown in the sketch opposite, the vertically jointed dolerite which occurs on the surface rests on a thick bed of shale. This shale, which is a good medium/hard rock in its unweathered state, gradually weathers on exposure to a residual soil. This weathered material has a cohesive strength of zero and a friction angle of approximately 32° and progressive failure of the originally steep slopes in the shale has induced failure in the overlying dolerites as illustrated in the photograph reproduced below.

In the case of the de Beers' mine, weathering has taken tens of years to produce the slope conditions illustrated. There are many other situations in which weathering of mudstones, siltstones and soft shales can occur in a matter of months and can give rise to severe slope problems unless their presence has been recognized and provided for in the design.



Upper slopes on the de Beers' diamond mine at Kimberley in South Africa. Failure of the vertically jointed dolerite is induced by progressive weathering of the underlying shales.

Chapter 2 references

Selected reference on slope behaviour.

11. BLAKE, W. Stresses and displacements surrounding an open pit in a gravity loaded rock. *U.S. Bureau of Mines Report of Investigations* 7002, Aug. 1967, 20p.
12. BLAKE, W. Finite element model for excellent pit tool. *Mining Engineering, A.I.M.E.*, Vol. 21, No. 8, 1969, pp. 79-80.
13. YH, Y.S., CYENCE, M. and COATES, D.F. Comparison of stress and displacement in a gravity loaded slope by photoelasticity and finite element analysis. *Canadian Dept. Energy, Mines and Resources Report MR 68-24 ID*, 1968.
14. WANG, F.D. and SUN, M.C. Slope stability analysis by finite element stress analysis and limiting equilibrium method. *U.S. Bureau of Mines Report of Investigations* 7341, January 1970, 16p.
15. STACEY, T.R. The stresses surrounding open-pit mine slopes. *Planning open pit mines, Johannesburg Symposium 1970*. Published by A.A. Balkema, Amsterdam, 1971. pp.199-207.
16. HOEK, E. The influence of structure upon the stability of rock slopes. *Proc. 1st Symposium on Stability in Open Pit Mining, Vancouver 1970*, A.I.M.E., New York, 1971, p.49-63.
17. TERZAGHI, K. Stability of steep slopes on hard unweathered rock. *Geotechnique*, Vol. 12, 1962, pp.251-270.
18. MULLER, I. The European approach to slope stability problems in open-pit mines. *Proc. Third Symposium on Rock Mechanics, Colorado School of Mines Quarterly*, Vol. 34, No. 3, 1959, pp.116-133.
19. GOODMAN, R.A., TAYLOR, R.L. and BREKKE, T.L. A model for the mechanics of jointed rock. *J. Soil Mech. Foundation Div.* Vol. 94, No. SM6, 1968, p.637.
20. CUNDALL, P.A. A computer model for simulating progressive large-scale movements in blocky rock systems. *Proc. Symposium on Rock Fracture*, Nancy, France, October 1971. section 2-B.
21. KLEY, R.J. and LUTTON, R.J. Engineering properties of nuclear craters: a study of selected rock excavations as related to large nuclear craters. *Report U.S. Army Engineers*, No. PNE 5010 1967, 159p.
22. ROSS-BROWN, D.R. Slope design in opencast mines. *Ph.D. Thesis*, London University, in preparation.
23. MCMAHON, B.K. A statistical method for the design of rock slopes. *Proc. 1st Australia-New Zealand Conference of Geomechanics, Melbourne, August 1971*.

24. BHUK, T. Optimization of slopes designed in rock. *Proc. 2nd Congress Internl. Society of Rock Mechanics, Belgrade, 1970, Vol. 2, Section 7-2.*
25. LANGELAN, A. Some aspects of safety factors in soil mechanics considered as a problem of probability. *Proc. 6th Internl. Conference on Soil Mech. and Foundation Engineering, Montreal 1965, Vol. 2, pp.500-502.*
26. HOPMANN, H. The deformation process of regularly jointed discontinuum during the excavation of a cut (In German). *Proc. 2nd Congress Internl. Society of Rock Mechanics, Belgrade 1970, Vol. 2, Section 7-1.*
27. MILLER, J. The rock slide in the Valant Valley. *Rock Mechanics and Engineering Geology, Vol. 1:73-4, 1964.*
28. ZARUBA, Q. and MENCI, V. *Landslides and their control.* Academia press, Prague, 1969, 205 p. (available through Elsevier, London, New York and Amsterdam).
29. GOODMAN, R.K. Geological investigations to evaluate stability. *Proc. 2nd Symposium on Stability for Open Pit Mining, Vancouver, November 1973.* Publishers A.I.M.M., New York - in press.
30. ASHBY, J.P. Sliding and toppling modes of failure in massive and jointed rock slopes. *M.Sc. Thesis, Univ. of London (Imperial College), 1971, 40 p.*
31. SAUNDERS, M.K. and PLOKER, P.S. A review of the relationship of rock weathering and climate and its significance to foundation engineering. *Engineering Geology, Vol. 4, 1970, pp.289-325.*
32. COATEK, D.F. *Rock Mechanics Principles.* Canadian Department of Energy, Mines and Resources, Mines Branch Monograph 874, 1968, 300 p.
33. TERZAGHI, K. *Mechanics of Landslides in Application of Geology to Engineering Practice (Berkey Volume).* Geological Society of America, 1950, p 81-127.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA
Y A LA CONSTRUCCION**

**CHAPTER 3:
GRAPHICAL PRESENTATION OF GEOLOGICAL DATA**

MAYO, 1984

Chapter 3: Graphical presentation of geological data

Introduction

The dominant role of geological discontinuities in rock slope behaviour has already been emphasised and few engineers or geologists would question the need to base stability calculations upon an adequate set of geological data. But what is an adequate set of data? What type of data and how much detailed information should be collected for a stability analysis?

This question is rather like the question of which came first - the chicken or the egg? There is little point in collecting data for slopes which are not critical but critical slopes can only be defined if sufficient information is available for their stability to be evaluated. The data gathering must, therefore, be carried out in two stages as suggested in Figure 6.

The first stage involves an examination of existing regional geology maps, air photographs, easily accessible outcrops and the core recovered during exploration drilling. A preliminary analysis of this data will indicate slopes which are likely to prove critical and which require more detailed analysis.

The second stage involves a much more detailed examination of the geological features of these critical regions and may require the drilling of special holes outside the ore body, excavation of trial pits or adits and the detailed mapping and testing of discontinuities.

An important aspect of the geological investigations, in either the first or second stages, is the presentation of the data in a form which can be understood and interpreted by others who may be involved in the stability analysis or who may be brought in to check the results of such an analysis. This means that everyone concerned must be aware of precisely what is meant by the geological terms used and must understand the system of data presentation.

The following definitions and graphical techniques are offered for the guidance of the reader who may not already be familiar with them. There is no implication that these are the best definitions or techniques available and the reader who has become familiar with different methods should certainly continue to use those. What is important is that the techniques which are used in any study should be clearly defined in documents relating to that study so that errors arising out of confusion are avoided.

Definition of geological terms

Rock Material or intact rock, in the context of this discussion, refers to the consolidated and cemented assemblage of mineral particles which form the intact blocks between discontinuities in the rock mass. In most hard igneous and metamorphic rocks, the strength of the intact rock is one or two orders of magnitude greater than that of the rock mass and failure of this intact material is not generally involved in the processes of slope failure. In softer sedimentary rocks, the intact material may be relatively weak and failure of this material may play an important part in slope failure.

Rock mass is the *in-situ* rock which has been rendered discontinuous by systems of structural features such as joints, faults and bedding planes. Slope failure in a rock mass is generally associated with movement on these discontinuity surfaces.



An ordered structural pattern in slate.

Waste rock or broken rock refers to a rock mass which has been disturbed by some mechanical agency such as blasting, ripping or crushing so that the interlocking nature of the in-situ rock has been destroyed. The behaviour of this waste or broken rock is similar to that of a clean sand or gravel, the major differences being due to the angularity of the rock fragments.

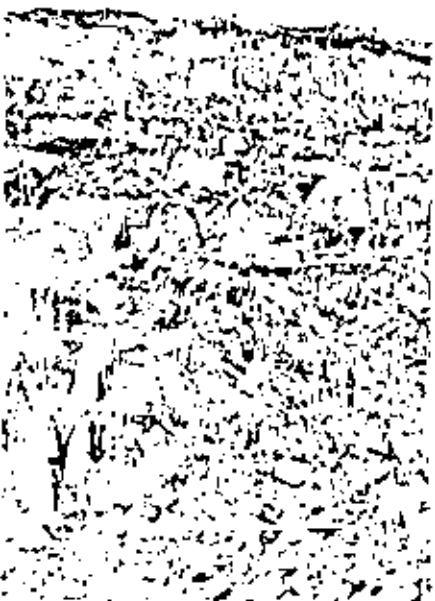
Discontinuities or *weakness planes* are those structural features which separate intact rock blocks within a rock mass. Many engineers describe these features collectively as *joints* but this is an over-simplification since the mechanical properties of these features will vary according to the process of their formation. Hence, faults, dykes, bedding planes, cleavage, tension joints and shear joints will all exhibit distinct characteristics and will respond in different ways to applied loads. A large body of literature dealing with this subject is available and the interested reader is referred to this for further information^{24, 25, 26}. For the purposes of this discussion, the term *discontinuity* will generally be used to define the structural weakness plane upon which movement can take place. The type of discontinuity will be referred to when the description provides information which assists the slope designer in deciding upon the mechanical properties which will be associated with a particular discontinuity.

Major discontinuities are continuous planar structural features such as faults which may be so weak, as compared with any other discontinuity in the rock mass, that they dominate the behaviour of a particular slope. Many of the large failures which have occurred in open pit mines have been associated with faults and particular attention should be paid to tracing these features.

Discontinuity sets refers to systems of discontinuities which have approximately the same inclination and orientation. As a result of the processes involved in their formation¹⁴, most discontinuities occur in families which have preferred directions. In some cases, these sets are clearly defined and easy to distinguish while, in other cases, the structural pattern appears disordered.

Continuity. While major structural features such as faults may run for many tens of feet or even miles, smaller discontinuities such as joints may be very limited in their extent. Failure in a system where discontinuities terminate within the rock mass under consideration will involve failure of the intact rock bridges between these discontinuities. Continuity also has a major influence upon the permeability of a rock mass since this depends upon the extent to which discontinuities are hydraulically connected.

Continuity or persistence is the most difficult geological parameter to define and, as far as the author is aware, no satisfactory system for reliable evaluation of continuity is available. Jennings and his co-workers in South Africa^{27, 28, 29} have attempted to measure continuity and to



An apparently disordered structural pattern in hard rock.

use these measurements to estimate the cohesive strength of potential failure planes. This author does not believe that continuity can be quantified in this way and prefers to err on the side of safety - if in doubt, assume that all discontinuities are continuous. Cohesive strength is estimated by other methods which will be described later.

Gouge or infilling is the material between two faces of a structural discontinuity such as a fault. This material may be the debris resulting from the sliding of one surface upon another or it may be material which has been precipitated from solution or caused by weathering. Whatever the origin of the infilling material in a discontinuity, its presence will have an important influence upon the shear strength of that discontinuity. If the thickness of the gouge is such that the faces of the discontinuity do not come into contact, the shear strength will be equal to the shear strength of the gouge. If the gouge layer is thin so that contact between asperities on the rock surfaces can occur, it will modify the shear strength of the discontinuity but will not control it⁴⁰.

Roughness. Patton^{41,42} emphasized the importance of surface roughness on the shear strength of structural discontinuities in rock. This roughness occurs on both a small scale, involving grain boundaries and failure surfaces, and on a large scale, involving folds and flexures in the discontinuity. The mechanics of movement on rough surfaces will be discussed in the chapter dealing with shear strength.

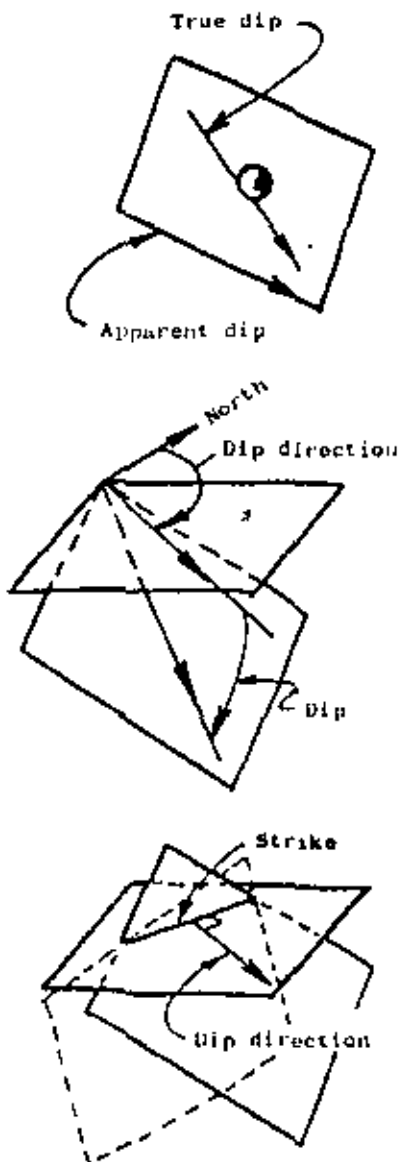
Definition of geometrical terms

Dip is the *maximum* inclination of a structural discontinuity plane to the horizontal. It is sometimes very difficult, when examining an exposed portion of an obliquely inclined plane, to visualize the *true dip* as opposed to the *apparent dip* which is the inclination of an arbitrary line on the plane. The apparent dip is always smaller than the true dip.

One of the simplest models which can be used in thinking about the definition of the dip of a plane is to consider a ball rolling down an obliquely inclined plane. The path of the ball will always lie along the line of maximum inclination which corresponds to the true dip of the plane.

Dip direction or dip azimuth is the direction measured clockwise from North, of the horizontal trace of the line of dip. In terms of the ball rolling down the oblique plane, it is the angle, measured clockwise in degrees on the compass dial, which the direction of rolling would take from true North.

Strike is the trace of the intersection of an obliquely inclined plane with a horizontal reference plane and it is at right angles to the dip and dip direction of the oblique plane. The practical importance of the strike of a plane is that it is the visible trace of a discontinuity which is seen on the horizontal surface of a rock mass. The disadvantage of using this term in slope analysis is that there are in fact two planes with the same dips and strikes as shown on the sketch opposite and, unless a strict convention is adopted in terms of the direction in which the strike is measured, confusion can easily arise.



For this reason, the term *strike* when it is used in this book, will always be defined as:

$$\text{Strike} = (\text{dip direction} - 90^\circ)$$

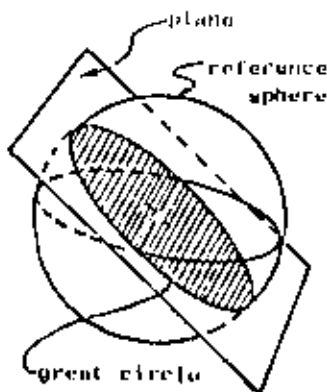
Preferred terms. In order to avoid the confusion which can arise from using *strike*, particularly when a number of engineers and geologists are involved in analysing the same set of data, many slope designers have turned to using *dip* and *dip direction* as the preferred terms for the presentation of all structural data. The same system has been adopted by the author and all the examples presented in this book are in terms of *dip* and *dip direction*.

Graphical techniques for data presentation

One of the most important aspects of rock slope analysis is the systematic collection and presentation of geological data in such a way that it can easily be evaluated and incorporated into stability analyses. Experience has shown that spherical projections provide a convenient means for the presentation of geological data. The engineer or geologist, who is not familiar with this technique, is strongly advised to study the following pages carefully. A few hours invested in such a study can save many hours of frustration and confusion later when the reader becomes involved in studying designs and reading reports in which these methods have been used.

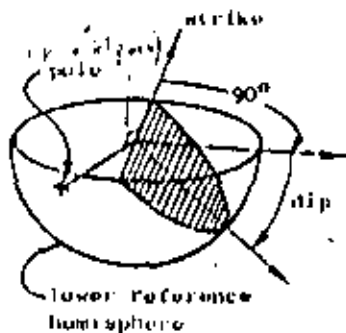
Many engineers shy away from spherical projection methods because they are unfamiliar and because they appear complex, bearing no recognisable relationship to more conventional engineering drawing methods. For many years the author regarded these graphical methods in the same light but, faced with the need to analyse three-dimensional rock slope problems, an effort was made, with the aid of a patient geologist colleague, and the mystery associated with these techniques was rapidly dispelled. This effort has since been repaid many times by the power and flexibility which these graphical methods provide for the rock engineer.

Several types of spherical projection can be used and a comprehensive discussions on these methods have been given by Phillips⁴³, Turner and Weiss³⁶, Badgley⁴⁴ and Friedman⁴⁵. The projection which is used exclusively in this book is the *equal area projection*, sometimes called the Lambert projection or the Schmidt net.



Equal-area projection

The Lambert equal area projection will be familiar to most readers as the system used by geographers to represent the spherical shape of the earth on a flat surface. In adapting this projection to structural geology, the traces of planes on the surface of a reference sphere are used to define the dips and dip directions of the planes. Imagine a reference sphere which is free to move in space but which is not free to rotate in any direction; hence any radial line joining a point on the surface to the centre of the sphere will have a fixed direction in space. If this sphere is now moved so that its centre lies on the plane under consideration, the great circle which is traced



out by the intersection of the plane and the sphere will uniquely define the inclination and orientation of the plane in space. Since the same information is given on both upper and lower parts of the sphere, only one of these need be used and, in engineering applications, the *lower reference hemisphere* is used for the presentation of data.

In addition to the great circle, the inclination and orientation of the plane can also be defined by the *pole* of the plane. The pole is the point at which the surface of the sphere is pierced by the radial line which is normal to the plane.

In order to communicate the information given by the great circle and the position of the pole on the surface of the lower reference hemisphere, a two dimensional representation is obtained by projecting this information onto the horizontal or equatorial reference plane. The method of projection is illustrated in Figure 12a and 12b illustrates the polar and equatorial projections of a sphere.

Polar and equatorial equal-area nets are presented in Figure 13 for use by the reader. Good undistorted copies or photographs of these nets will be useful in following the examples given in this chapter and later in the book.

The most practical method of using the stereonet for plotting structural information is to mount it on a base-board of $\frac{1}{4}$ inch thick plywood as shown in Figure 14. A sheet of clear plastic film of the type used for drawing or for overhead projection, mounted over the net and fixed with *acclatone* around its edges, will keep the stereonet in place and will also protect the net markings from damage in use. The structural data is plotted on a piece of tracing paper or film which is fixed in position over the stereonet by means of a carefully centered pin as shown. The tracing paper must be free to rotate about this pin and it is essential that it is located accurately at the centre of the net otherwise significant errors will be introduced into the subsequent analysis.

Before starting any analysis, the North point must be marked on the tracing so that a reference position is available.

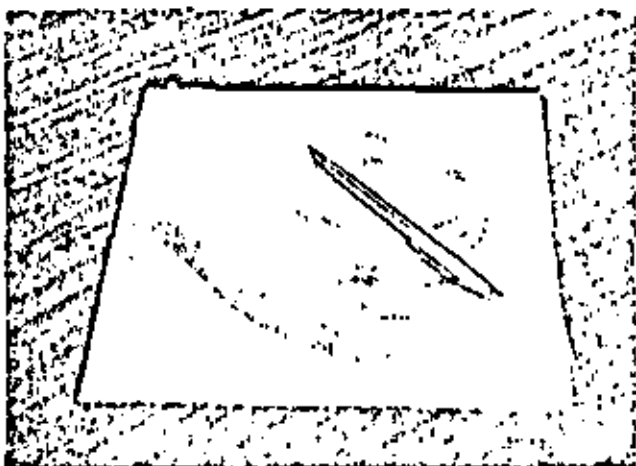


Figure 14:

Geological data is plotted and analysed on a piece of tracing paper which is located over the centre of the stereonet by means of a center pin as shown. The net is mounted on a base-board of plywood or similar material.

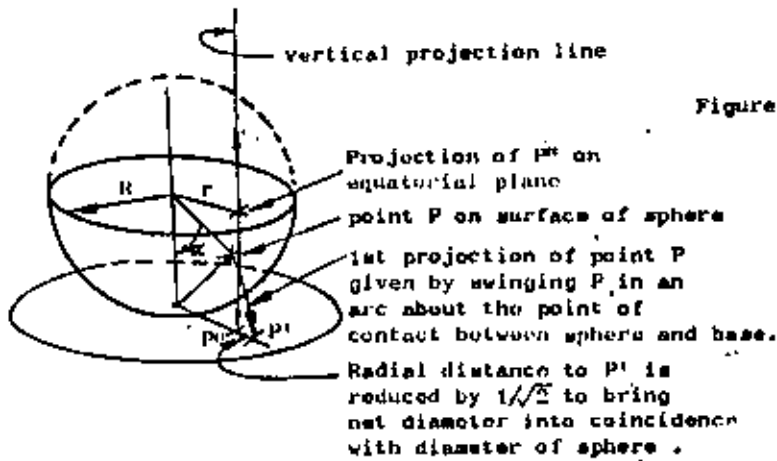


Figure 12a : Method of construction of an equal-area projection.

The radial distance r of the projected point P' on the stereonet is given by :

$$r = \sqrt{2} \cdot R \sin \frac{\theta}{2}$$

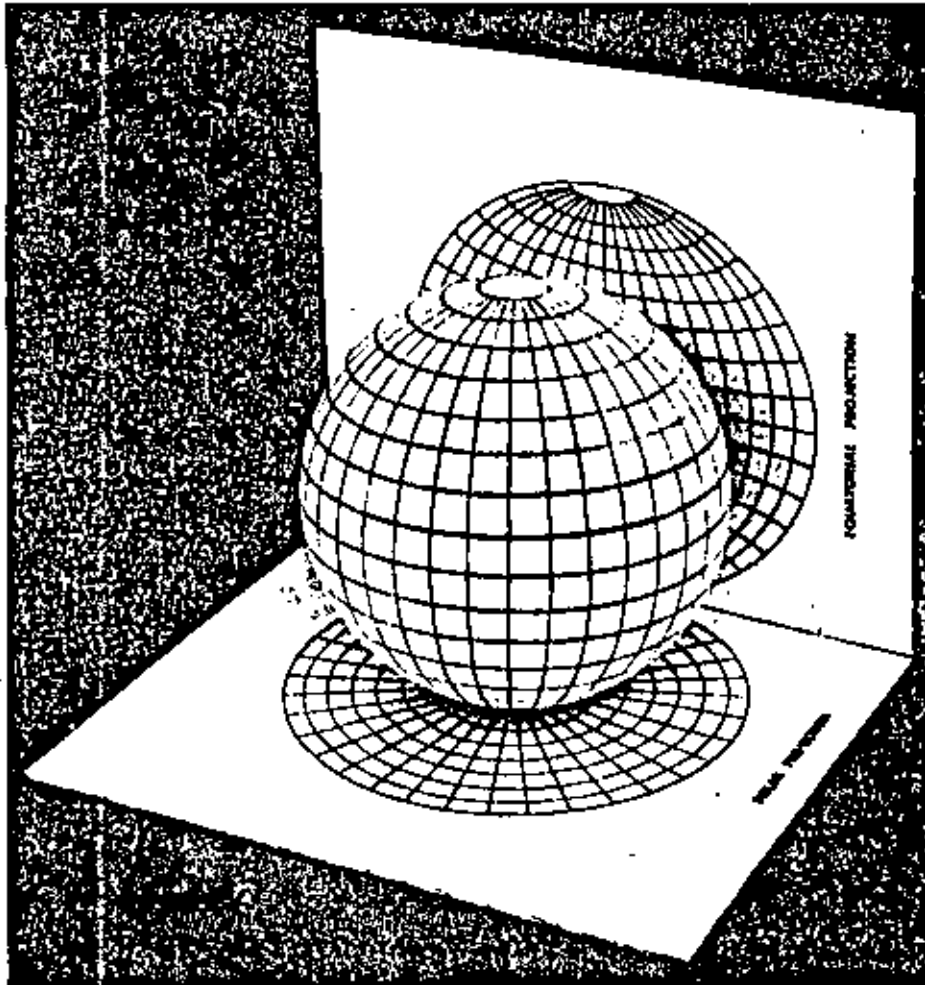


Figure 12b: Polar and equatorial projections of a sphere.

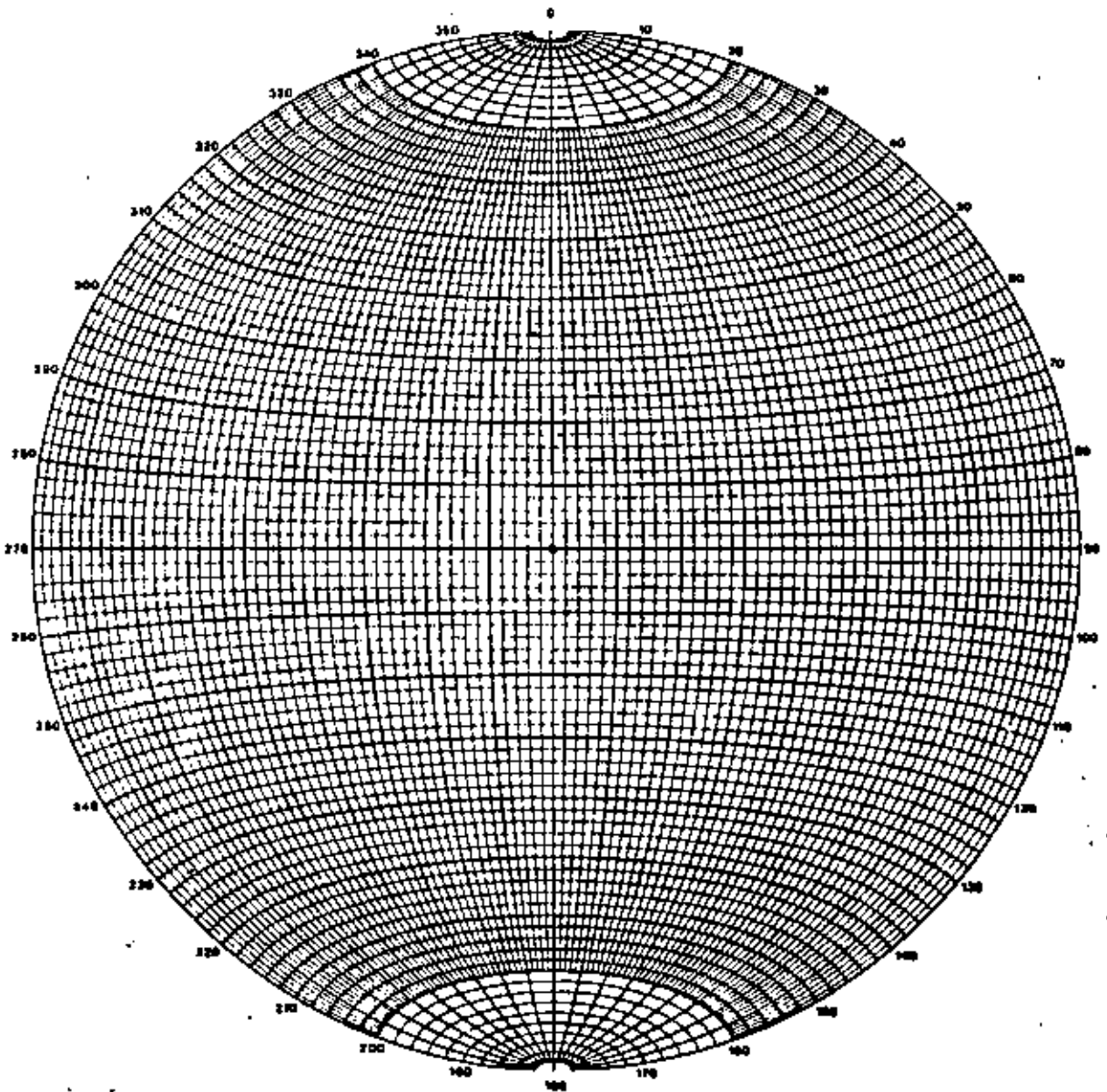


Figure 13a : Equatorial equal-area stereonet marked in 2° intervals. This net is most useful for the construction of great circles during the analysis of structural data.

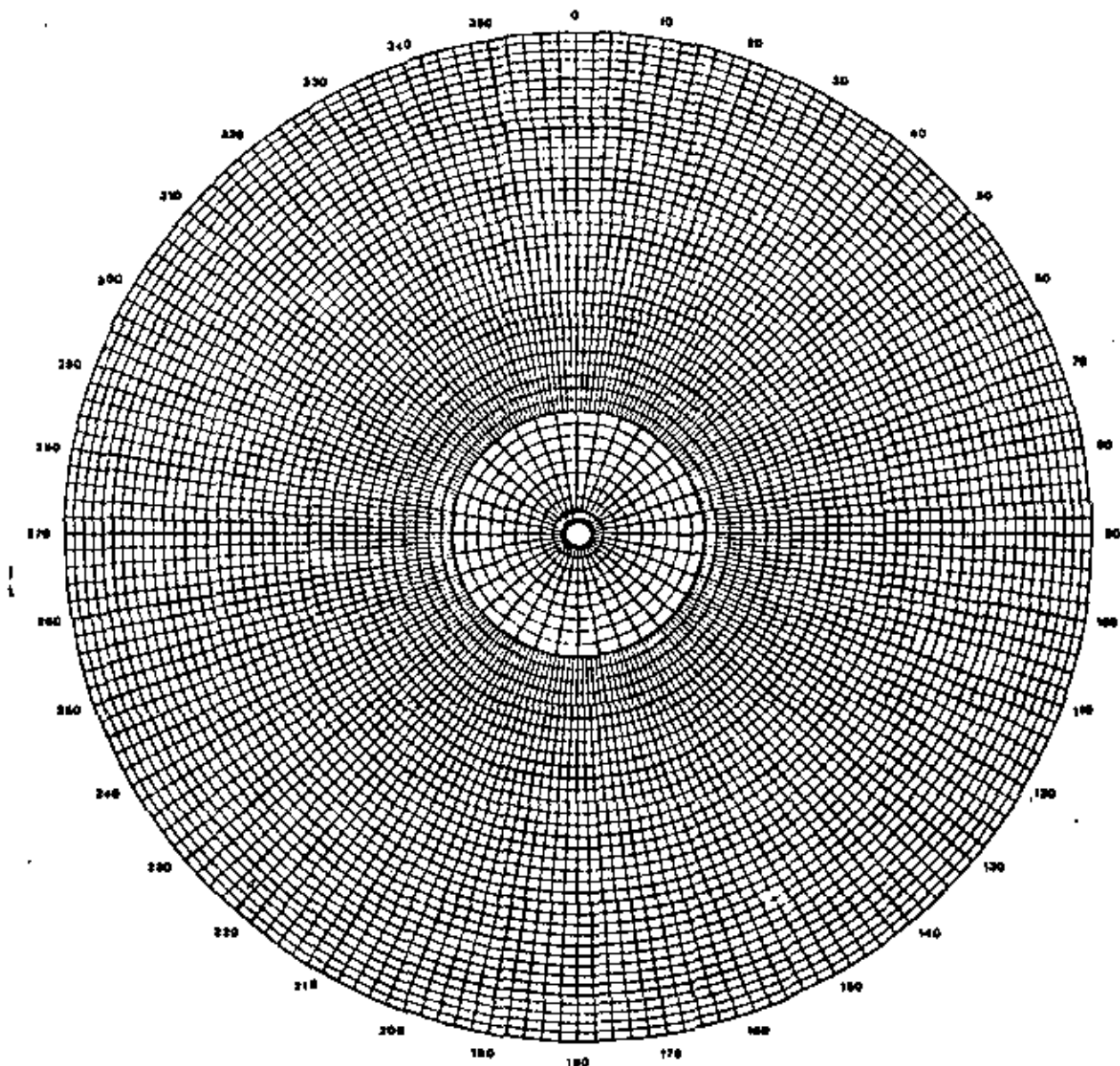
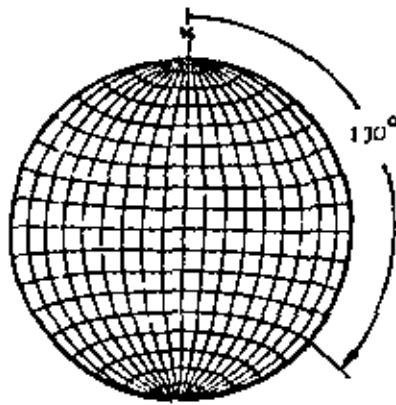


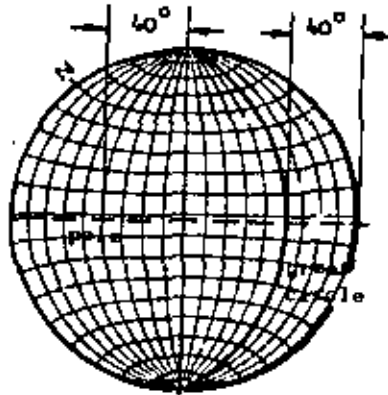
Figure 13b : Polar equal-area stereonet marked in 2° intervals.
This net is used for plotting poles of planes during
the analysis of structural data.



Construction of a great circle and a pole representing a plane.

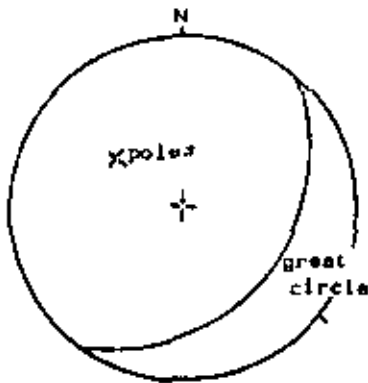
Consider a plane dipping at 40° in a dip direction of 130° . The great circle and the pole representing this plane are constructed as follows:

Step 1: With the tracing paper located over the stereonet by means of the centre pin, trace the circumference of the net and mark the north point. Measure off the dip direction of 130° clockwise from north and mark this position on the circumference of the net.

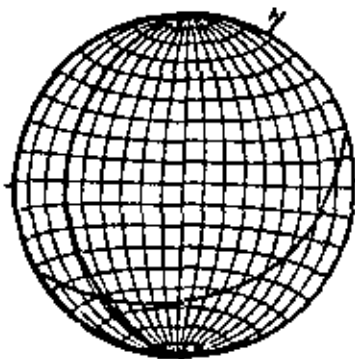
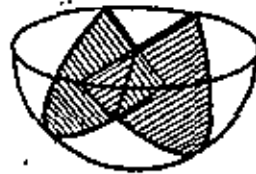


Step 2: Rotate the tracing about the centre pin until the dip direction mark lies on the W-E axis of the net, i.e. the tracing is rotated through 40° . Measure off 40° from the outer circle of the net and trace the great circle which corresponds to a plane dipping at this angle.

The position of the pole, which has a dip of $(90^\circ - 40^\circ)$, is found by measuring off 40° from the centre of the net as shown or, alternatively, 30° from the outside of the net. The pole lies on the projection of the dip direction line which, at this stage in the construction, is coincident with the W-E axis of the net.



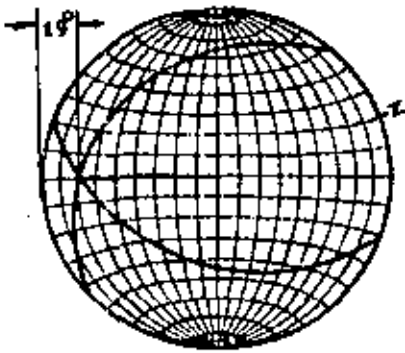
Step 3: The tracing is now rotated back to its original position so that the north mark on the tracing coincides with the north mark on the net. The final appearance of the great circle and the pole representing a plane dipping at 40° in a dip direction of 130° is as illustrated.



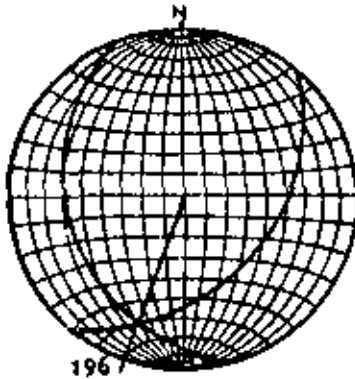
Determination of the line of intersection of two planes

Two planes, having dips of 40° and 30° and dip directions of 130° and 250° respectively, intersect. It is required to find the dip and dip direction of the line of intersection.

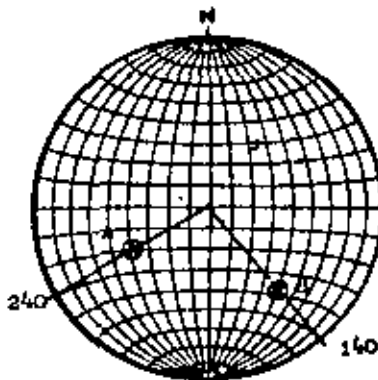
Step 1: One of these planes has already been described above and the great circle defining the second plane is obtained by marking off the 250° dip direction on the circumference of the net, rotating the tracing until this mark lies on the W-E axis and tracing the great circle corresponding to a dip of 30° .



Step 2: The tracing is now rotated until the intersection of the two great circles lies along the W-E axis of the stereonet and the dip of the line of intersection is measured as 19° .



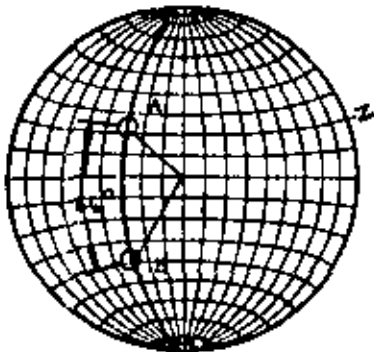
Step 3: The tracing is now rotated until the north mark coincides with the north point on the stereonet and the dip direction of the line of intersection is found to be 196° .



To determine the angle between two specified lines.

Two lines in space, e.g. lines of intersection or normals to planes, are specified by dips of 34° and 40° and dip directions of 240° and 140° respectively. It is required to find the angle between these lines.

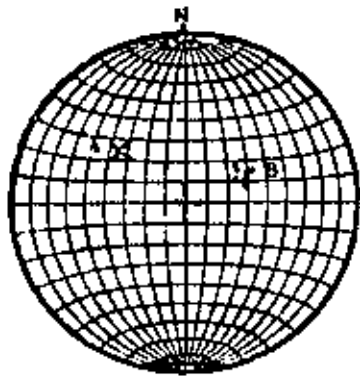
Step 1: The points A and B which define these lines are marked on the stereonet as described under the procedure for locating the pole.



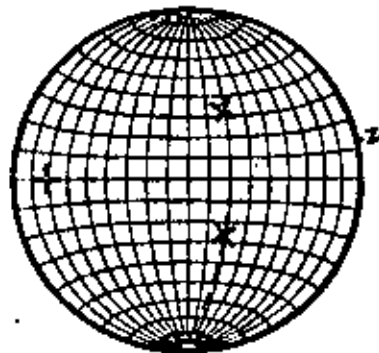
Step 2: The tracing is now rotated until these two points lie on the same great circle on the stereonet and the angle between the lines is determined by counting the small circle divisions between A and B, along the great circle. This angle is found to be 64° .

The great circle on which A and B lie defines the plane which contains these two lines and the dip and dip direction of this plane are found to be 60° and 200° respectively.

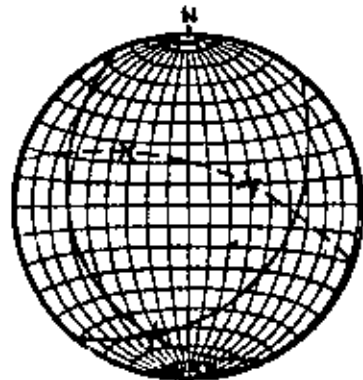
Alternative method for finding the line of intersection of two planes.



Two planes, dipping at 40° and 30° in dip directions of 130° and 250° respectively are defined by their poles A and B as shown. The line of intersection of these two planes is defined as follows:



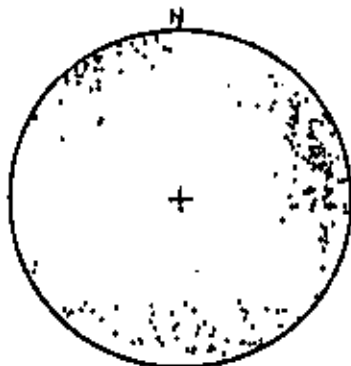
Step 1: Rotate the tracing until both poles lie on the same great circle. This great circle defines the plane which contains the two normals to the planes.



Step 2: Find the pole of this plane by measuring off the dip on the W-E axis of the stereonet. This pole P defines the normal to the plane containing A and B and, since this normal is common to both planes, it is, in fact, the line of intersection of the two planes.

Hence, the pole of a plane which passes through the poles of two other planes defines the line of intersection of those planes.

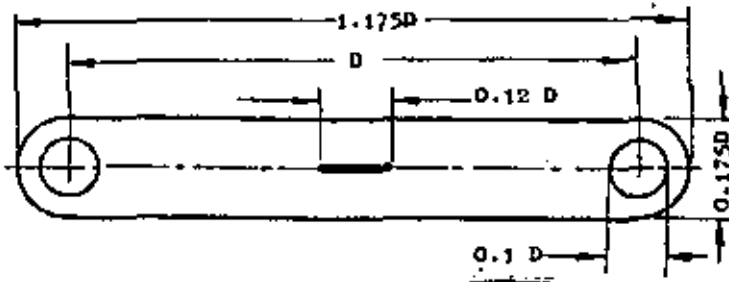
Determination of preferred orientations of discontinuity sets.



In plotting field observations of dip and dip direction, it is convenient to work in terms of poles rather than great circles since, when the number of observations exceeds about 10, the plot of great circles can be very confusing. Even when the information is plotted in terms of poles, using a polar stereonet, the overall picture, as shown opposite, can be confusing and requires additional interpretation.

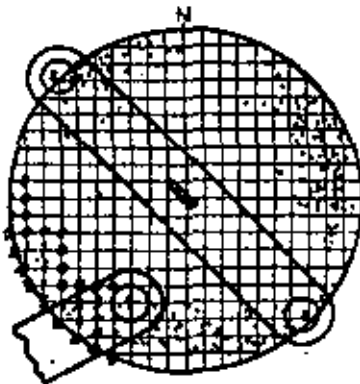
In order to identify the preferred orientations of systems of structural discontinuities from a pole plot such as that shown, a number of contouring techniques are available. One of these techniques will be described and the reader requiring further details on these methods is referred to texts such as that by Turner and Weiss¹⁶.

Schmidt or grid method



Schmidt point counter machined from 1.5 mm thick perspex sheet. Dimensions are given in multiples of D, the diameter of the stereonet.

The basic tool required for this contouring method is a transparent counter such as that illustrated above. These counters are not commercially available but can easily be machined from a sheet of perspex or similar material. The dimensions of the counter are given in terms of the stereonet diameter which, for this application, would normally be 15 to 20 cms. The centre slot is end-milled or cut with a fret-saw and should be approximately 1 mm wide.



The tracing, on which the poles have been plotted, is placed over a grid with lines spaced at one-twentieth of the grid diameter (i.e. a 1 cm grid for a 20 cm stereonet). With the centre of one of the circular holes at the end of the counter centred on a grid intersection, the number of poles falling within the circle is counted and this number is written on the grid intersection. The counting circle is moved to successive grid points and the count noted at each point. Where poles fall very close to the periphery of the stereonet, the counter is located with its centre slot over the centre pin of the stereonet and poles falling within both circles are counted as shown. The total number of poles in the two circles is noted at both intersection points.



Once the counting has been completed and all the counts noted at intersection points, contouring is carried out by joining intersection points having the same number written over them. The contour values are determined from the individual pole counts divided by the total number of poles on the stereonet. Hence, in the example given, the total number of poles is 134 and the line joining intersections with 8 poles represents the 6X contour. Similarly, 16 poles corresponds to 12X and 4 poles to 3X. The contour intervals are normally shaded as shown in order to assist the user in rapid identification of significant pole concentrations.

Evaluation of potential slope problems

Different types of slope failure are associated with different geological structures and it is important that the slope designer should be able to recognise potential stability problems during the early stages of a project. Some of the signs which should be watched for when examining stereoplots of the structural data are outlined on the following pages and a test for the possibility of sliding on one or more discontinuity is described.

Figure 15 shows the four main types of failure considered in this book and gives the appearance of typical stereoplots of geological conditions likely to lead to such failures. Note that in assessing stability, the cut face of the slope must be included in the stereoplot since sliding can only occur as a result of movement towards the free face created by the cut.

The diagrams given in Figure 15 have been simplified for the sake of clarity. In an actual rock slope, combinations of several types of geological structures may be present and this may give rise to additional types of failure. For example, presence of discontinuities which can lead to toppling as well as planes upon which wedge sliding can occur could lead to the sliding of a wedge which is separated from the rock mass by a "tension crack".

In a typical field study in which structural data has been plotted on stereonets, a number of significant pole concentrations may be present. It is useful to be able to identify those which represent potential failure planes and to eliminate those which represent structures which are unlikely to be involved in slope failures. John⁴⁶, Panat⁴⁷ and McMahon²³ have discussed methods for identifying important pole concentration but the author prefers a method recently developed by Markland⁴⁸.

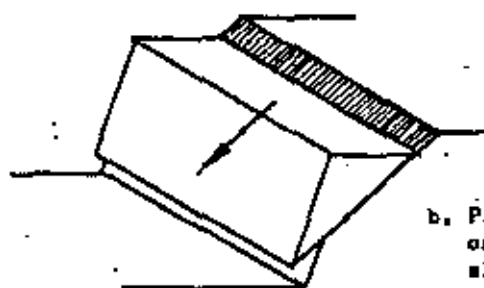
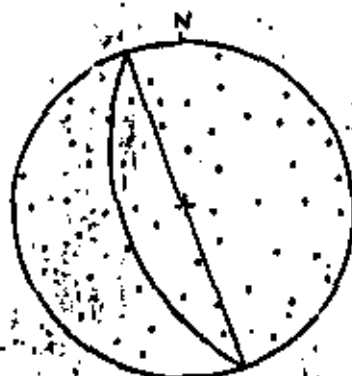
Markland's test, described hereunder, is to establish the possibility of a wedge failure in which sliding takes place along the line of intersection of two planar discontinuities as illustrated in Figure 15c. Plane failure, Figure 15b, is also covered by this test since it is a special case of wedge failure. If contact is maintained on both planes, sliding can only occur along the line of intersection and hence this line of intersection must "daylight" in the slope face. In other words, the dip of the line of intersection must be less than the dip of the slope face, measured in the direction of the line of intersection as shown in Figure 16a.

As will be shown in the chapter dealing with wedge failure, the factor of safety of the slope depends upon the dip of the line of intersection, the shear strength of the discontinuity surfaces and the geometry of the wedge. The limiting case occurs when the wedge degenerates to a plane, i.e. the dips and dip direction of the two planes are the same, and when the shear strength of this plane is due to friction only. As already discussed, sliding under these conditions occurs when the dip of the plane exceeds the angle of friction ϕ and hence, a first approximation of wedge stability is obtained by considering whether the dip of the line of intersection exceeds the friction angle for the rock surfaces. Figure 16b shows that the slope is potentially unstable when the point defining the line of intersection of the two planes falls within the area included between the great circle defining the slope face and the circle defining an infinite series of planes (a cone) all dipping at the angle of friction ϕ .

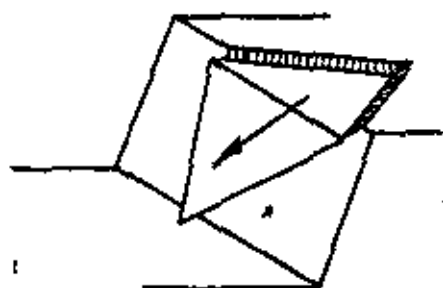
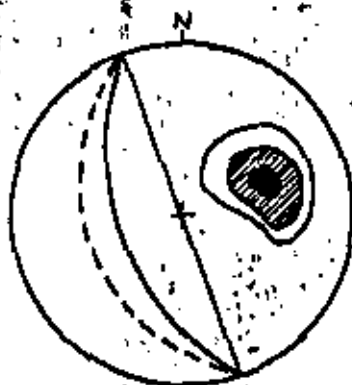
The reader who is familiar with wedge analysis will argue that this area can be further reduced by allowing for the influence of "wedging" between the two discontinuity planes. On the other hand, the stability may be decreased if water is present in the slope. Experience suggests that these



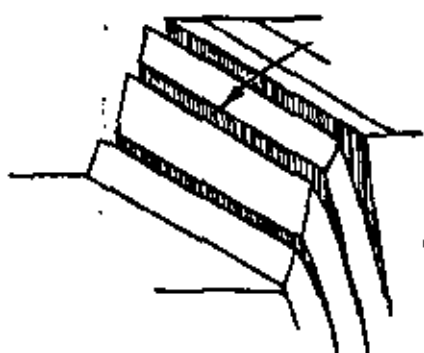
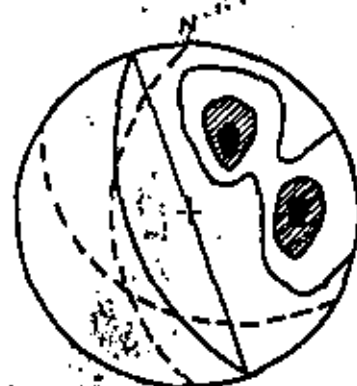
a. Circular failure in overburden soil, waste rock or heavily fractured rock with no identifiable structural pattern.



b. Plane failure in highly ordered structure such as slate.



c. Wedge failure on two intersecting discontinuities.



d. Toppling failure in hard rock which can form columnar structures separated by steeply dipping discontinuities.

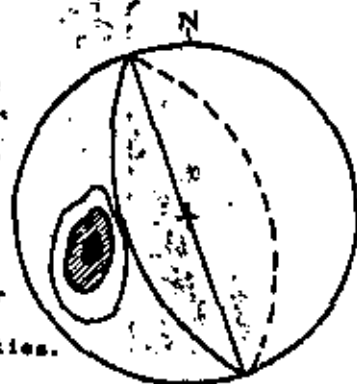


Figure 15 : Main types of slope failure and appearance of stereoplots of structural conditions likely to give rise to these failures.

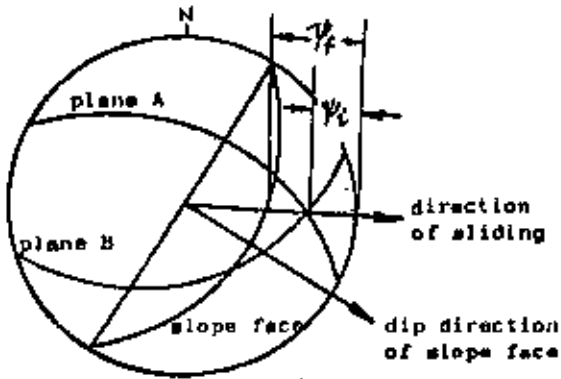


Figure 16a : Sliding along the line of intersection of planes A and B is possible when the dip of this line is less than the dip of the slope face, measured in the direction of sliding, is $\psi_f > \psi_i$.

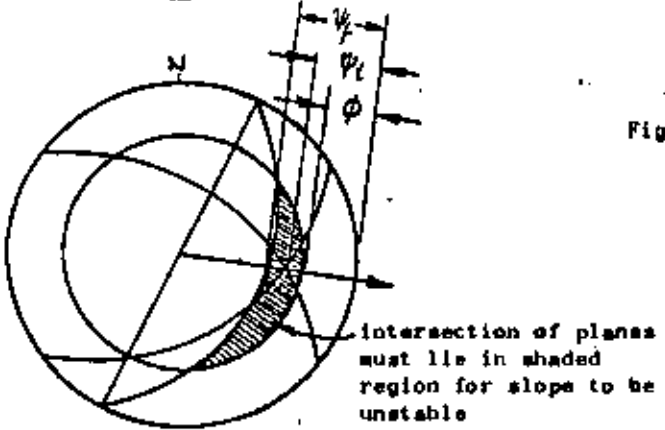


Figure 16b : Sliding is assumed to occur when the dip of the line of intersection exceeds the angle of friction, is when $\psi_f > \psi_i > \phi$.

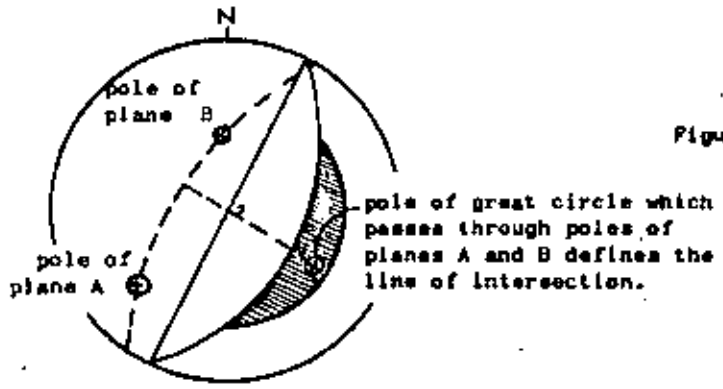


Figure 16c : Representation of planes by their poles and determination of the line of intersection by the pole of the great circle which passes through these poles.

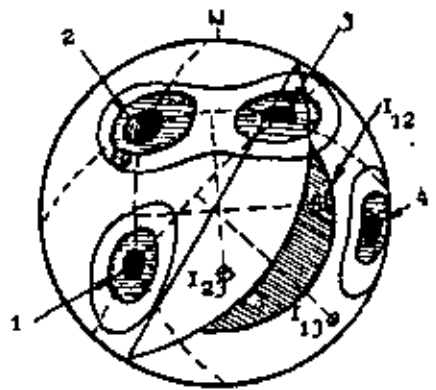
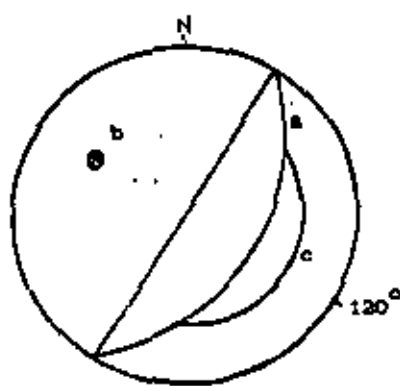


Figure 16d : Preliminary evaluation of the stability of a 50° slope in a rock mass with 4 sets of structural discontinuities.

two factors will tend to cancel one another in typical wedge problems and that the crude assumption used in deriving Figure 16b is adequate for most practical problems. It should be remembered that this test is designed to identify critical discontinuities and, having identified them, a more detailed analysis would normally be necessary in order to define the factor of safety of the slope.

Figures 16a and 16b show the discontinuity planes as great circles but, as has been discussed on the previous pages, field data on these structures is normally plotted in terms of poles. In Figure 16c the two discontinuity planes are represented by their poles and, in order to find the line of intersection of these planes, the method described on page 47 is used. The tracing on which the poles are plotted is rotated until both poles lie on the same great circle. The pole of this great circle defines the line of intersection of the two planes.

As an example of the use of this test consider the contoured stereonet of poles given in Figure 16d. It is required to examine the stability of a slope face with a dip of 30° and dip direction of 120°. A friction angle of 30° is assumed for this analysis. An overlay is prepared on which the following information is included:



Overlay for checking possibility of wedge failures .

- a. The great circle representing the slope face
- b. The pole representing the slope face
- c. The friction circle.

This overlay is placed over the contoured stereonet and the two are rotated together over the stereonet to find great circles passing through pole concentrations. The lines of intersection are defined by the poles of these great circles as shown in Figure 16d. From this figure it will be seen that the most dangerous combination of discontinuities is that represented by the pole concentrations numbered 1 and 2. The intersections I_{21} and I_{12} both fall outside the critical area and are not likely to give rise to instability. The pole concentration numbered 4 will not be involved in sliding but, as shown in Figure 16d, it could give rise to toppling or the opening of tension cracks.

In the example described above, it would be necessary to examine this slope, and particularly discontinuities 1 and 2, in more detail to establish whether the critical conditions suggested by this preliminary analysis do indeed exist or whether there are other factors which increase the stability of the slope.

In cases where only one major pole concentration occurs as in Figure 15b, plane failure is possible if this concentration lies close to the pole of the slope face. In the example given in Figure 16d, pole concentration 2 lies sufficiently close to the pole of the slope face for two dimensional sliding to be considered a possibility and to justify a more detailed examination of this possibility.

Suggested method of data presentation and analysis for open pit planning.

During the early feasibility studies on a proposed open pit mine, an estimate of safe slope angles is required for the calculation of ore to waste ratios and for the preliminary pit layout. The only structural data which is likely to be available at this stage is that which has been obtained by logging cores drilled for mineral evaluation purposes and by mapping surface outcrops. Scanty as this data is, it does provide a basis for a first estimate of potential slope problems and the author suggests that this data should be treated in the manner illustrated in Figure 17.

On an outline plan of the proposed open pit; contoured stereoplots of whatever structural data is available are drawn. These plots are drawn at the location of the field observations and should, where possible, be evenly spaced around the pit perimeter. It is particularly important that areas of major faulting or areas in which changes of rock type occur should be mapped.

An overlay is prepared as described earlier and, in Figure 17, it has been assumed that the stability of 45° slopes is to be checked. Where the geological mapping has indicated the presence of faults or clay seams, a friction angle of 20° should be used to define the friction circle. Where no such structures appear to be present, a friction angle of 30° is more realistic and this is the value used in Figure 17.

The eastern side of the hypothetical porphyry-copper pit illustrated in Figure 17 does not contain structures which are unfavourable to stability and, since porphyry is a good hard rock, steepening of these slopes can be considered. Figure 7 on page 20 can be used as a guide to the maximum permissible slope angle for a given pit depth.

Note that the structures which occur in the south-eastern part of the pit could give rise to toppling failure if steep slopes are created (see Figure 15d). This possibility should be kept in mind as the pit planning progresses and a further analysis carried out if required.

The structures in the south-western part of the pit are not critical but there are bound to be local discontinuities which will cause small wedge slides on individual benches. This would be particularly true for the porphyry/slate contact. Since flattening of the slate slopes is essential, it would be wise to start this flattening in the south-western corner of the pit.

The most critical area in this particular pit will be the western slopes where the slate dips into the pit at about the same angle as the slopes (note that the pole concentration coincides with the pole of the slope face - a critical limiting condition for two-dimensional sliding). It would be essential to carry out further investigations in this part of the pit. Additional drilling to check the extent of the slate, groundwater studies and shear testing of discontinuity planes would all be necessary. A detailed stability analysis, using methods described in later chapters, would have to be carried out to establish the safe slope angles for this part of the pit.

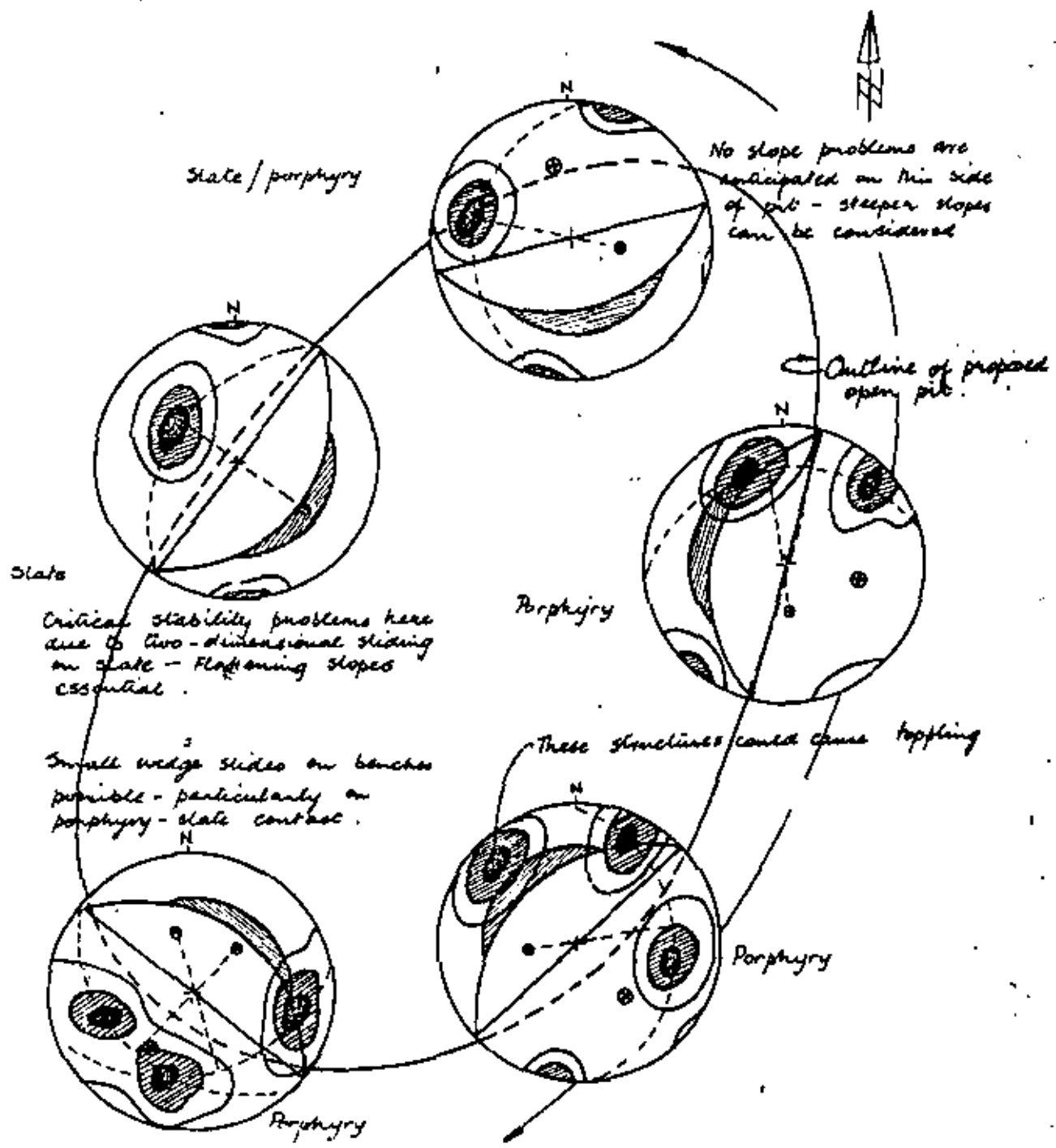


Figure 17 : Presentation of geological data and preliminary analysis of slope stability for feasibility study on hypothetical open pit mine.

Selected references on geological definitions and stereographic treatment of geological data.

34. PRICE, N.J. *Fault and joint development in brittle and semi-brittle rock*. Pergamon Press, London, 1966, 176 p.
35. LOUDERBACK, G.D. *Faults and engineering geology in Application of Geology to Engineering practices (Berkey volume)*. Geological Society of America, 1950, 327 p.
36. TURNER, F.J. and WEISS, L.E. *Structural analysis of metamorphic tectonites*. McGraw-Hill Book Co., New York, 1963, 545 p.
37. JENNINGS, J.E. A mathematical theory for the calculation of the stability of slopes in open cast mines. *Planning open pit mines, Johannesburg Symposium 1970*. Published by A.A. Balkema, Amsterdam, 1971, pp. 87-102.
38. PITEAU, D.R. Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. *Planning open pit mines, Johannesburg Symposium 1970*. Published by A.A. Balkema, Amsterdam 1971, pp. 33-53.
39. ROBERTSON, A. MacG. The interpretation of geological factors for use in slope theory. *Planning open pit mines, Johannesburg Symposium 1970*. Published by A.A. Balkema, Amsterdam 1971, pp.55-71.
40. GOODMAN, R.E. The deformability of joints in *Determination of the in-situ modulus of deformation of rock*. American Society for Testing and Materials Special Technical Publication, Number 477, 1970, pp.174-196.
41. PATTON, F.D. Multiple modes of shear failure in rock. *Proc. 1st International Congress on Rock Mechanics*, Lisbon 1966, Vol. 1, pp. 509-513.
42. PATTON, F.D. and DEERE, D.U. Significant geological factors in rock slope stability. *Planning open pit mines, Johannesburg Symposium 1970*. Published by A.A. Balkema, Amsterdam 1971, pp. 143-151.
43. PHILLIPS, F.C. *The use of stereographic projections in structural geology*. Edward Arnold, London. Third edition (paperback), 1971, 90 p.
44. BADGLEY, P.C. *Structural methods for the exploration geologist*. Harper Brothers, New York 1959, 280 p.
45. FRIEDMAN, M. Petrofabric techniques for the determination of principal stress directions in rocks. *Proc. Conference State of Stress in the Earth's crust, Santa Monica 1963*. Elsevier, New York 1964, pp. 451-550.
46. JOHN, K.W. Graphical stability analysis of slopes in jointed rock. *Journal Soil Mechanics and Foundation Div. ASCE* Vol. 94, No. SM2, 1968, pp. 497-526 with discussion and closure in Vol. 95, No. SM6, 1969, pp. 1541-1545.
47. PANET, M. Discussion on graphical stability analysis of slopes in jointed rock by K.W. John. *Journal Soil Mechanics and Foundation Div. ASCE*, Vol. 95, No. SM6

1969, pp. 685-686.

48. MARKLAND, J.T. A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge sliding type of failure is expected. *Imperial College Rock Mechanics Research Report*, No. 19, May 1972, 10 p.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA
Y A LA CONSTRUCCION**

CHAPTER 8:

WEDGE FAILURE

MAYO, 1984.

Chapter 8 : Wedge failure

Introduction

The previous chapter was concerned with slope failure resulting from sliding on a single planar surface dipping into the excavation and striking parallel or nearly parallel to the slope face. It was stated that the plane failure analysis is valid provided that the strike of the failure plane is within 120° of the strike of the slope face. This chapter is concerned with the failure of slopes in which structural features upon which sliding can occur strike across the slope crest and where sliding takes place along the line of intersection of two such planes.

This problem has been extensively discussed in geotechnical literature and the authors have drawn heavily upon the work of Londe, John, Wittke, Goodman and others listed in references 152 to 162 at the end of this chapter. The reader who has examined this literature may have been confused by some of the mathematics which has been presented. It must, however, be appreciated that our understanding of the subject has grown rapidly over the past decade and that many of the simplifications which are now clear were not at all obvious when some of these papers were written. The basic mechanics of failure are very simple but, because of the large number of variables involved, the mathematical treatment of the mechanics can become very complex unless a very strict sequence is adhered to in the development of the equations.

In this chapter, the basic mechanics of failure involving the sliding of a wedge along the line of intersection of two planar discontinuities are presented in a form which the non-specialist reader should find easy to follow. Unfortunately, the very simple equations which are presented to illustrate the mechanics are of limited practical value because the variables used to define the wedge geometry cannot easily be measured in the field. Consequently, the second part of the chapter deals with the stability analysis in terms of the dips and dip directions of the planes and the slope face. In the transformation of the equations which is necessary in order to accommodate this information, the basic mechanics become obscure but it is hoped that the reader should be able to follow the logic involved in the development of these equations.

In the chapter itself, the discussion is limited to the case of the sliding of a simple wedge such as that illustrated in figure 91, acted upon by friction, cohesion and water pressure. The influence of a tension crack and of external forces due to bolts, cables or seismic accelerations results in a significant increase in the complexity of the equations and, since it would only be necessary to consider these influences on the fairly rare occasions when critical slopes are being examined, the complete solution to the problem has been presented in Appendix I at the end of the book. The analytical treatment of the problem presented in part III of the Appendix is particularly suitable for processing by computer and, once the reader has understood the basic mechanics of the problem, he should have no difficulty in having this general solution programmed for almost any type of computer, including the desk top machines which are now available.



Figure 91 : A typical wedge failure involving sliding along the line of intersection of two planar discontinuities.

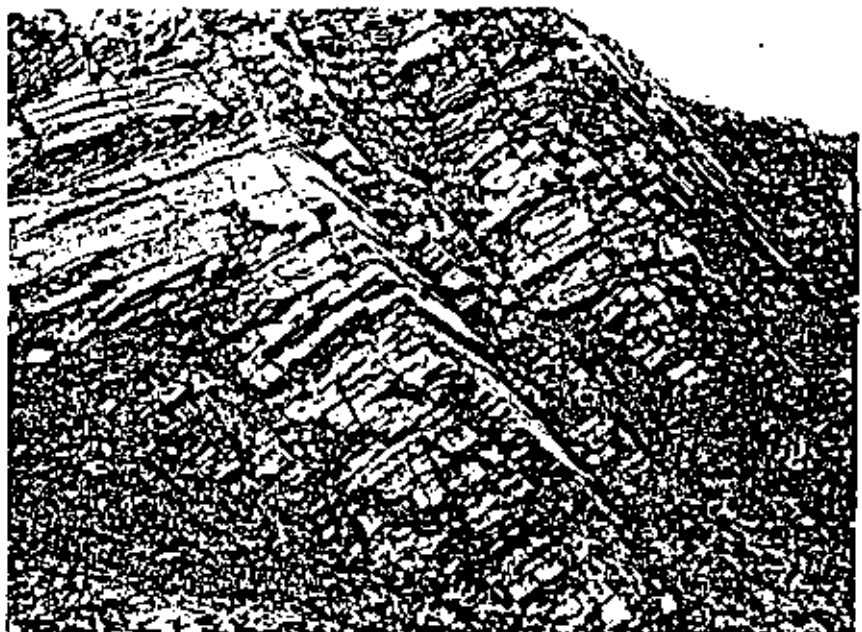
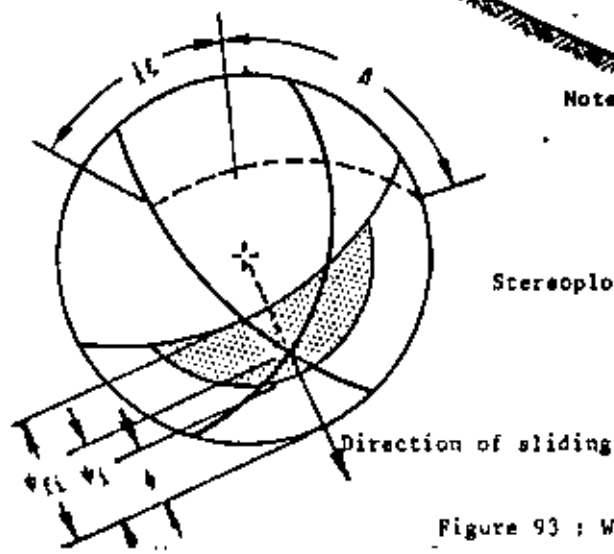
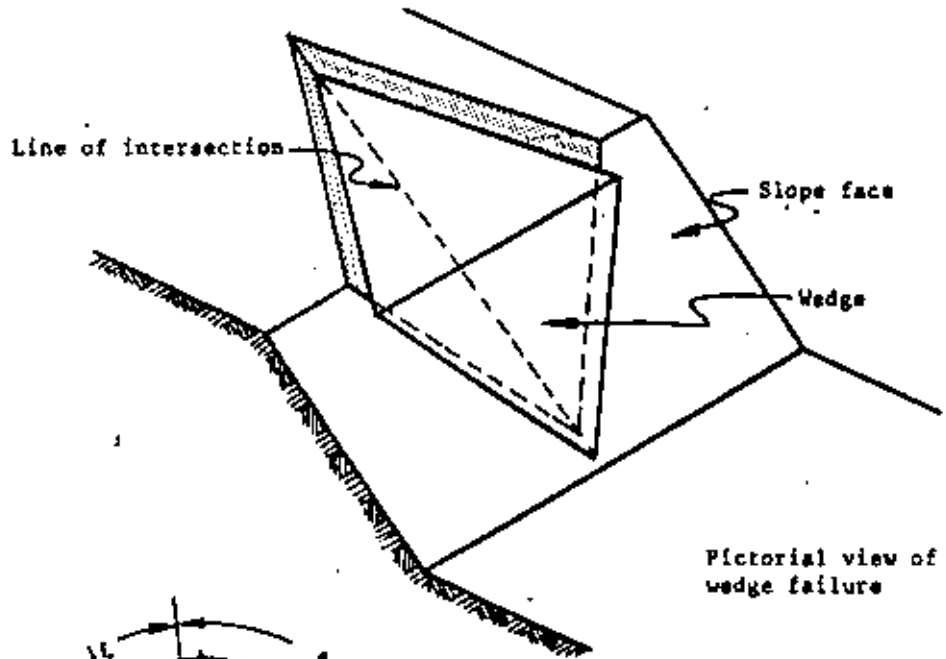
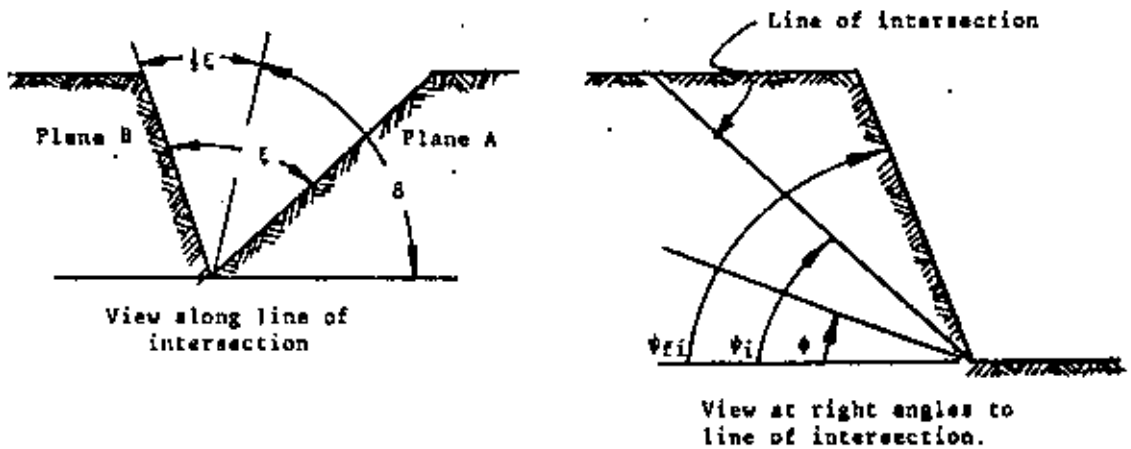


Figure 92 : Sets of intersecting discontinuities can sometimes give rise to the formation of families of wedge failures.

(Photograph reproduced with permission from Mr. K.M. Paré)



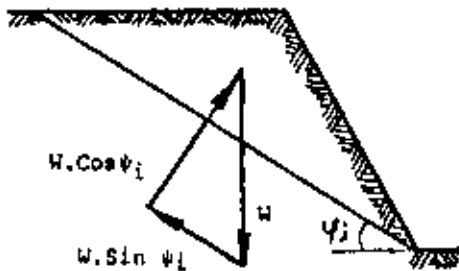
Note : The convention adopted in this analysis is that the plane with the flatter of the two dips is always referred to as Plane A.

Stereoplot of wedge failure geometry

Figure 93 : Wedge failure geometry.

Definition of wedge geometry

Typical wedge failures are illustrated in figures 91 and 92 which show, in the one case, the through-going planar discontinuities which are normally assumed for the analytical treatment of this problem and, in the other case, the wedge formed by sets of closely spaced structural features. In the latter case, the analytical treatment would still be based upon the assumption of through-going planar features although it would have to be realized that the definition of the dips and dip directions and the locations of these planes may present practical difficulties. The failure illustrated in figure 92 would probably have involved the fairly gradual raveling of small loose blocks of rock and it is unlikely that this failure was associated with any violence. On the other hand, the failure illustrated in figure 91 probably involved a fairly sudden fall of a single wedge which would only have broken up on impact and which would, therefore, constitute a threat to anyone working at the toe of the slope.



View at right angles to line of intersection

The geometry of the wedge, for the purpose of analysing the basic mechanics of sliding, is defined in figure 93. Note that, throughout this book, the flatter of the two planes is called Plane A while the steeper plane is called Plane B.

As in the case of plane failure, a condition for sliding is defined by $\psi_{fi} > \psi_i > \phi$, where ψ_{fi} is the inclination of the slope face, measured in the view at right angles to the line of intersection, and ψ_i is the dip of the line of intersection. Note the ψ_{fi} would only be the same as ψ_f , the true dip of the slope face, if the dip direction of the line of intersection was the same as the dip direction of the slope face.

Analysis of wedge failure

The factor of safety of the wedge defined in figure 93, assuming that sliding is resisted by friction only and that the friction angle ϕ is the same for both planes, is given by

$$F = \frac{(R_A + R_B) \tan \phi}{W \sin \psi_i} \quad (71)$$

where R_A and R_B are the normal reactions provided by planes A and B as illustrated in the sketch opposite.

In order to find R_A and R_B , resolve horizontally and vertically in the view along the line of intersection:

$$R_A \sin(B - \zeta) = R_B \sin(B + \zeta) \quad (72)$$

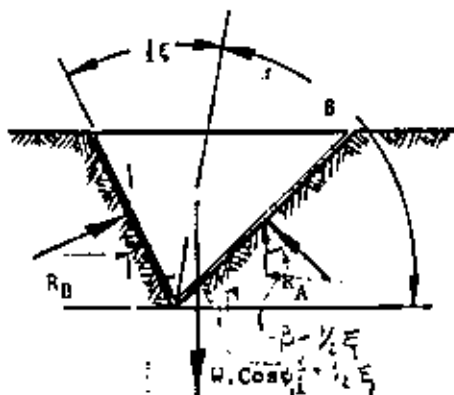
$$R_A \cos(B - \zeta) - R_B \cos(B + \zeta) = W \cos \psi_i \quad (73)$$

Solving for R_A and R_B and adding:

$$R_A + R_B = \frac{W \cos \psi_i \sin B}{\sin \zeta} \quad (74)$$

Hence

$$F = \frac{\sin B \tan \phi}{\sin \zeta} \quad (75)$$



View along line of intersection

In other words :

$$F_w = K.F_p \quad (76)$$

where F_w is the factor of safety of a wedge supported by friction only. F_p is the factor of safety of a plane failure in which the slope face is inclined at ψ_{ii} and the failure plane is inclined at ψ_i .

K is a wedge factor which, as shown by equation 75, depends upon the included angle of the wedge and upon the angle of tilt of the wedge. Values for the wedge factor K , for a range of values of β and ξ , are plotted in figure 94.

As shown in the stereoplot given in figure 93, measurement of the angles β and ξ can be carried out on the great circle, the pole of which is the point representing the line of intersection of the two planes. Hence, a stereoplot of the features which define the slope and the wedge geometry can provide all the information required for the determination of the factor of safety. It should, however, be remembered that the case which has been dealt with is very simple and that, when different friction angles and the influence of cohesion and water pressure are allowed for, the equations become more complex. Rather than develop these equations in terms of the angles β and ξ , which cannot be measured directly in the field, the more complete analysis is presented in terms of directly measurable dips and dip directions.

Before leaving this simple analysis, the reader's attention is drawn to the important influence of the wedging action as the included angle of the wedge decreases below 90° . The increase by a factor of 2 or 3 on the factor of safety determined by plane failure analysis is of great practical importance. Some authors have suggested that a plane failure analysis is acceptable for all rock slopes because it provides a lower bound solution which has the merit of being conservative. Figure 94 shows that this solution is so conservative as to be totally uneconomic for most practical slope designs. It is therefore recommended that, where the structural features which are likely to control the stability of a rock slope do not strike parallel to the slope face, the stability analysis should be carried out by means of the three-dimensional methods presented in this book or published by the authors listed in references 152 to 162 at the end of this chapter.

Wedge analysis including cohesion and water pressure

Figure 95 shows the geometry of the wedge which will be considered in the following analysis. Note that the upper slope surface in this analysis can be obliquely inclined with respect to the slope face, thereby removing a restriction which has been present in all the stability analyses which have been discussed so far in this book. The total height of the slope, defined in figure 95b, is the total difference in vertical elevation between the upper and lower extremities of the line of intersection along which sliding is assumed to occur.

The water pressure distribution assumed for this analysis is based upon the hypothesis that the wedge itself is

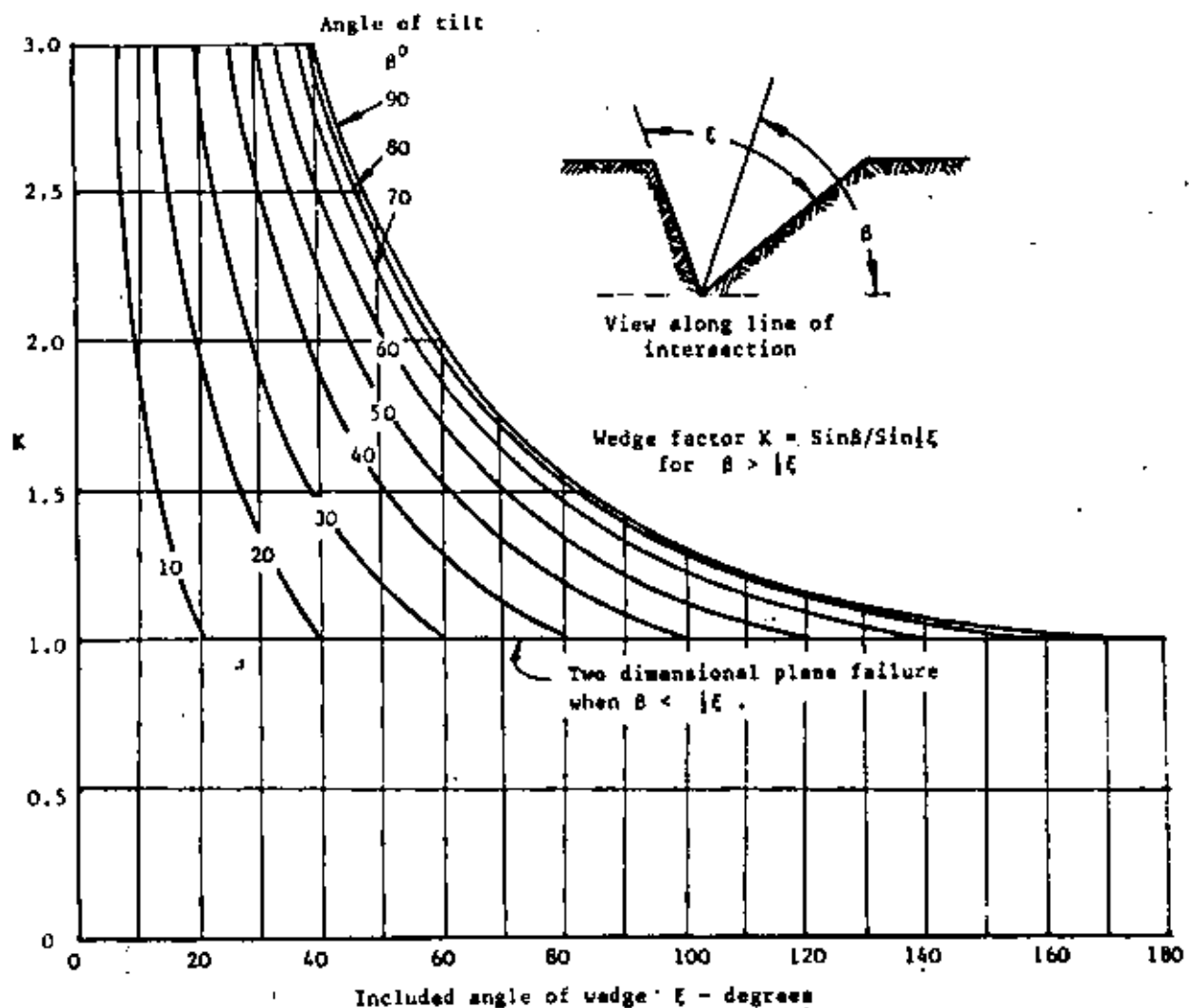
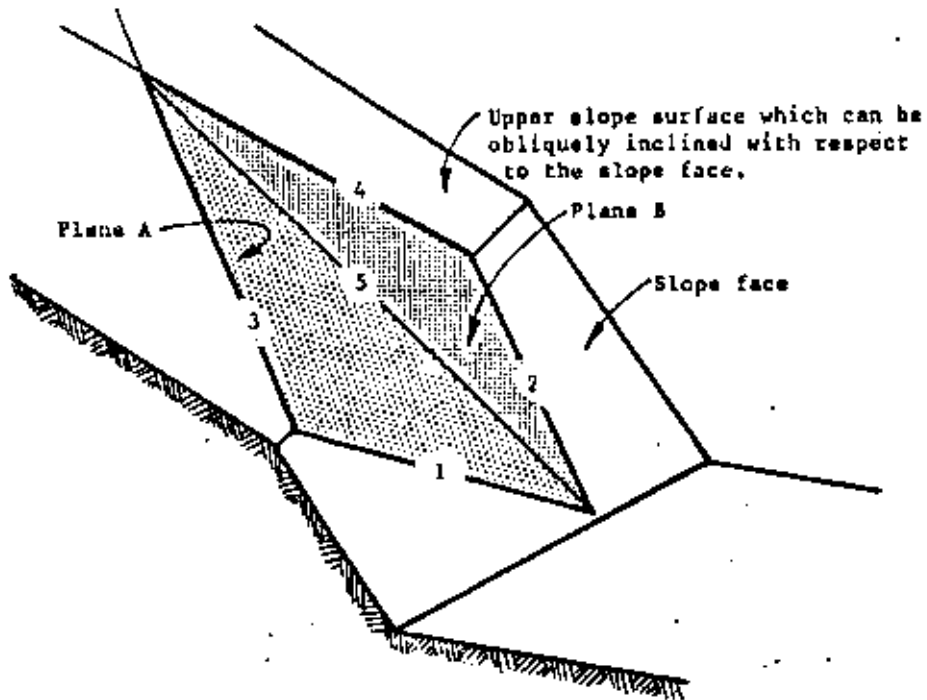
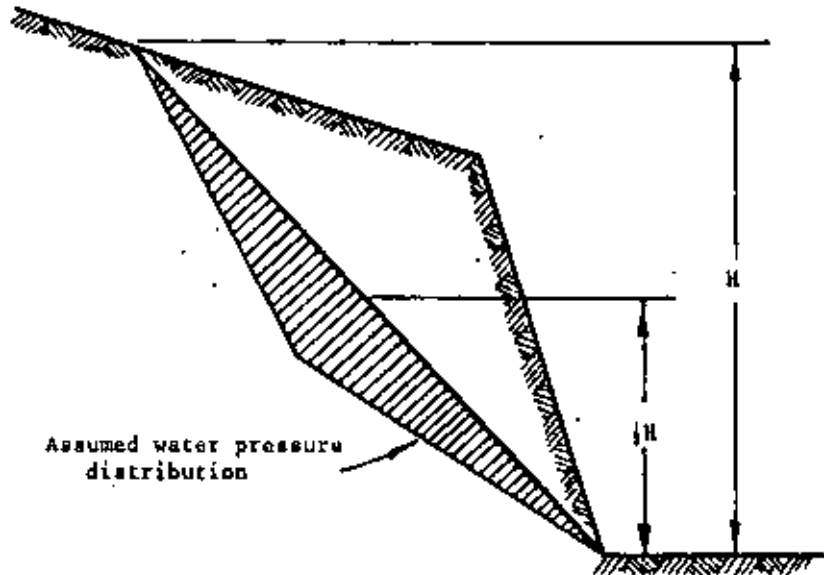


Figure 94 : Wedge factor K as a function of wedge geometry.



a. Pictorial view of wedge showing the numbering of intersection lines and planes.



b. View normal to the line of intersection 5 showing the total wedge height and the water pressure distribution.

Figure 95 : Geometry of wedge used for stability analysis including the influence of cohesion and of water pressure on the failure surfaces.

impermeable and that water enters the top of the wedge along lines of intersection 3 and 4 and leaks from the slope face along lines of intersection 1 and 2. The resulting pressure distribution is shown in figure 95b - the maximum pressure occurring along the line of intersection 5 and the pressure being zero along lines 1, 2, 3 and 4. This water pressure distribution is believed to be representative of the extreme conditions which could occur during very heavy rain.

The numbering of the lines of intersection of the various planes involved in this problem is of extreme importance since total confusion can arise in the analysis if these number are mixed-up. The numbering used throughout this book is as follows :

- 1 - intersection of plane A with the slope face
- 2 - intersection of plane B with the slope face
- 3 - intersection of plane A with upper slope surface
- 4 - intersection of plane B with upper slope surface
- 5 - intersection of planes A and B .

It is assumed that sliding of the wedge always takes place along the line of intersection numbered 5.

The factor of safety of this slope is derived from the detailed analysis presented in part III of Appendix I at the end of this book and is :

$$F = \frac{3}{\gamma H} (c_A \cdot X + c_B \cdot Y) + (A - \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot X) \tan \phi_A + (B - \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot Y) \tan \phi_B \quad (77)$$

Where

c_A and c_B are the cohesive strengths of planes A and B

ϕ_A and ϕ_B are the angles of friction on planes A and B

γ is the density of the rock

γ_w is the density of water

H is the total height of the wedge (see figura 95)

X, Y, A and B are dimensionless factors which depend upon the geometry of the wedge.

$$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cdot \cos \theta_{2,na}} \quad (78)$$

$$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cdot \cos \theta_{1,nb}} \quad (79)$$

$$A = \frac{\cos \phi_a - \cos \phi_b \cdot \cos \theta_{na,nb}}{\sin \phi_5 \cdot \sin^2 \theta_{na,nb}} \quad (80)$$

$$B = \frac{\cos \phi_b - \cos \phi_a \cdot \cos \theta_{na,nb}}{\sin \phi_5 \cdot \sin^2 \theta_{na,nb}} \quad (81)$$

where ϕ_a and ϕ_b are the dips of planes A and B respectively and ϕ_5 is the dip of the line of intersection 5.

The angles required for the solution of these equations can most conveniently be measured on a stereoplot of the

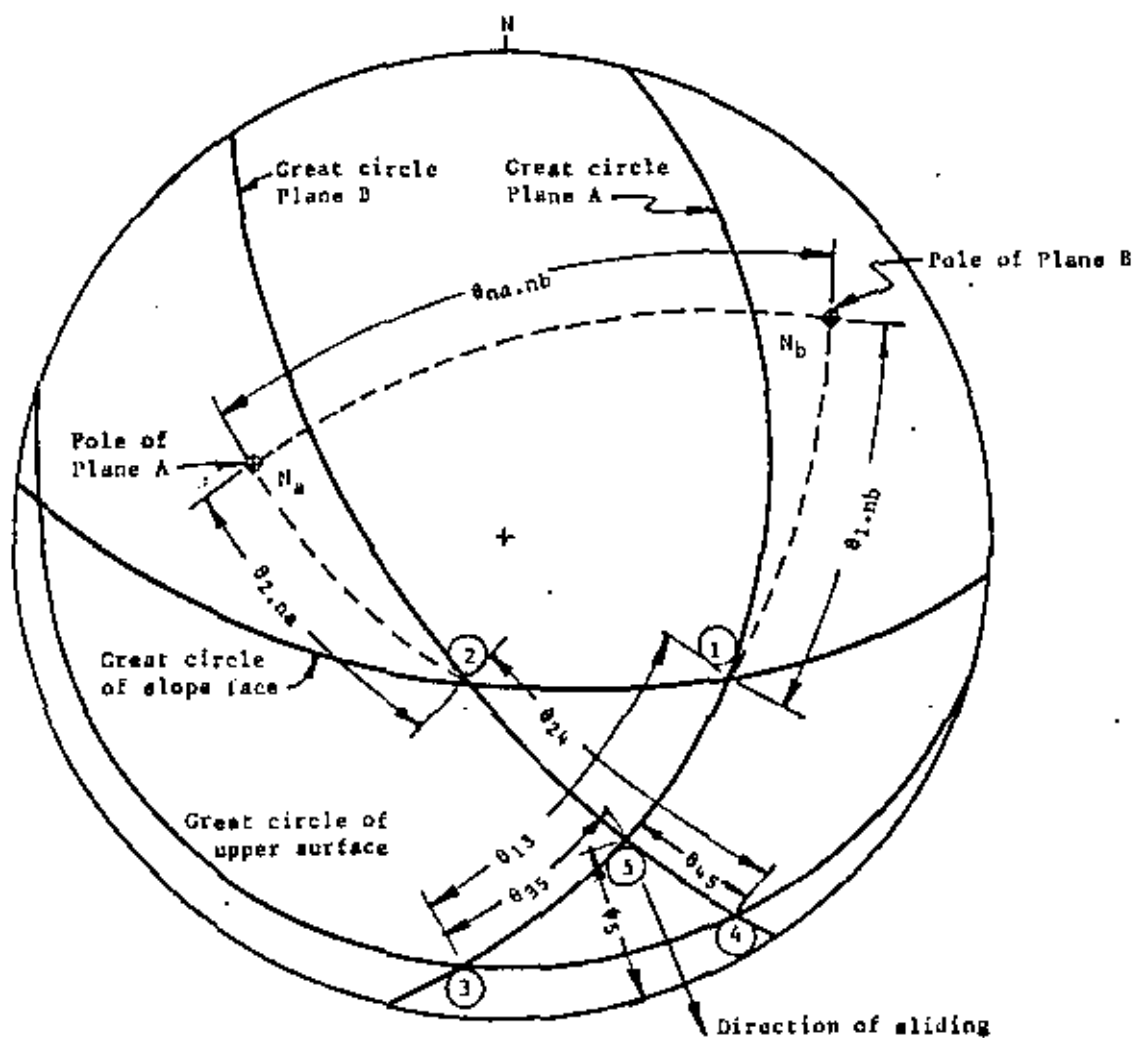
data which defines the geometry of the wedge and the slope.

Consider the following example :

Plane	dip ^o	dip direction ^o	Properties
A	45	105	$\phi_A=20^\circ$, $c_A=500\text{lb}/\text{ft}^2$
B	70	235	$\phi_B=30^\circ$, $c_B=1000\text{lb}/\text{ft}^2$
Slope face	65	185	$\gamma=160\text{lb}/\text{ft}^3$
Upper surface	12	195	$\gamma_w=62.5\text{lb}/\text{ft}^3$

The total height of the wedge $H = 130$ feet.

The stereoplots of the great circles representing the four planes involved in this problem is presented in figure 96 and all the angles required for the solution of equations 78 to 81 are marked in this figure.



• Figure 96 : Stereoplots of data required for wedge stability analysis.

WEDGE STABILITY CALCULATION SHEET

INPUT DATA	FUNCTION VALUE	CALCULATED ANSWER
$\psi_a = 45^\circ$ $\psi_b = 70^\circ$ $\psi_5 = 31.2^\circ$ $\theta_{na,nb} = 101^\circ$	$\cos \psi_a = 0.7071$ $\cos \psi_b = 0.3420$ $\sin \psi_5 = 0.5180$ $\cos \theta_{na,nb} = -0.181$ $\sin \theta_{na,nb} = 0.982$	$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cdot \cos \theta_{na,nb}}{\sin \psi_5 \cdot \sin^2 \theta_{na,nb}} = \frac{0.7071 + 0.342 \times 0.181}{0.5180 \times 0.9626} = 1.5475$ $B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cdot \cos \theta_{na,nb}}{\sin \psi_5 \cdot \sin^2 \theta_{na,nb}} = \frac{0.3420 + 0.7071 \times 0.181}{0.5180 \times 0.9626} = 0.9557$
$\theta_{24} = 65^\circ$ $\theta_{45} = 25^\circ$ $\theta_{2,na} = 50^\circ$	$\sin \theta_{24} = 0.9063$ $\sin \theta_{45} = 0.4226$ $\cos \theta_{2,na} = 0.6428$	$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cdot \cos \theta_{2,na}} = \frac{0.9063}{0.4226 \times 0.6428} = 3.3363$
$\theta_{13} = 62^\circ$ $\theta_{35} = 31^\circ$ $\theta_{1,nb} = 80^\circ$	$\sin \theta_{13} = 0.8829$ $\sin \theta_{35} = 0.5150$ $\cos \theta_{1,nb} = 0.5000$	$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cdot \cos \theta_{1,nb}} = \frac{0.8829}{0.5150 \times 0.500} = 3.4287$
$\phi_A = 30^\circ$ $\phi_B = 20^\circ$ $\gamma = 180 \text{ lb/ft}^3$ $\gamma_w = 62.5 \text{ lb/ft}^3$ $c_A = 500 \text{ lb/ft}^2$ $c_B = 1000 \text{ lb/ft}^2$ $H = 130 \text{ ft}$	$\tan \phi_A = 0.5773$ $\tan \phi_B = 0.3640$ $\gamma_w / 2\gamma = 0.1953$ $3c_A / \gamma H = 0.0721$ $3c_B / \gamma H = 0.1442$	$F = \frac{3c_A}{\gamma H} X + \frac{3c_B}{\gamma H} Y + (A - \frac{\gamma_w X}{2\gamma}) \tan \phi_A + (B - \frac{\gamma_w Y}{2\gamma}) \tan \phi_B$ $F = 0.2405 + 0.4344 + 0.8934 - 0.3762 + 0.3478 - 0.2437 = 1.3562$

Determination of the factor of safety is most conveniently carried out on a calculation sheet such as that presented on page 191. Setting the calculations out in this manner not only enables the user to check all the data but it also shows how each variable contributes to the overall factor of safety. Hence, if it is required to check the influence of the cohesion on both planes falling to zero, this can be done by setting the two groups containing the cohesion values c_A and c_B to zero, giving a factor of safety of 0.62. Alternatively, the effect of drainage can be checked by putting the two water pressure terms (i.e. those containing γ_w) to zero, giving $F = 1.98$.

As has been emphasized in previous chapters, this ability to check the sensitivity of the factor of safety to changes in material properties or in slope loading is probably as important as the ability to calculate the factor of safety itself. Hoek and Londe, in a general review of rock slope and foundation design methods¹⁶⁵, have concluded that the information which is most useful to the design engineer is that which indicates the response of the structure to changes in significant parameters. Hence, decisions on remedial measures such as drainage can be based upon the rate of change of factor of safety, even if the absolute value of the factor of safety cannot be relied upon. To quote from this general review: "The function of the design engineer is not to compute accurately but to judge soundly".

Wedge stability charts for friction only

If the cohesive strength of the planes A and B is zero and the slope is fully drained, equation 77 reduces to

$$F = A \cdot \tan \phi_A + B \cdot \tan \phi_B \quad (82)$$

The dimensionless factors A and B are found to depend upon the dips and dip directions of the two planes and values of these two factors have been computed for a range of wedge geometries and the results are presented as a series of charts on the following pages.

In order to illustrate the use of these charts, consider the following example:

	dip ^o	dip direction ^o	friction angle ^o
Plane A	40	165	35
Plane B	70	285	20
Differences	30	120	

Hence, turning to the charts headed "Dip difference 30^o" and reading off the values of A and B for a difference in dip direction of 120^o, one finds that

$$A = 1.5 \text{ and } B = 0.7$$

Substitution in equation 82 gives the factor of safety as $F = 1.30$. The values of A and B give a direct indication of the contribution which each of the planes makes to the total factor of safety.

Note that the factor of safety calculated from equation 82 is independent of the slope height, the angle of the slope face and the inclination of the water table.

rather surprising result arises because the weight of the wedge occurs in both the numerator and denominator of the factor of safety equation and, for the friction only case, this term cancels out, leaving a dimensionless ratio which defines the factor of safety (see equation 75 on page 185). This simplification is very useful in that it enables the user of these charts to carry out a very quick check on the stability of a slope on the basis of the dips and dip directions of the discontinuities in the rock mass into which the slope has been cut. An example of such an analysis is presented later in this chapter.

Many trial calculations have shown that a wedge having a factor of safety in excess of 2.0, as obtained from the friction only stability charts, is unlikely to fail under even the most severe combination of conditions to which the slope is likely to be subjected. Consider the example discussed on pages 190 to 192 in which the factor of safety for the worst conditions (zero cohesion and maximum water pressure) is 0.62. This is exactly 50% of the factor of safety of 1.24 for the friction only case. Hence, had the factor of safety for the friction only case been 2.0, the factor of safety for the worst conditions would have been 1.0, assuming that the ratio of the factors of safety for the two cases remains constant.

On the basis of such trial calculations, the authors suggest that the friction only stability charts can be used to define those slopes which are adequately stable and which can be ignored in subsequent analysis. Such slopes, having a factor of safety in excess of 2.0, pass into category 3 in the chart presented in figure 6 on page 14. Slopes with a factor of safety, based upon friction only, of less than 2.0 must be regarded as potentially unstable and pass into category 4 of figure 6, i.e. these slopes require further detailed examination.

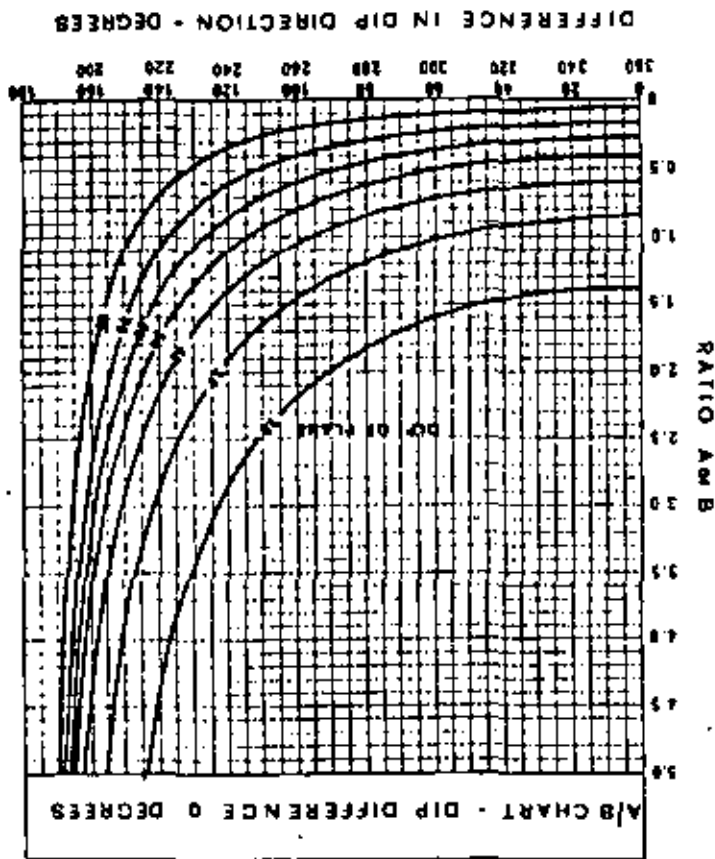
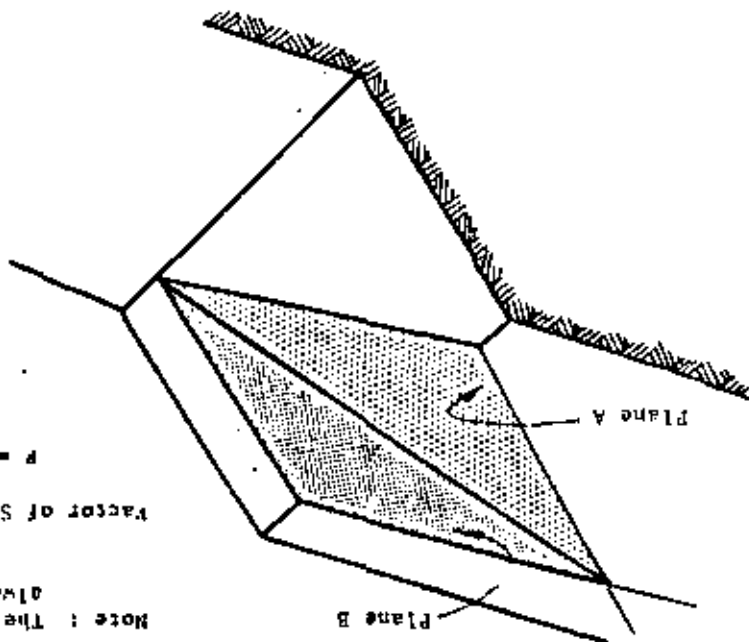
In many practical problems involving the design of the overall slopes of an open pit mine or the cuttings for a highway, it will be found that these friction only stability charts provide all the information which is required. It is frequently possible, having identified a potentially dangerous slope, to eliminate the problem by a slight re-alignment of the pit benches or of the road cutting. Such a solution is clearly only feasible if the potential danger is recognised before excavation of the slope is started and the main use of the charts is during the site investigation and preliminary planning stage of a slope project.

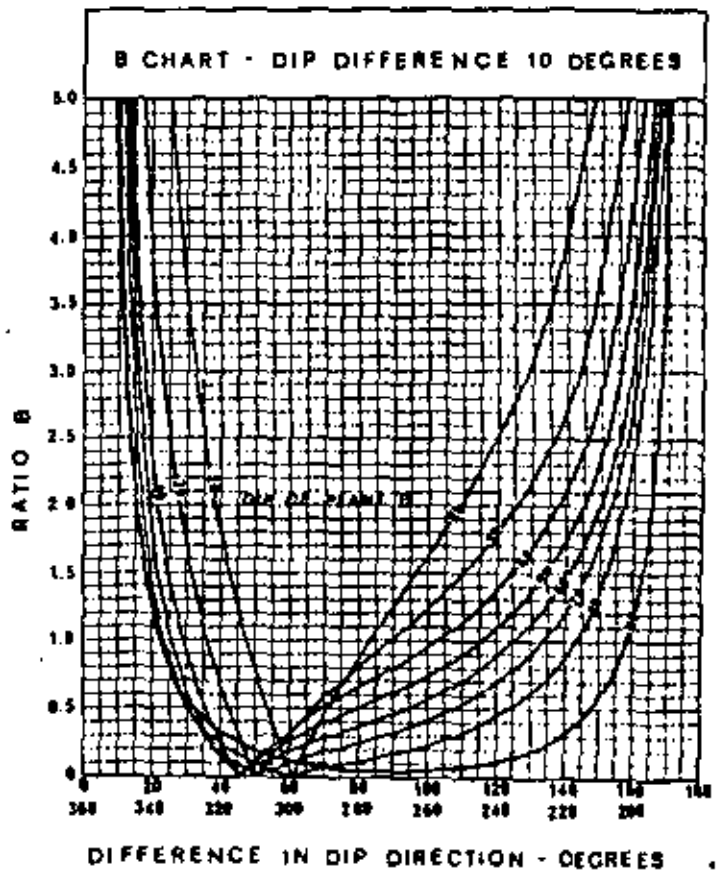
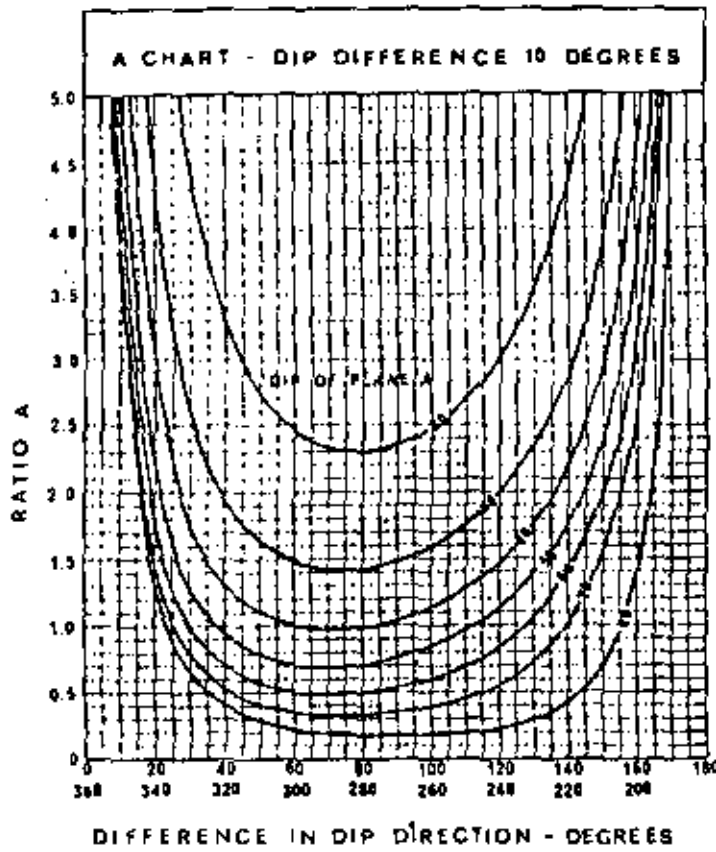
Once a slope has been excavated, these charts will be of limited use since it will be fairly obvious if the slope is unstable. Under these conditions, a more detailed study of the slope will be required and use would then have to be made of the method described on pages 186 to 191 or of one of the methods described in Appendix I. In the authors' experience, relatively few slopes require this detailed analysis and the reader should beware of wasting time on such an analysis when the simpler methods presented in this chapter would be adequate. A full stability analysis may look very impressive in a report but, unless it has enabled the slope engineer to take positive remedial measures, it may not have served any useful purpose.

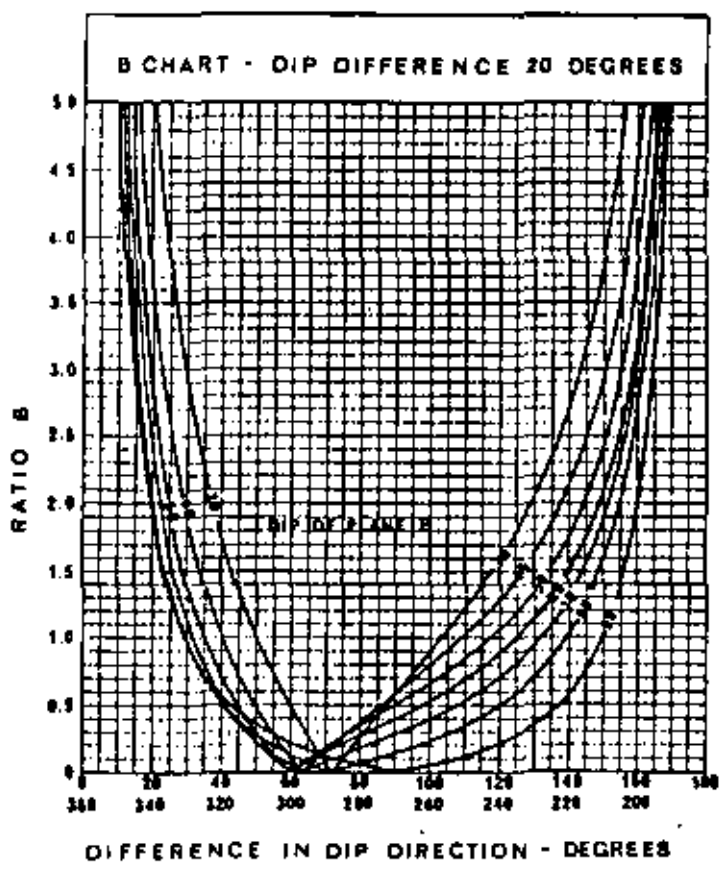
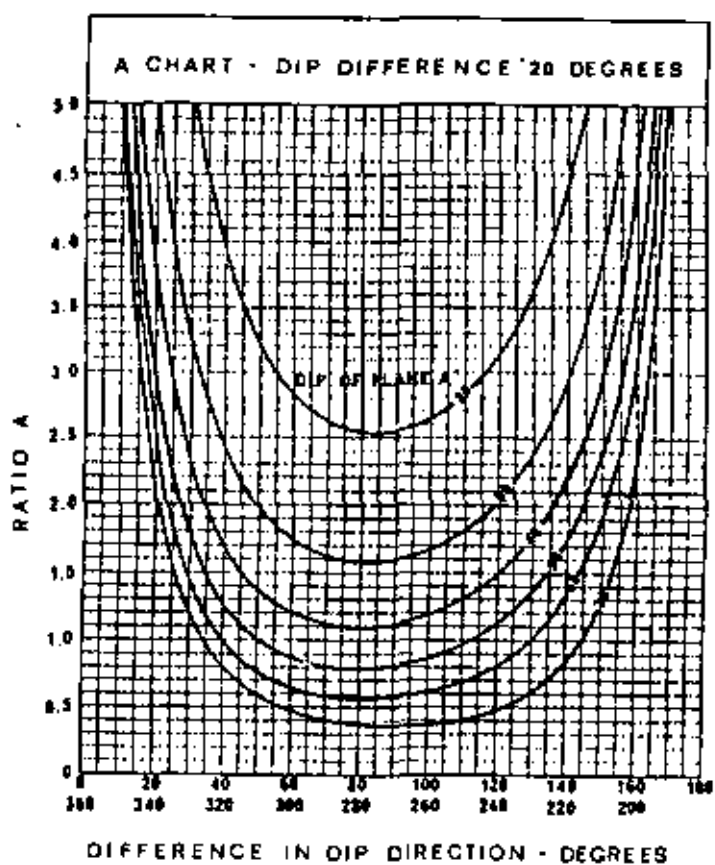
WEDGE STABILITY CHARTS FOR FRICTION ONLY

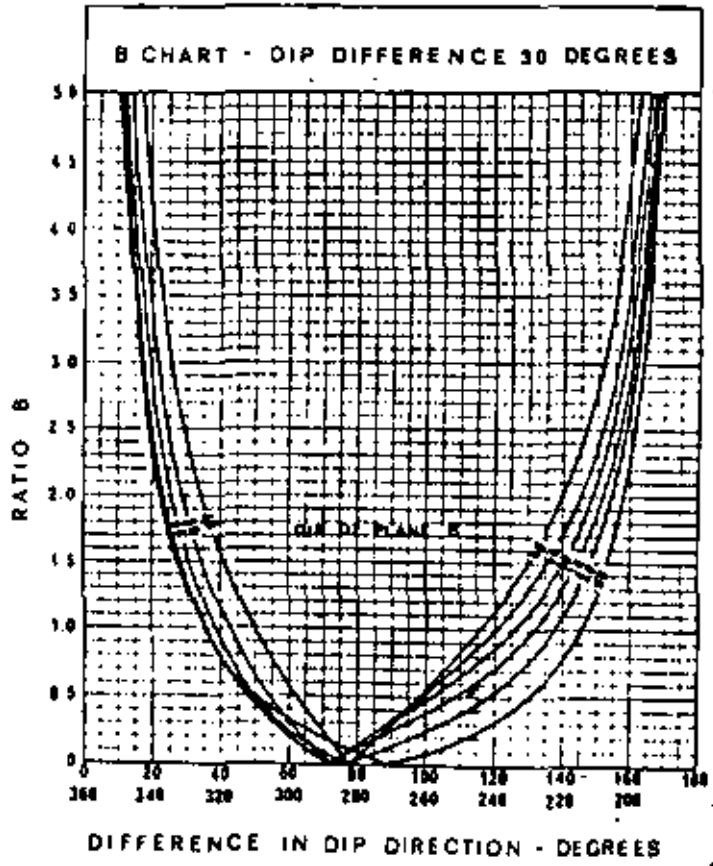
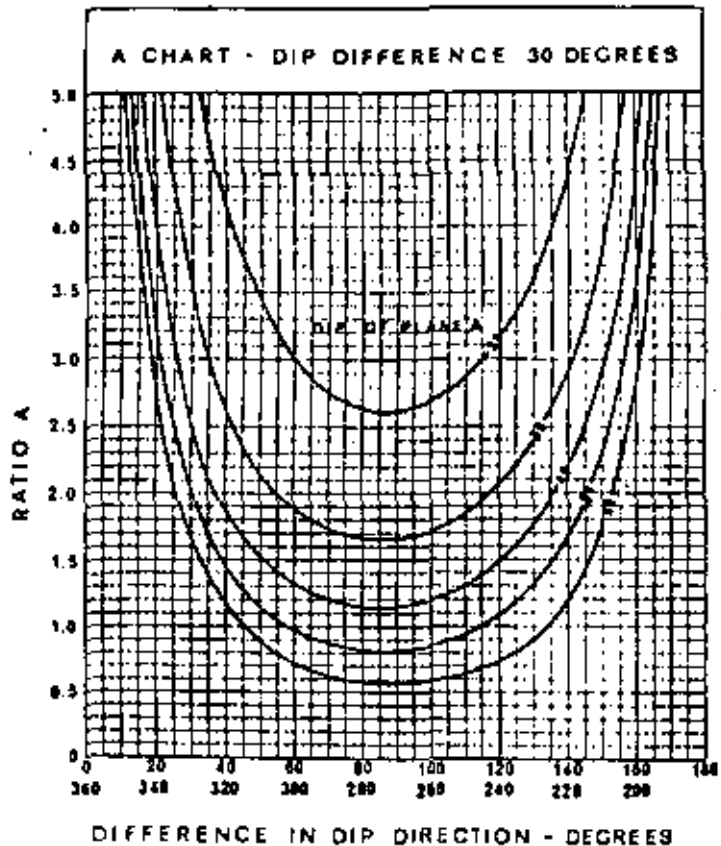
Note: The flatter of the two planes is always called Plane A.

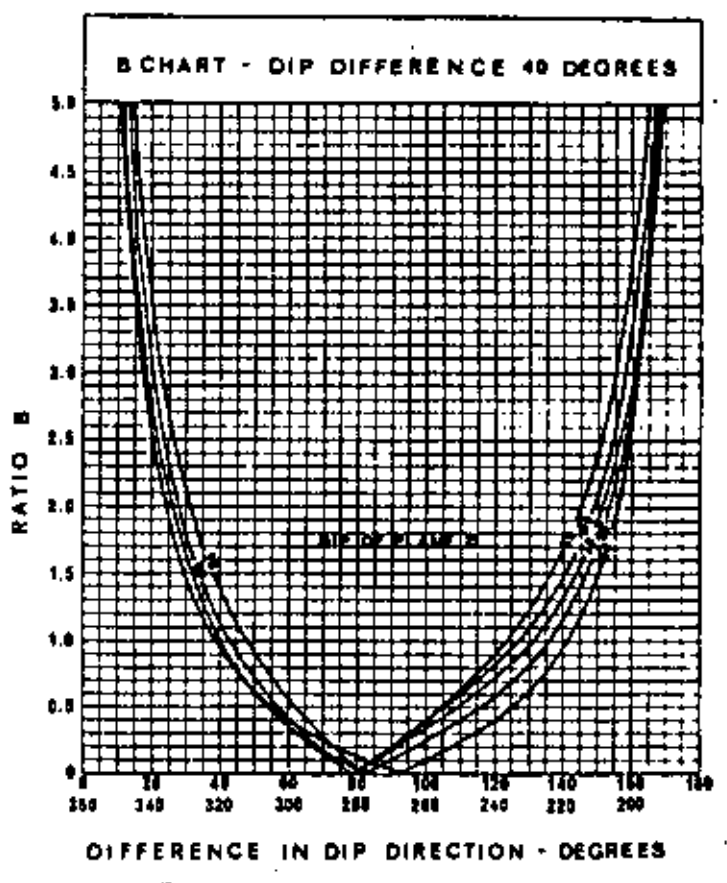
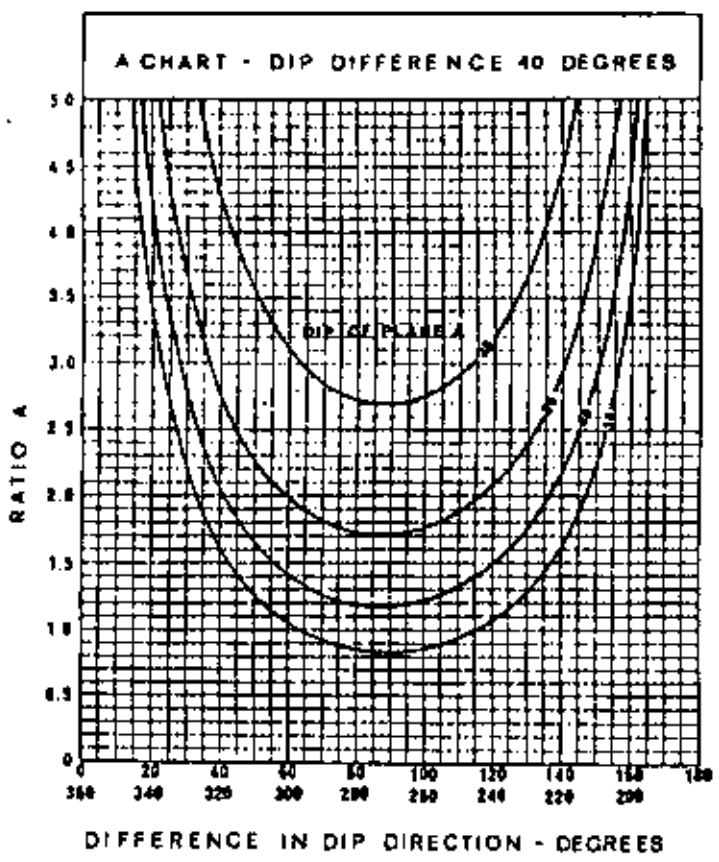
Factor of Safety
 $F = \frac{A \cdot \tan \phi + B}{A \cdot \tan \delta + B}$

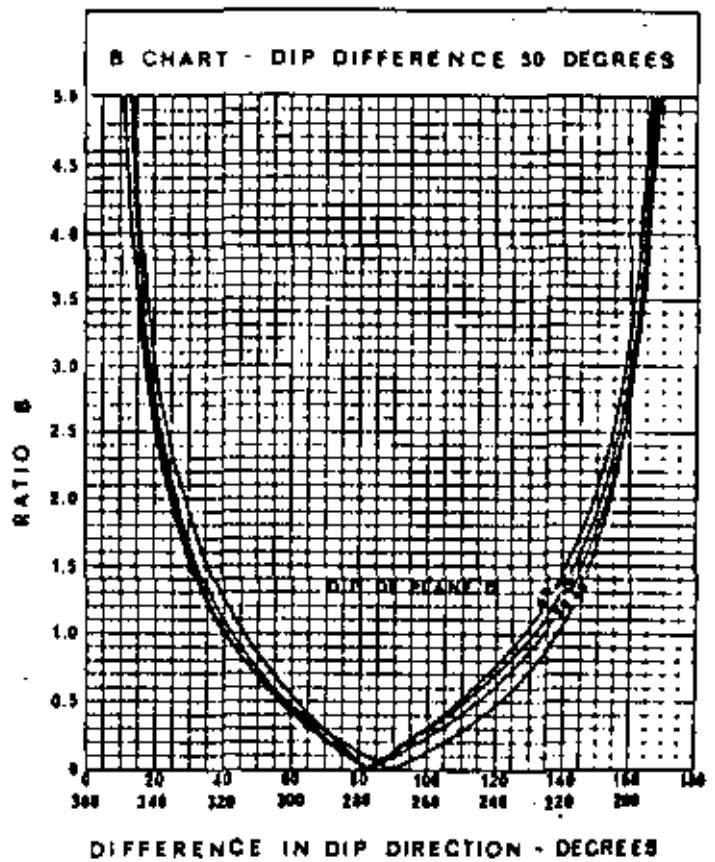
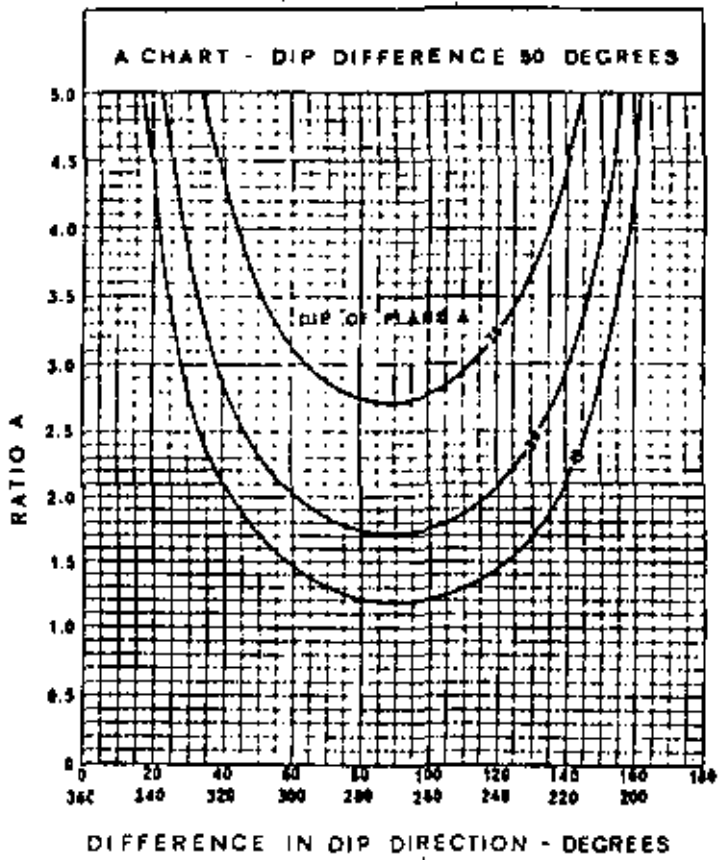


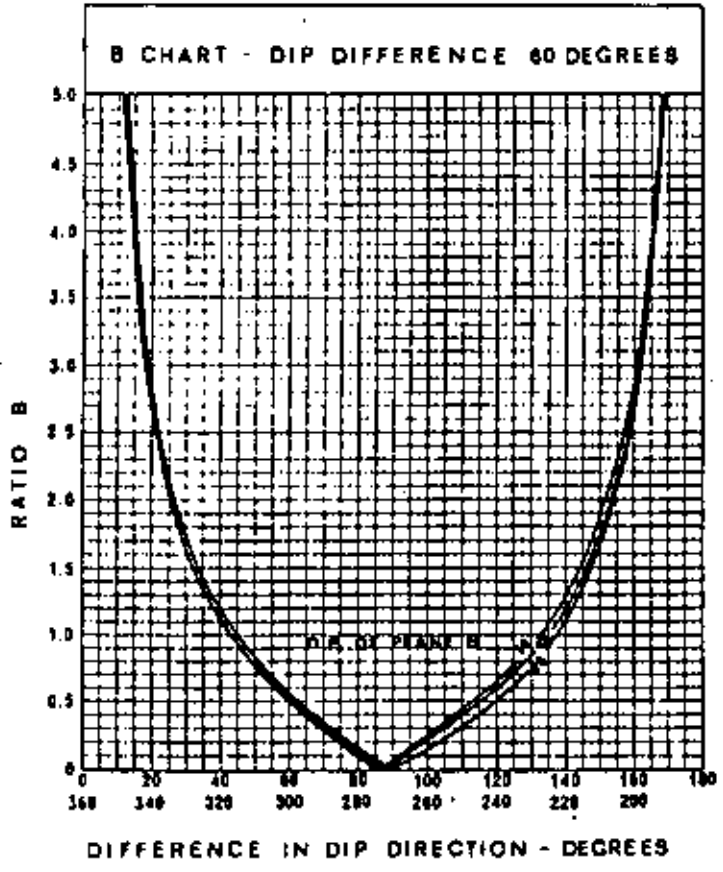
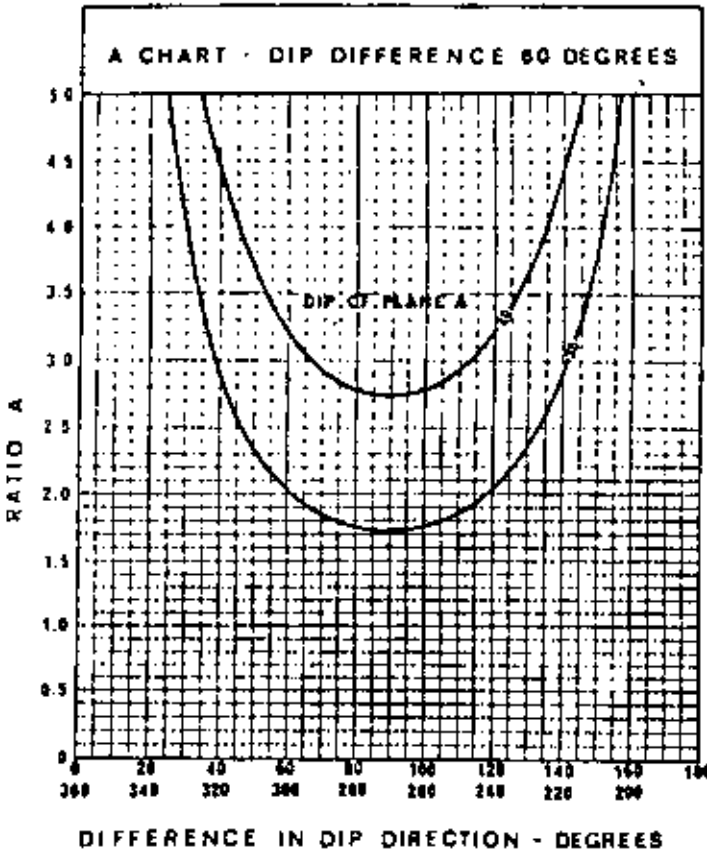


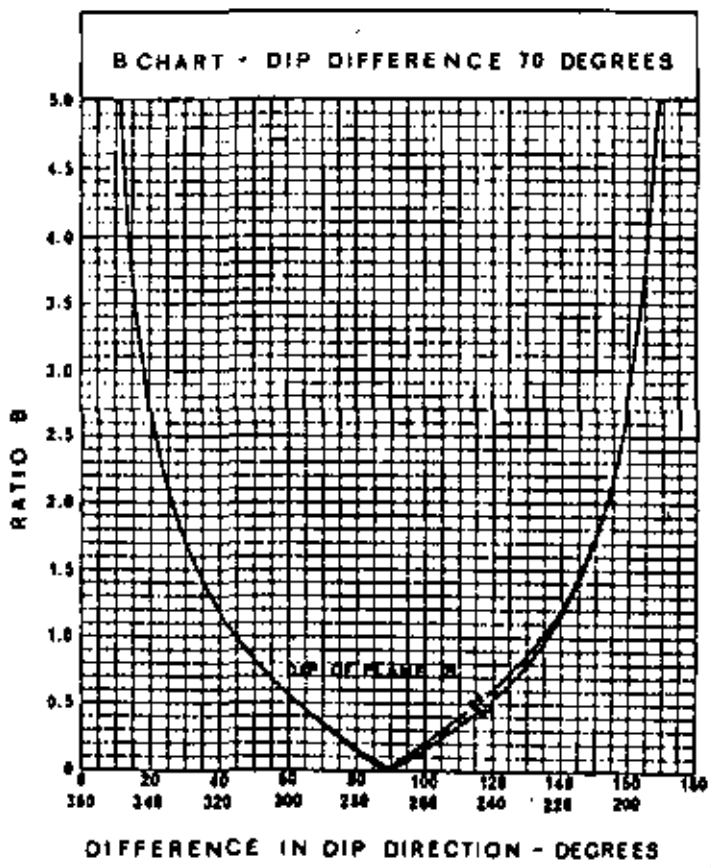
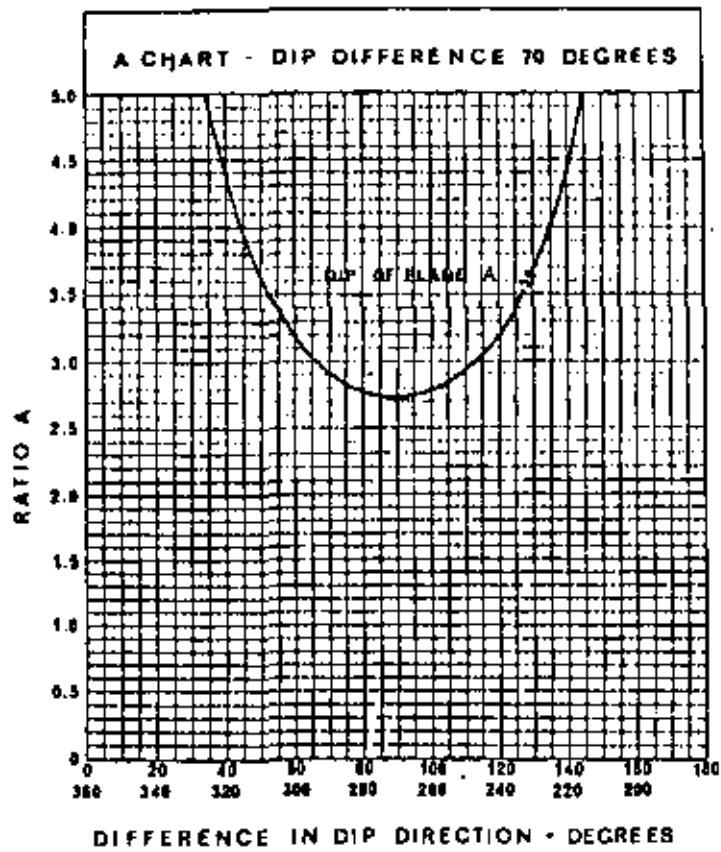












Practical example of wedge analysis

During the feasibility study for a proposed open pit mine, the mine planning engineer responsible for the pit layout has requested guidance on the maximum safe angles which may be used for the design of the overall pit slopes. Extensive geological mapping of outcrops on the site together with a certain amount of core logging has established that there are five sets of geological discontinuities in the rock mass surrounding the ore body. The dips and dip directions of these discontinuities are as follows :

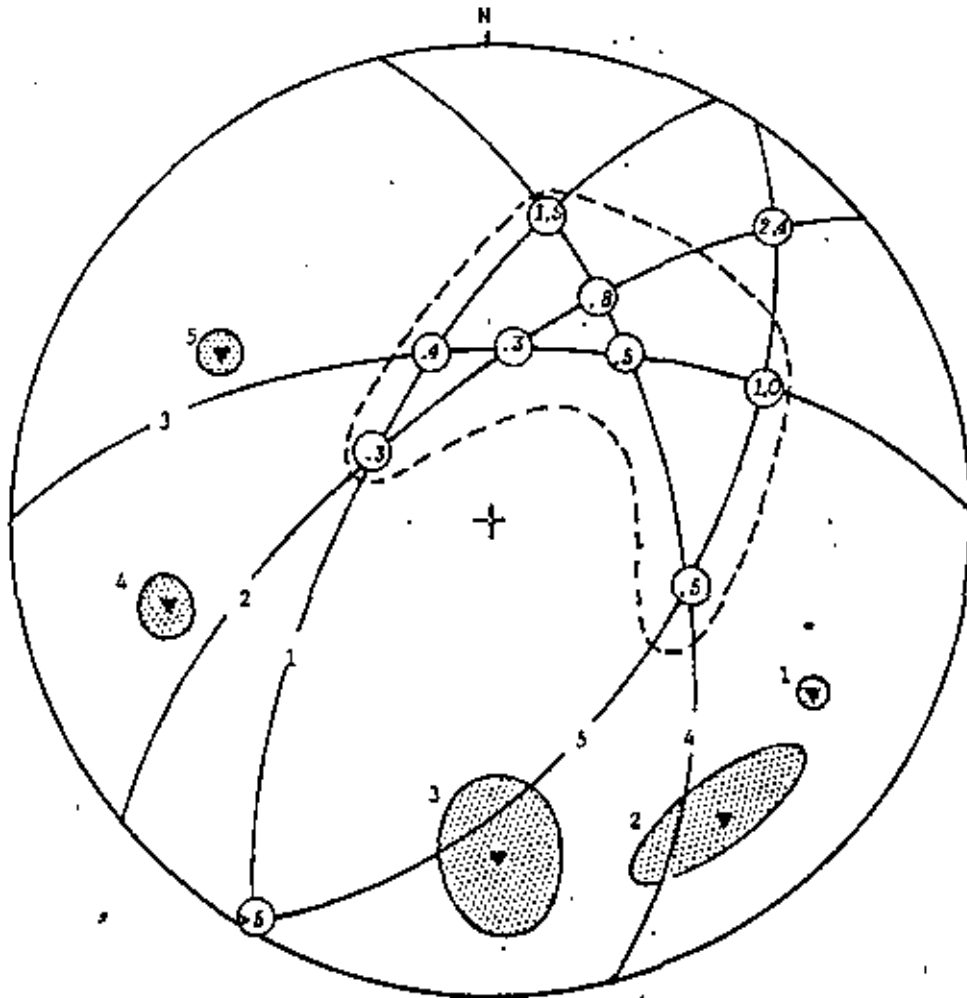
Discontinuity set	dip ^o	dip direction ^o
1	65 ± 2	298 ± 2
2	68 ± 6	320 ± 15
3	60 ± 16	360 ± 10
4	58 ± 6	76 ± 6
5	54 ± 4	118 ± 2

Note that, because this mapping covers the entire site which extends over several acres, the scatter in the dip and dip direction measurements is considerable and must be taken into account in the analysis. This scatter can be reduced by more detailed mapping in specific locations, e.g. figure 17 on page 54, but this may not be possible because of shortage of time or because suitable outcrops are not available.

Figure 97 shows the pole locations for these five sets of discontinuities. Also shown on this figure are the extent of the scatter in the pole measurements and the great circles corresponding to the most probable pole positions. The dashed figure surrounding the great circle intersections is obtained by rotating the stereonet to find the extent to which the intersection point is influenced by the scatter around the pole points. The technique described on page 47 is used to define this dashed figure. The intersection of great circles 2 and 5 has been excluded from the dashed figure because it defines a line of intersection dipping at less than 20° and this is considered to be less than the angle of friction.

The factors of safety for each of the discontinuity intersections is determined from the wedge charts (some interpolation is necessary) and the values are given in the circles over the intersection points. Because all of the planes are relatively steep, some of the factors of safety are dangerously low (assuming a friction angle of 30°). Since it is unlikely that slopes with a factor of safety of less than 0.5 could be economically stabilised, the only practical solution is to cut the slopes in these regions to a flat enough overall angle to eliminate the problem.

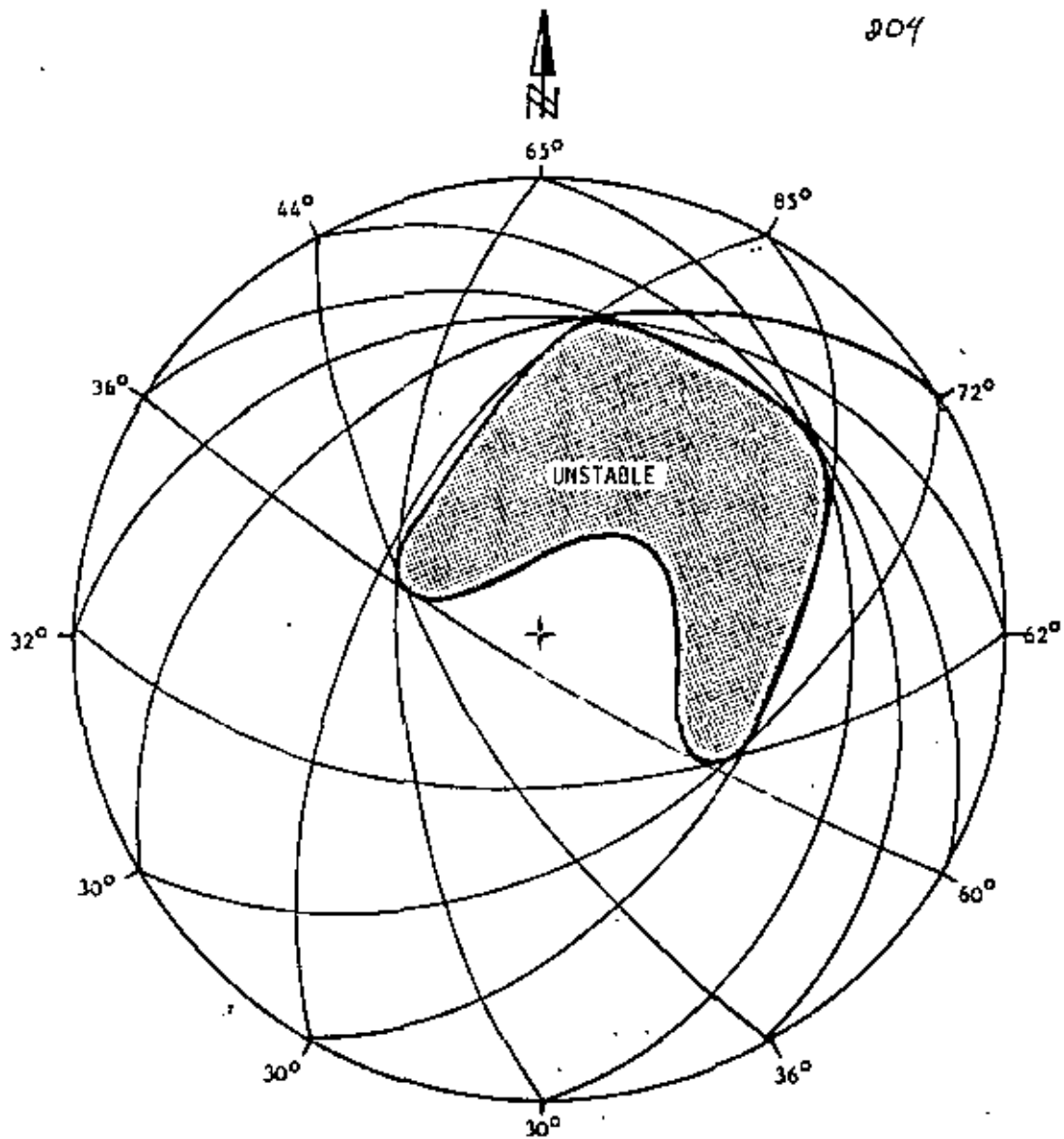
The construction given in figure 98 is that which is used to find the maximum safe slope angle for different parts of the pit. This construction involves positioning the great circle representing the slope face for a particular dip direction in such a way that the unstable region (shaded) is avoided. The maximum safe slope angles are marked around the perimeter of this figure and their positions correspond to the position on the pit perimeter.



Notes 1

- a. Black triangles mark most likely position of poles of five sets of discontinuities present in rock mass.
- b. Shaded area surrounding pole position defines extent of scatter in measurements.
- c. Factors of safety for each combination of discontinuities is given in *italics* in circle over corresponding intersection.
- d. Dashed line surrounds area of potential instability.

Figure 97 : Stereoplot of geological data for the preliminary design of an open pit



Note : Figures around the perimeter are the recommended stable slope angles for the corresponding position on the pit perimeter.

Figure 98 : Stereoplot of great circles representing stable slopes around an open pit in a rock mass containing the five sets of discontinuities defined in figure 97.

Figure 99 shows the suggested pit layout as presented to the mine planning engineer by the rock slope engineer. The pit floor shape and elevation is that originally specified by the mine planning engineer on the basis of the shape of the ore body. This layout is for the overall slopes only, no benches or haul road have been included. It must also be pointed out that the slopes on the north-eastern side of the pit have been specified at 70° instead of the 85° suggested by figure 98. This laying back results from a consideration of the maximum slope height - slope angle relationship presented in figure 7 on page 20.

On no account should the layout suggested in figure 99 be regarded as the final pit plan. The next stage in the feasibility study would obviously be to consider the implications of this suggested pit shape on the overall stripping ratio and hence the economics of the operation. This could easily result in a re-definition of the economic ore body shape and the need for a new pit layout.

Once the general pit shape has been decided upon, the next step is to consider the layout of both production and final benches and to make provision for a haul road or for an alternative transportation system.

Wedge failures in the benches forming the south-western part of this pit would be unavoidable since any faces cut steeper than 30° would allow the wedge intersections to daylight and, considering the factors of safety shown in figure 97, stabilisation of these benches would not be economically feasible. It could, of course, happen that the assumption of friction only is grossly conservative and that the factors of safety are much too low. It may, therefore, be worth carrying out further stability studies on the south-western side of the pit to determine whether any cohesive strength could be relied upon. Back analysis of local quarry slopes, if such quarries exist in the area, would provide the most reliable source of cohesive strength data. Alternatively, shear strength testing would have to be carried out.

If further studies showed that the benches in the south-western part of the pit would be reasonably stable, this side of the pit would provide a good haul road route since this would permit the stripping ratio to be kept to a minimum by retaining the steep overall slopes on the north-eastern side of the pit.

On the other hand, many open pit operators dislike steep slopes and it may be decided, without further stability studies, to sacrifice on the stripping ratio and to place the haul road on the north-eastern side of the pit. While this would result in a considerable flattening of this side of the pit, it would ensure trouble-free benches since, with the reduced height of benches, 80° bench faces could be tolerated and, according to figure 98, such benches would be safe. This solution would probably be the most satisfactory from an operational point of view - provided that the ore body grade was high enough to stand the high stripping ratio.

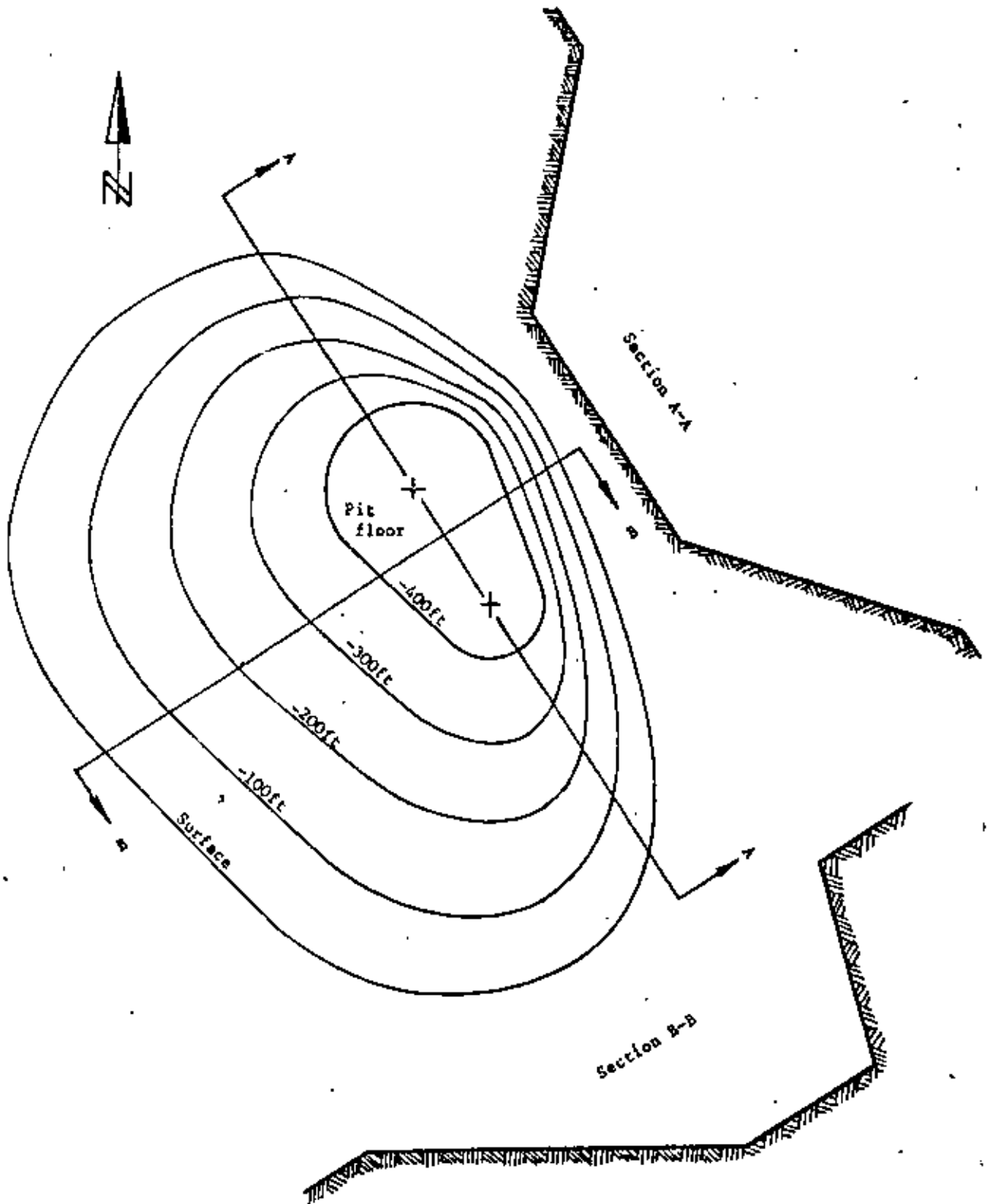


Figure 99 : Design of overall pit slopes according to safe angles defined in figure 98. Note that no benches or haul roads are included in this pit layout.

152. LONDE, P. Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse. *Annales des Ponts et Chaussées*. Paris, 1965. p 37-60.
153. LONDE, P., VICIER, G. and VORMERINGER, R. The stability of rock slopes, a three-dimensional study. *J. Soil Mech. and Foundation Div. ASCE*. Vol. 95, No. SM 1, 1969. p 235-262.
154. LONDE, P., VICIER, G. and VORMERINGER, R. Stability of slopes - graphical methods. *J. Soil Mech. and Foundation Div. ASCE*. Vol. 96, No. SM 4, 1970, p 1411-1434.
155. JOHN, K.W. Engineering analysis of three-dimensional stability problems utilising the reference hemisphere. *Proc. 3rd Congress, Intl. Soc. Rock Mech.* Belgrade, 1970. Vol. 2, p 314-321.
156. WITTKÉ, W.W. Method to analyse the stability of rock slopes with and without additional loading. (in German). *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*. Suppl. II, Vol. 30, 1965. p 52-79.
(English translation in Imperial College Rock Mechanics Research Report No. 6, July 1971)
157. GOODMAN, R.E. The resolution of stresses in rock using stereographic projection. *Intl. J. Rock Mech. Mining Sci.* Vol. 1, 1964. p 93-103.
158. GOODMAN, R.E. and TAYLOR, R.L. Methods of analysis of rock slopes and abutments : a review of recent developments. in *Failure and Breakage of Rocks*, Edited by C.Fairhurst. AIME, 1967. p 303-320.
159. HEUZE, F.E. and GOODMAN, R.E. Three-dimensional approach for the design of cuts in jointed rock. *Proc. 13th Symp. Rock Mech.* Urbana, Illinois, 1971.
160. HENDRON, A.J., CORDING, E.J. and AIYER, A.K. Analytical and graphical methods for the analysis of slopes in rock masses. *U.S. Army Engineering Nuclear Cratering Group*. Tech. Rep. No. 36, 1971. 168p.
161. SRIVASTAVA, L.S. Stability of rock slopes and excavations. *J. Eng. Geology*. Indian Soc. Engineering Geology. Vol. 1/1, 1966. p 57-72.
162. SAVKOV, L.V. Considerations of fracture in the calculation of rock slope stabilities. *Soviet Mining Science* 1967, p 1 - 6.
163. HOEK, E., BRAY, J.W. and ROYD, J.M. The stability of a rock slope containing a wedge resting on two intersecting discontinuities. *Quarterly J. Engineering Geology*. Vol. 6, No. 1, 1973.
164. HOEK, E. Methods for the rapid assessment of the stability of three-dimensional rock slopes. *Quarterly J. Engineering Geology*. Vol.6, No. 3. 1973.
165. HOEK, E. and LONDE, P. General report on the design of rock slopes and foundations. *Proc. 3rd Congress Intl. Soc. Rock Mech.* Denver, 1974 (in press)

166. TAYLOR, C.L. Geometric analysis of geological separation for slope stability investigations. *Bull. Ass. Engineering Geologists*. Vol. VII, Nos 1 & 2, 1970, p 67-85.
167. TAYLOR, C.E. Geometric analysis of rock slopes. *Proc. 81st Annual Highway Geology Symposium*. Univ. Kansas, April, 1970.
168. WILSON, S.D. The application of soil mechanics to the stability of open pit mines. *Colorado School of Mines Quarterly*. Vol. 54 No.3, 1959. p 95-113.
169. MULLER, L. The European approach to slope stability problems in open-pit mines. *Colorado School of Mines Quarterly*. Vol. 54. No. 3. 1959. p 117-133
170. MULLER, L and JOHN, K.W. Recent developments of stability studies of steep rock slopes in Europe. *Trans. Soc. Min. Engineers, AIME*. Vol. 226, No.3 1963. p 326-332.
171. MULLER, L. Application of rock mechanics in the design of rock slopes. *Intnl. Conf. State of Stress in the Earth's Crust*. Santa Monica. 1963. Elsevier, New York. 1964.
172. PETZNY, H. On the stability of rock slopes (in German) *Felamechanik und Ingenieurgeologie*. Suppl. III. 1967.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADAS A LA MINERIA
Y A LA CONSTRUCCION**

**PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACION DE CAVIDADES
SUBTERRANEAS**

RAUL CUELLAR

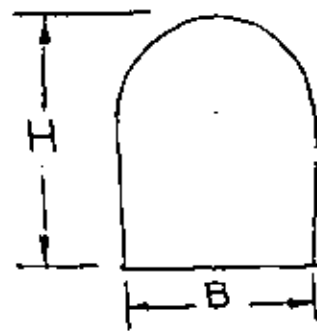
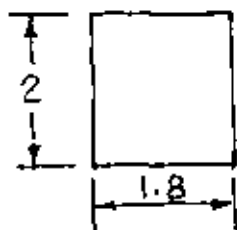
MAYO. 1984

PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACION DE CAVIDADES SUBTERRANEAS

Los procedimientos de excavación de cavidades subterráneas dependen de los siguientes factores:

- Calidad del macizo rocoso
- Dimensión de la cavidad
- Filtraciones de agua
- Equipo disponible

A continuación presentaremos algunos de los procedimientos más usuales.

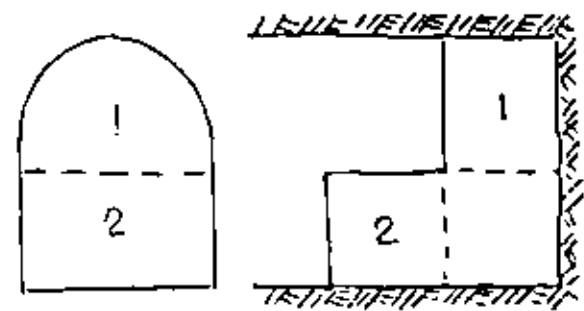
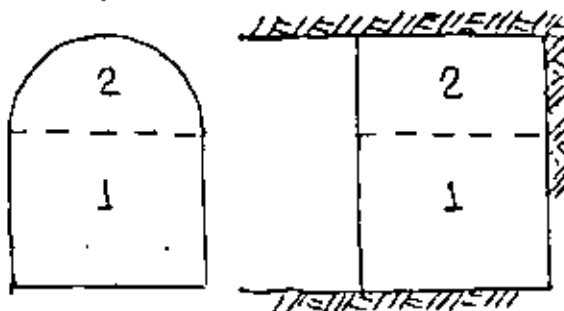


B	H
2.5	3.5 m
6.0	5.0 m
9.0	9.0 m

Sección Portal

SECCION COMPLETA EN ROCA SANA, CON EXPLOSIVOS

- Socavones de exploración
- Galerías de explotación
- Galerías de inyección y drenaje.
- Túneles de acceso

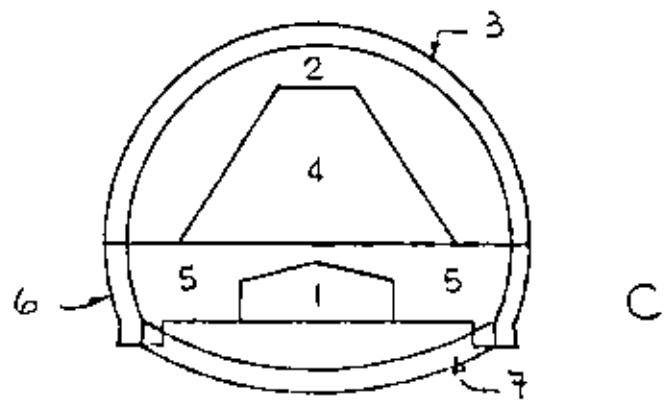
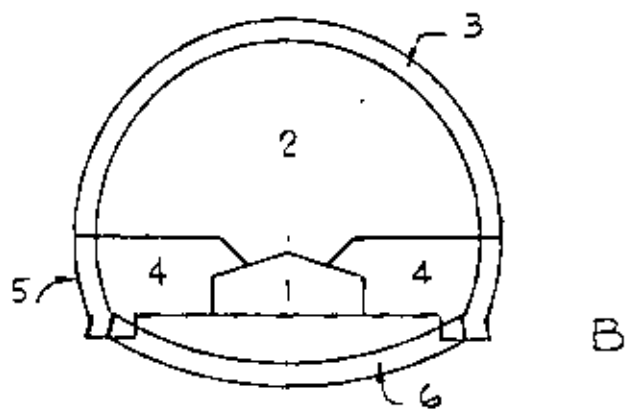
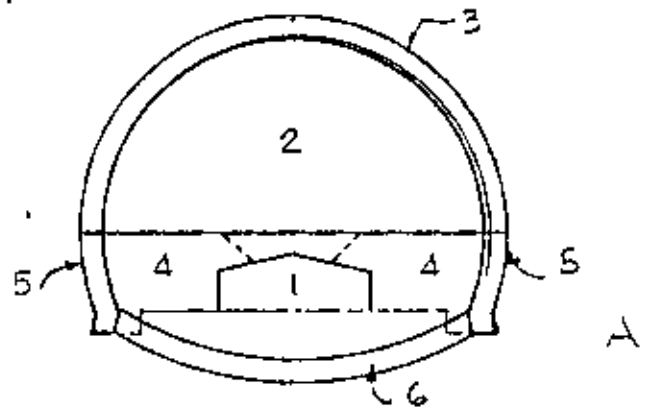


SECCIONES COMBINADAS

- Cuando hay poco techo (Zona de portales)
- Con perforadora de pierna

Método de túnel piloto sobre el piso del túnel.

Se utiliza en roca blanda con filtraciones. La galería piloto de avance sirve para drenar el agua de infiltración y tiene área entre 9 y 15m². En las figuras se indican las tres variantes de este método. La galería piloto puede o no ir adermada con marcos y concreto lanzado.

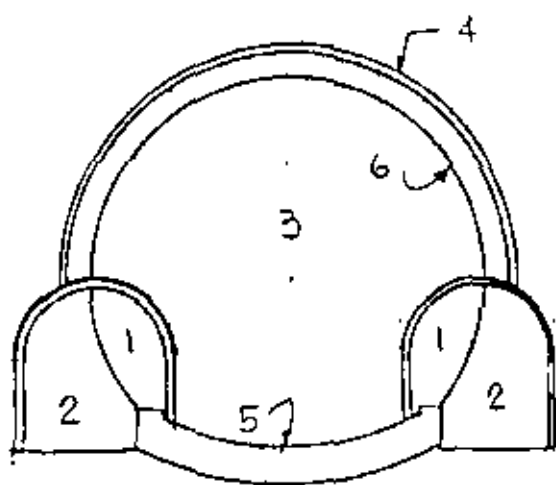


Método de las dos galerías piloto laterales sobre el piso del túnel. Se utiliza en roca blanda.

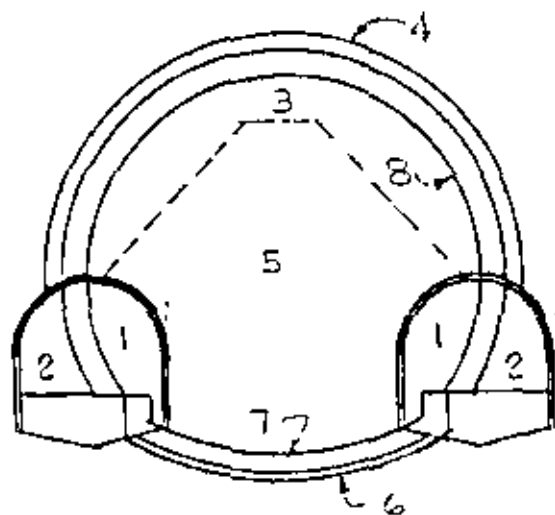
En una primera etapa se excavan los dos túneles piloto los cuales se protegen con marcos metálicos. Se cuelan las guarniciones de piso y arranque de los muros laterales.

En la segunda etapa puede realizarse el resto de la excavación con avances pequeños de 1 ó 2 metros soportando la roca con marcos que se apoyan en los arranques del muro previamente colados.

Cuando la roca no soporta el avance de 1 ó 2 metros, entonces se excava una ranura o corona de 0,75 m x 1 m de longitud que permita la colocación del marco metálico de soporte, continuando con revestimientos de concreto lanzado y finalmente con el núcleo central.



A



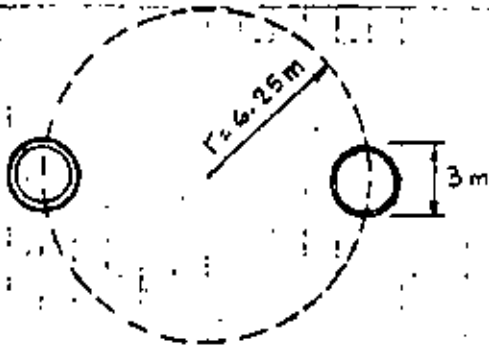
B

Método de soportes laterales piloto. (Japón)

Este método se ha utilizado en túneles por debajo del mar en roca deleznable con fuertes filtraciones (1000 a 1500 lt/seg)

- 1.- Perforación de los dos túneles piloto de 3m de diámetro
- 2.- Colocación del ademe metálico del túnel principal, dentro de las dos galerías pilotos. Ademe de tubo de acero.
- 3.- Relleno de concreto de las dos galerías piloto
- 4.- Excavación de la mitad superior
- 5.- Colocación de los marcos metálicos tubulares, los cuales se rellenan con mortero para aumentar su resistencia
- 6.- Excavación de la mitad inferior
- 7.- Colocación de los tornapuntas tubulares inferiores
- 8.- Colado del revestimiento de concreto.

METODO DE SOPORTES LATERALES PILOTO
(TUNEL SEIKAN, JAPON)



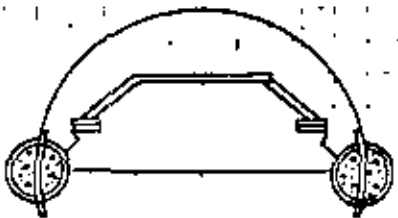
1 PERFORACION TUNELES PILOTO



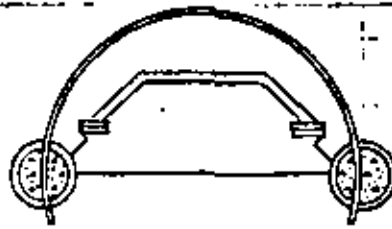
2 COLOCACION ADEME METALICO



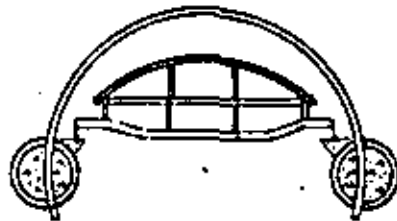
3 CONCRETO TUNELES PILOTO



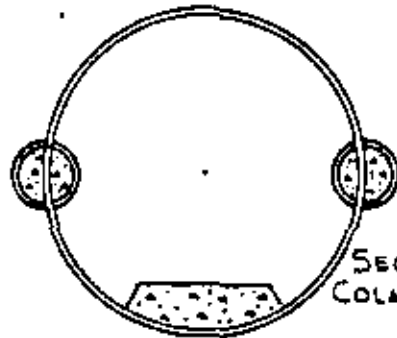
4 EXCAVACION SECCION SUPERIOR



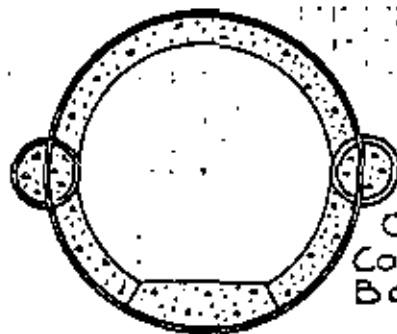
5 ADEME SECCION SUPERIOR



6
EXCAVACION
SECCION INFERIOR



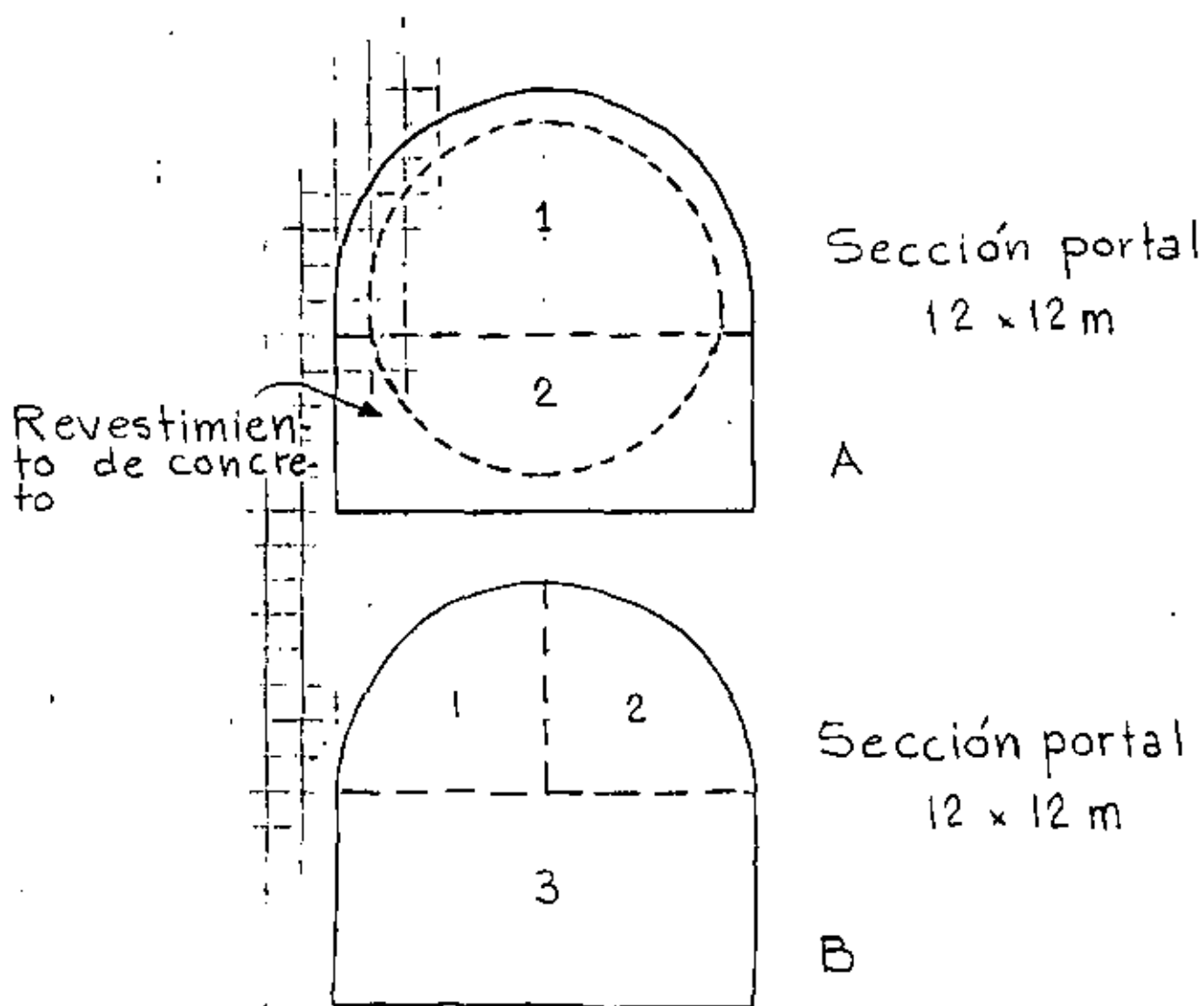
7
ADEME
SECCION INFERIOR
COLADO CUBETA



8
COLADO
COSTILLAS Y
BOVEDA

Método de sección superior y banqueo

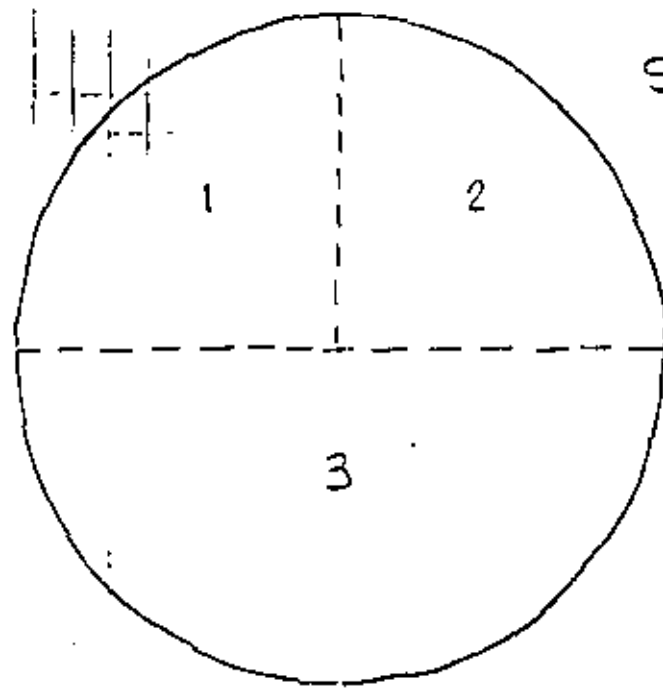
Se utiliza en roca sana.



- Algunas veces la sección superior es necesario excavarla en dos o tres secciones, como en B.
- La mejor geometría se obtiene mediante voladuras de post-corte perimetral (smooth blasting) con barrenación horizontal tanto en la sección superior como en la inferior.

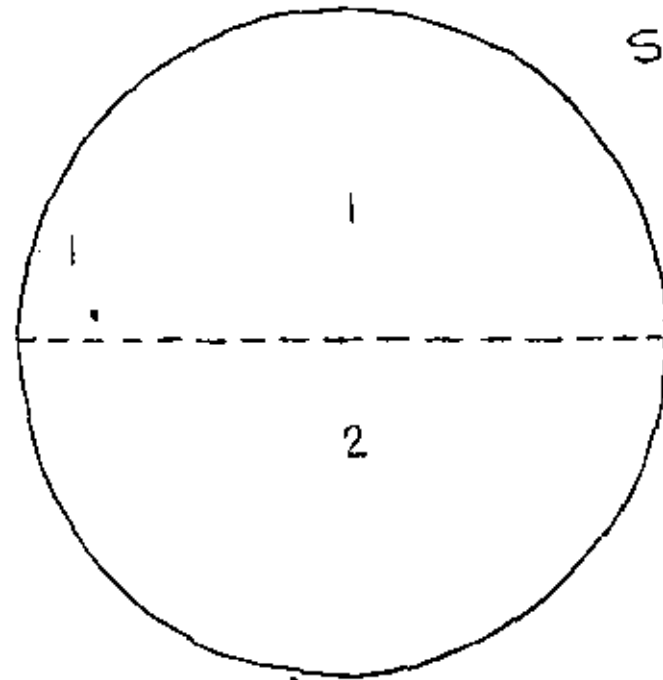
Método de sección superior y banqueo.

Se utiliza en roca sana



SECCION CIRCULAR
 ϕ 16.5 m

A



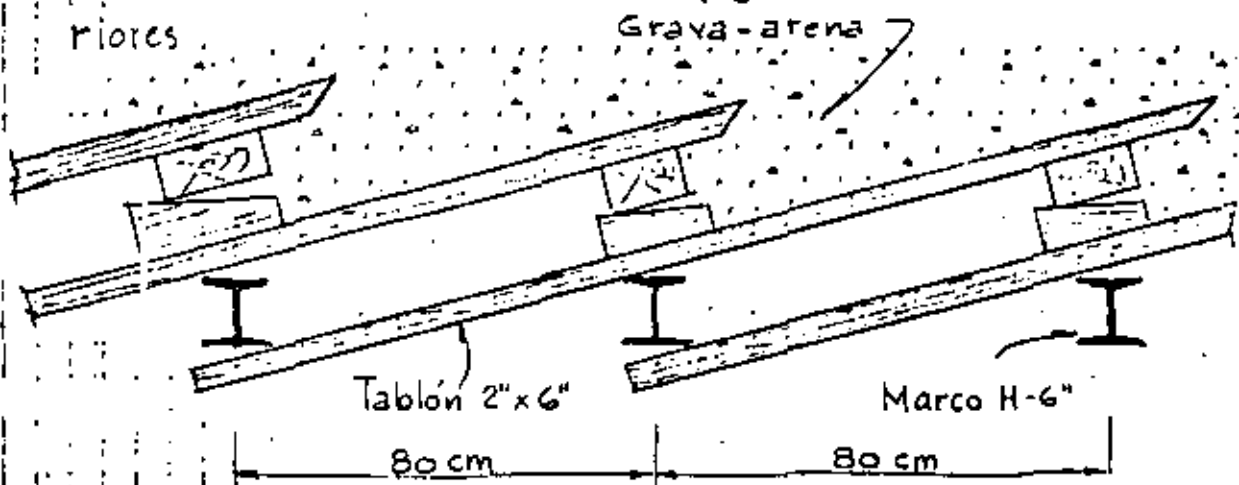
SECCION CIRCULAR
 ϕ 16.5 m

B

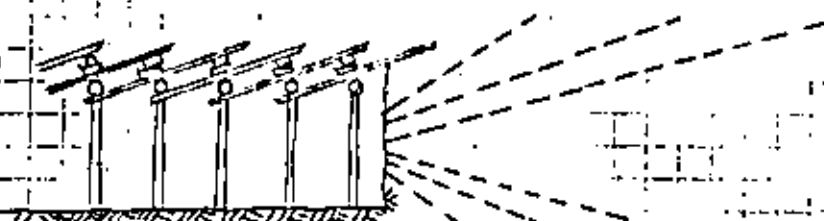
Se deben usar voladuras de post-corte perimetral (smooth-blasting)

EXCAVACION CON ESTACAS DE AVANCE AL FRENTE

En suelos medianamente compactos como tepetate (toba sedimentaria de origen volcánico, arenas-limo-arcillosas con poca cementación) o rocas deleznales se requiere de soporte adelante del frente del túnel. En estos casos se hincan cuñas de madera o de metal apoyándose en los marcos anteriores.



ESQUEMA DE SOPORTE

ESTACAS DE AVANCE
MAS AUREOLAS DE INYECCION

TUNELES EN SUELOS BLANDOS

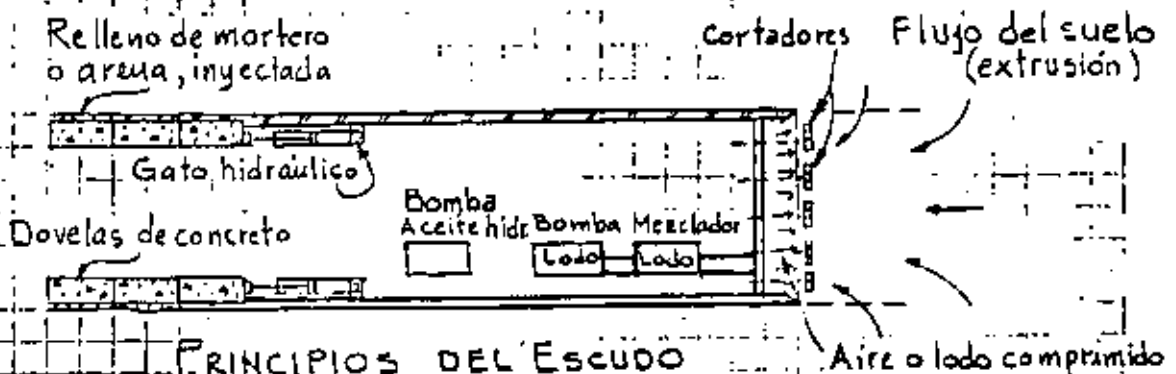
Los procedimientos más usuales son:

- Excavación con escudo.
- Cajones hundidos.

Los escudos pueden ser abiertos o cerrados según la consistencia del suelo.

Cuando el suelo es muy blando se usan los escudos cerrados con cámara de presión al frente ya sea con aire presurizado o lodo presurizado para evitar la extrusión del suelo hacia el escudo. En algunos casos se ha recurrido a la congelación del suelo para mejorar su consistencia y poderlo excavar.

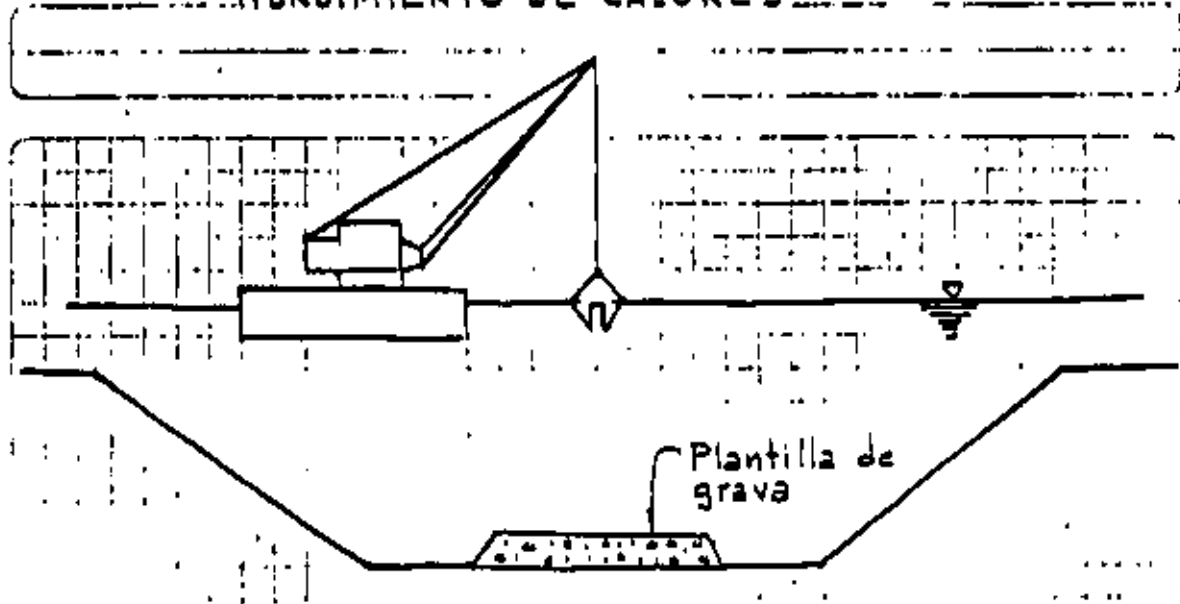
El material excavado se mezcla y se bombea como lodo (slurry) hacia afuera donde se separa el agua de los sólidos para volver a utilizarse.



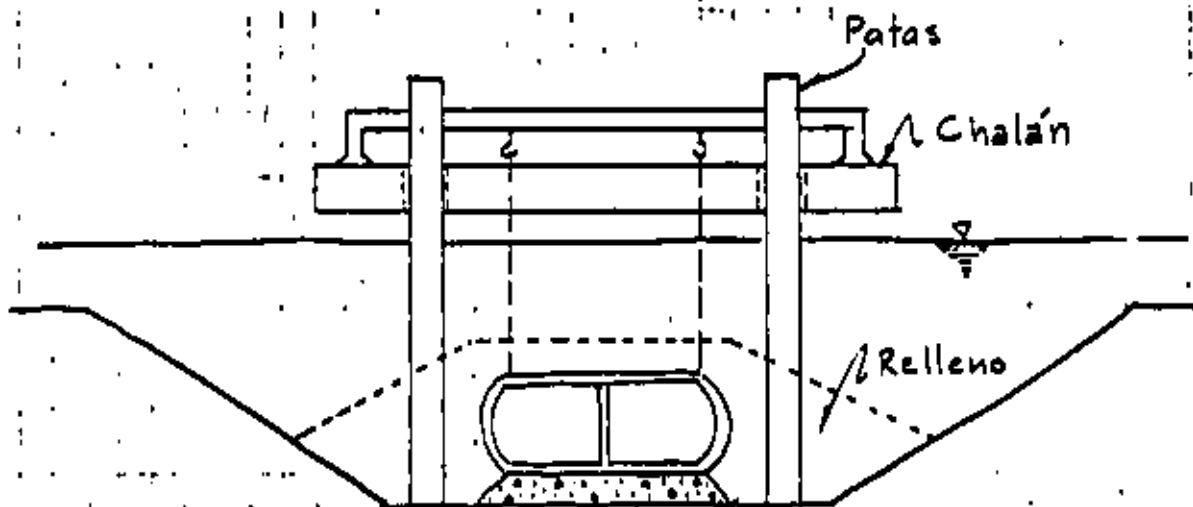
PRINCIPIOS DEL ESCUDO

La excavación del frente puede hacerse a mano o con cortadores

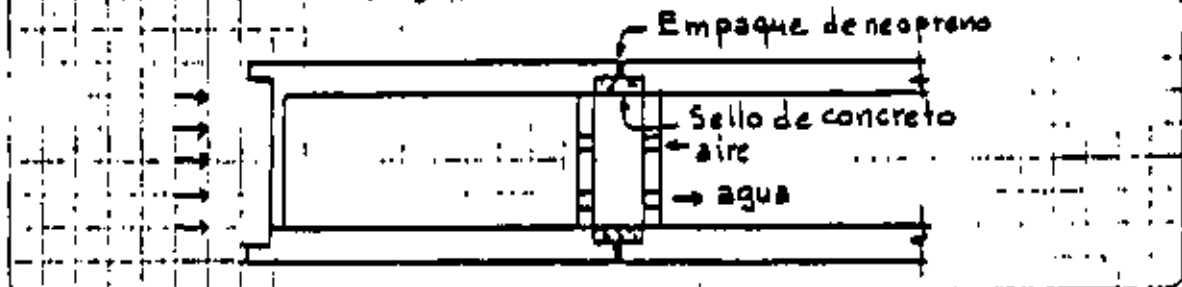
HUNDIMIENTO DE CAJONES



DRAGADO DEL CANAL



HUNDIMIENTO DE LOS CAJONES

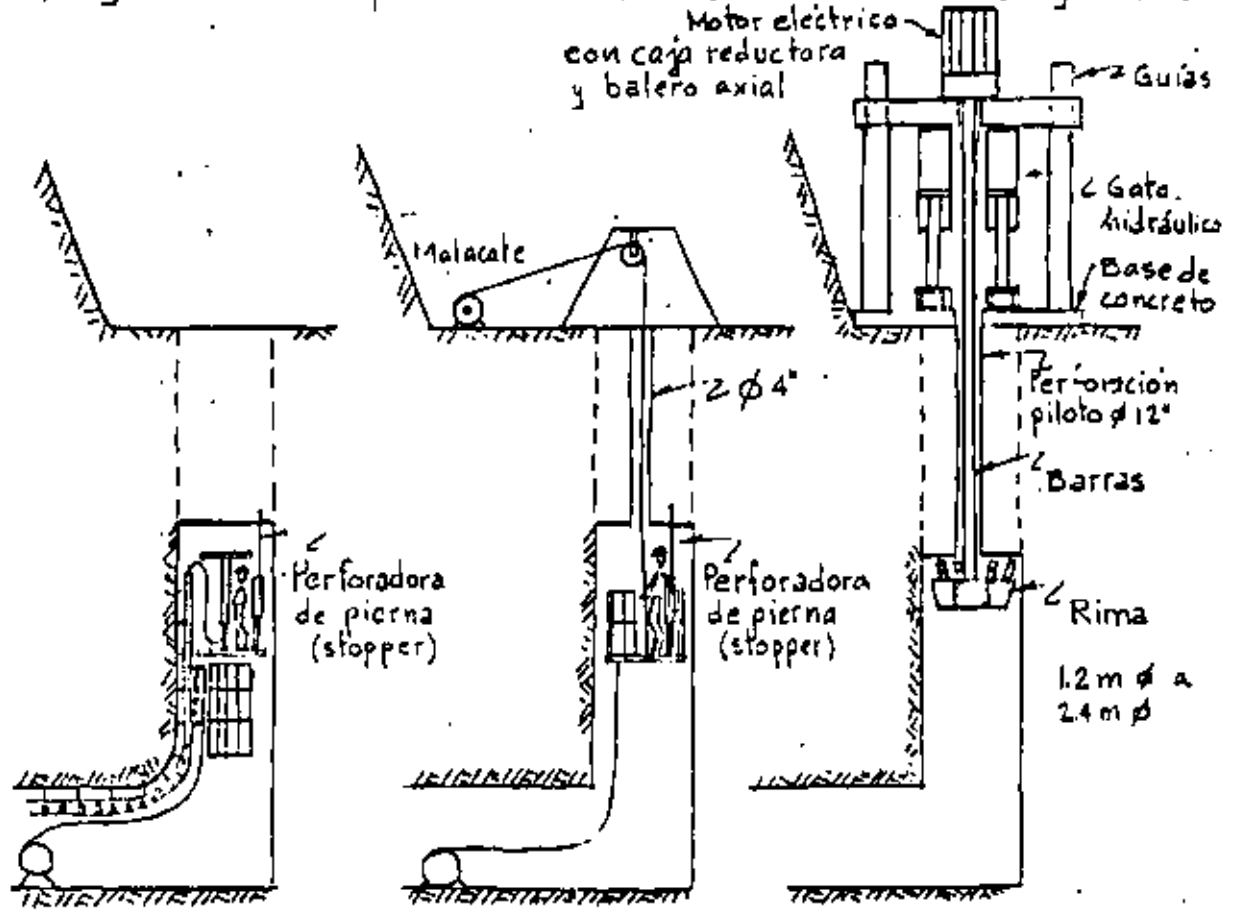


Sello de JUNTAS

EXCAVACION DE LUMBRERAS.

La excavación de lumbreras depende en buen grado del equipo disponible.

Algunos de los procedimientos más usuales son los siguientes:



JAULA TREPADORA

3.6 a 5.4 m/día

JAULA SUSPENDIDA

3.6 a 5.4 m/día

CONTRAPOCERA

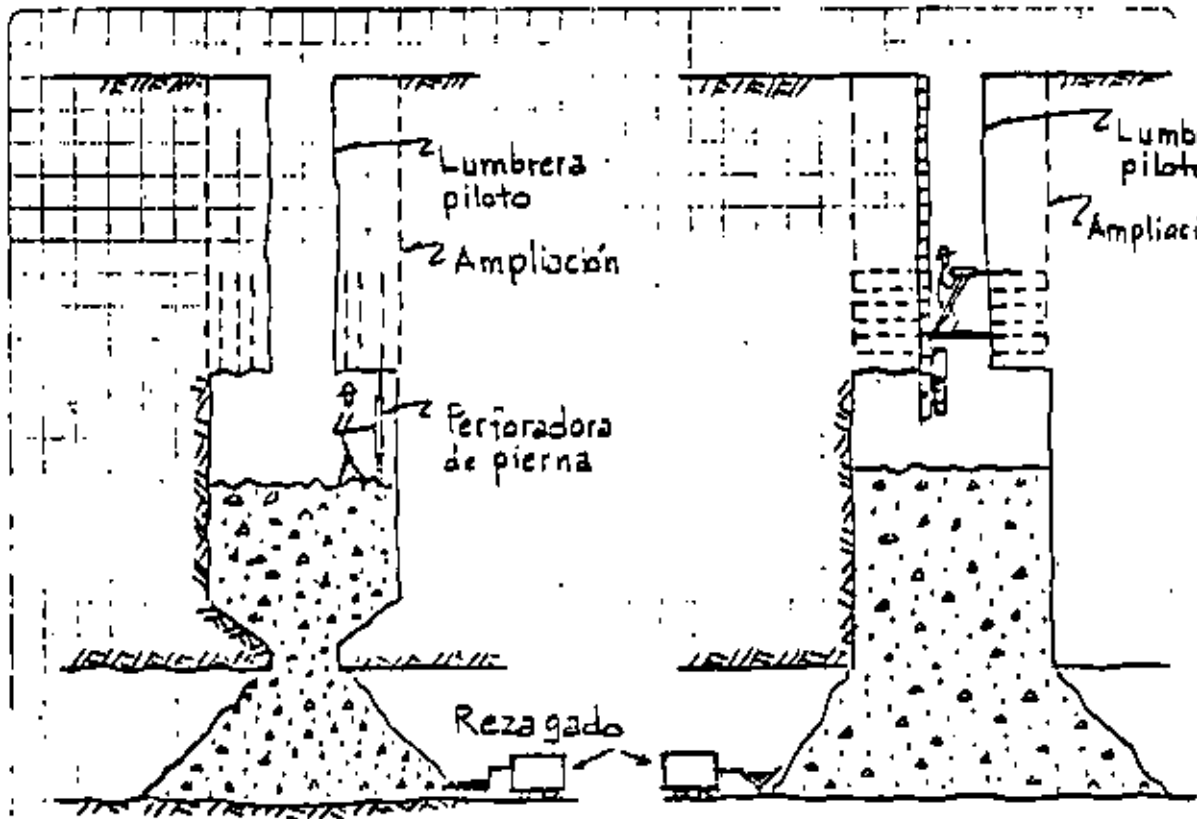
16 a 36 m/día

Ventajas de la contrapocera:

- Menor tiempo
- Lumbreras más largas
- Mayor producción

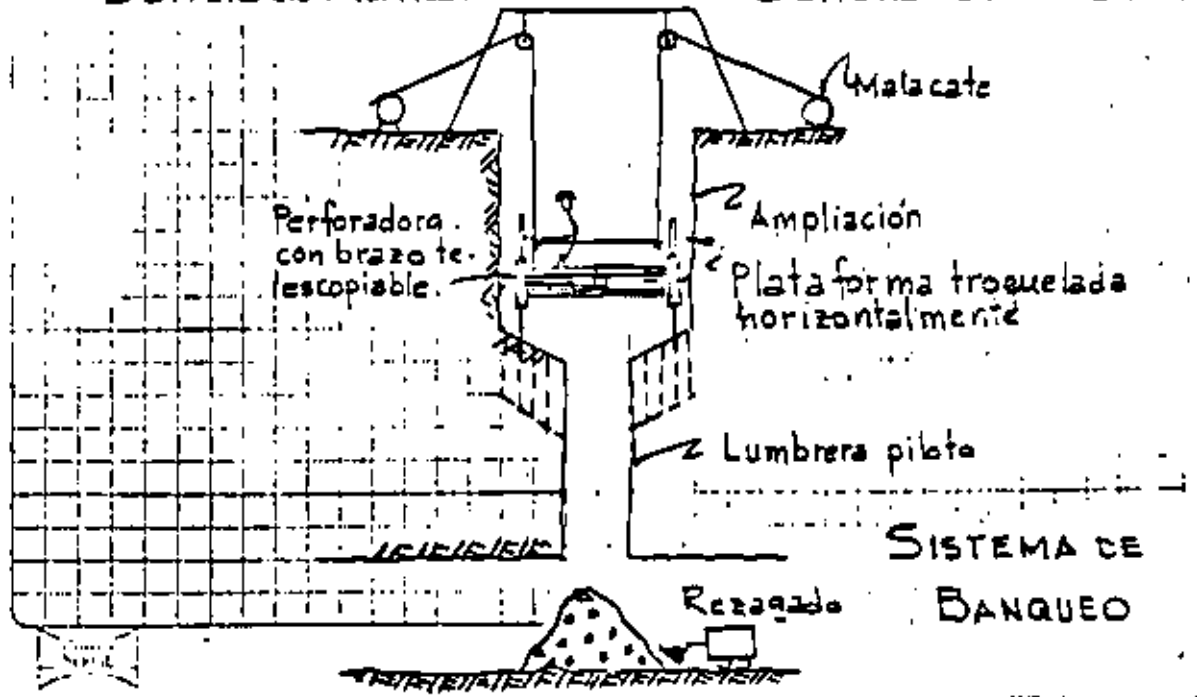
Las jaulas están quedando fuera de uso.

AMPLIACION DE LUMBRERAS



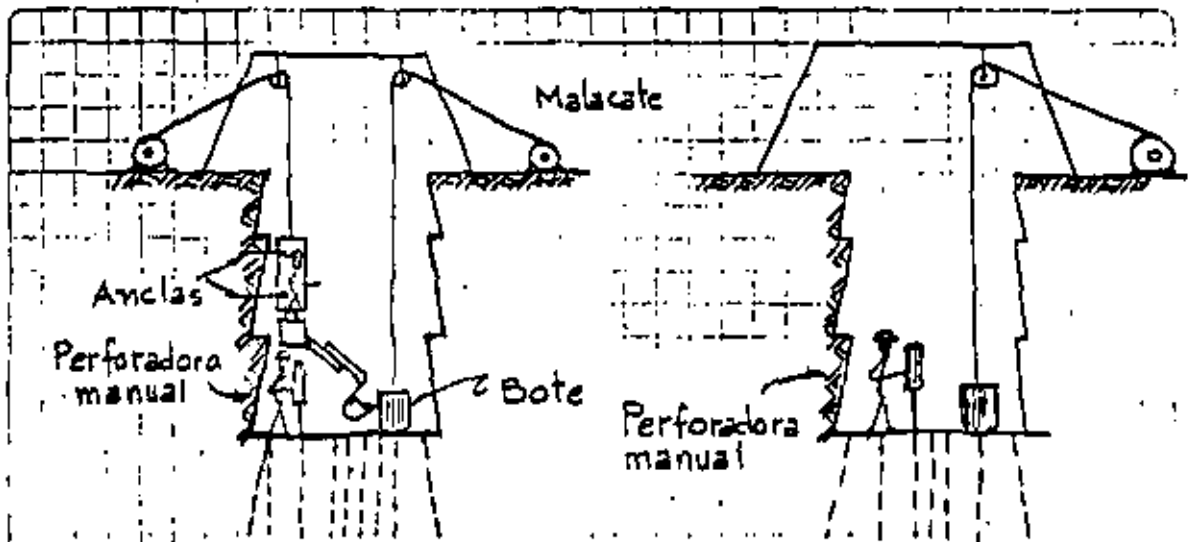
Barrenación vertical

Barrenación horizontal



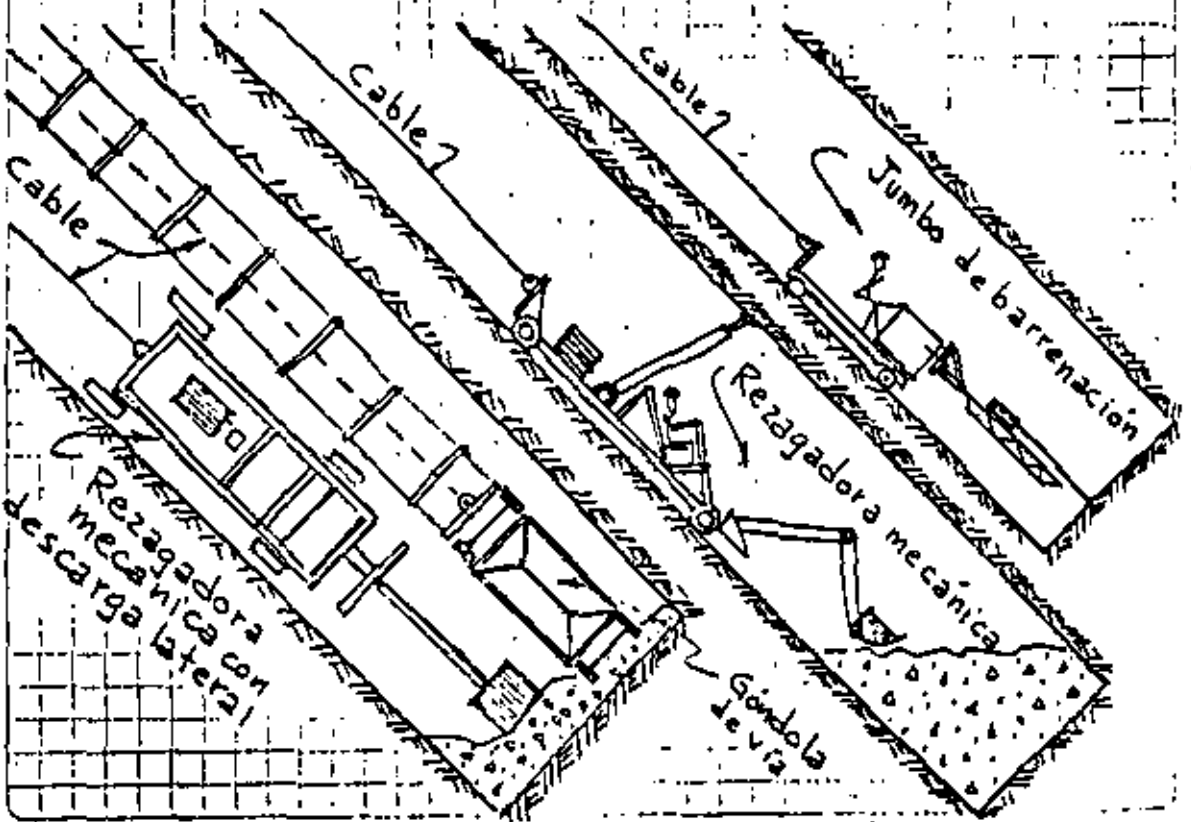
SISTEMA DE BANQUEO

POZOS VERTICALES E INCLINADOS



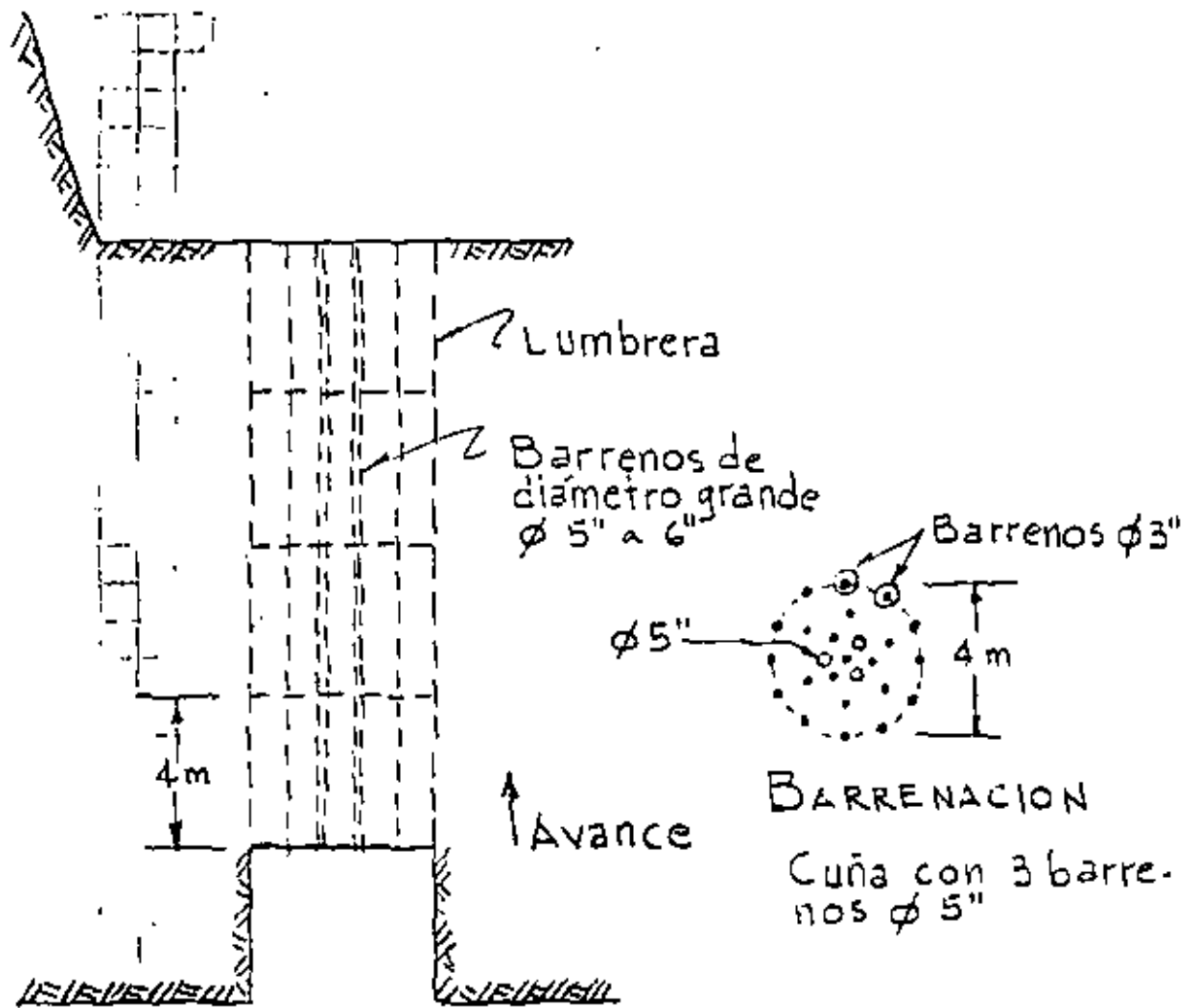
REZAGADORA MECANICA

REZAGADO MANUAL



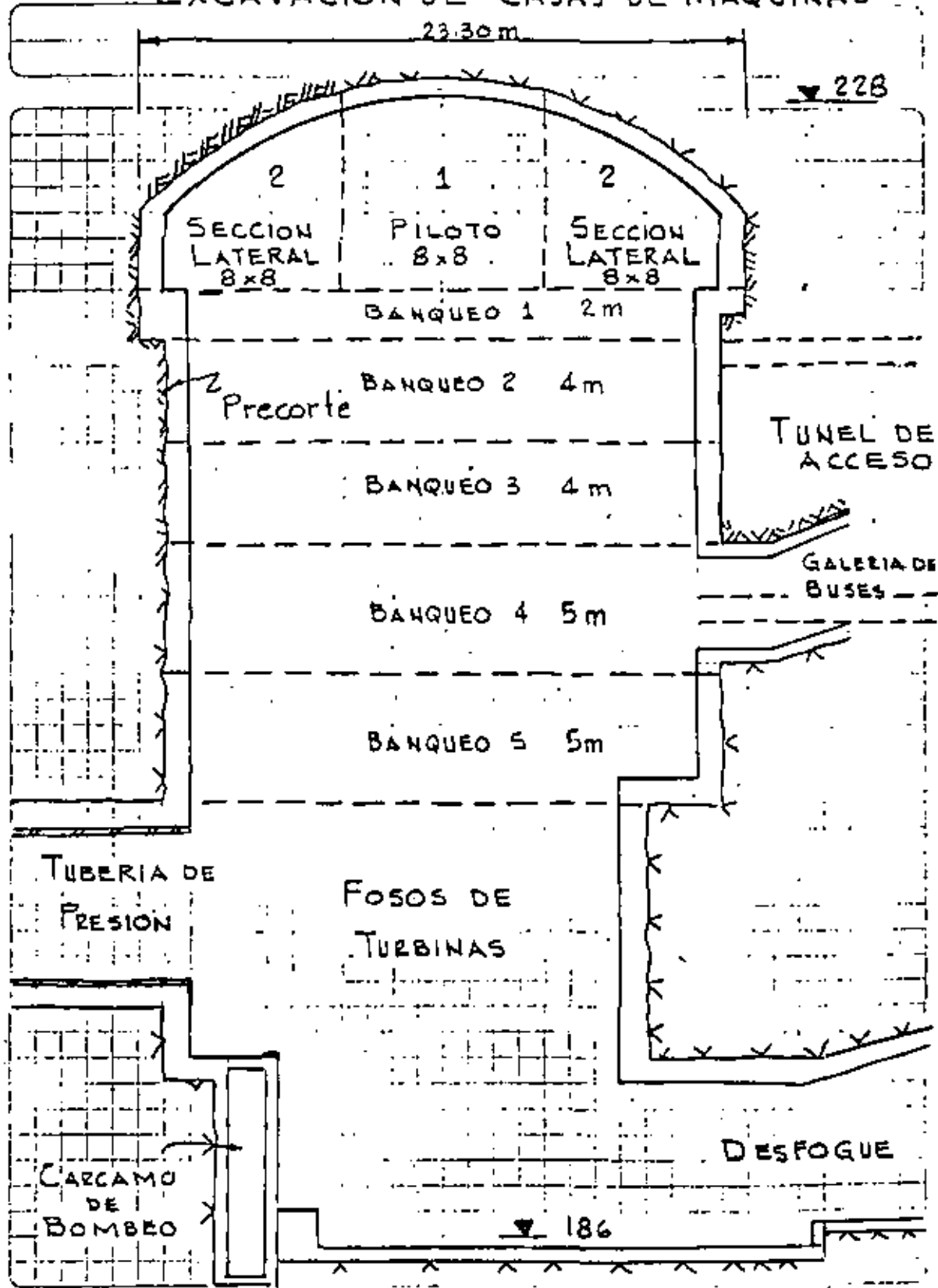
POZO INCLINADO CON EXCAVACION MECANIZADA

LUMBRERAS CON DETONACION HACIA ARRIBA



AVANCE VERTICAL HACIA ARRIBA

EXCAVACION DE CASAS DE MAQUINAS



ESQUEMA DE EXCAVACION



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA
CONSTRUCCION**

DISENO DE TUNELES

RAUL CUELLAR BORJA

MAYO, 1984

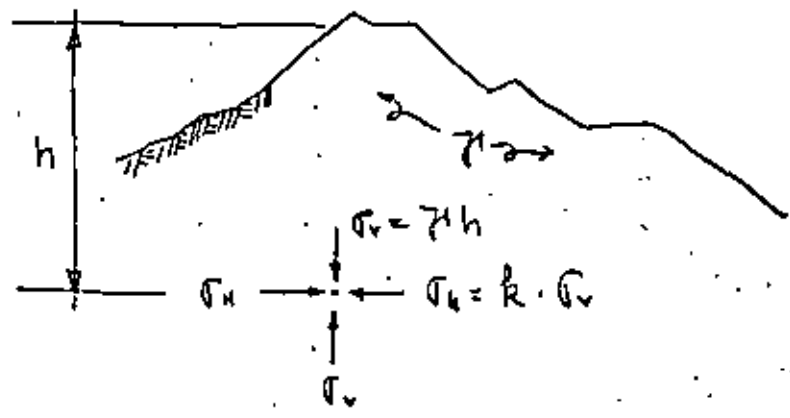
DISEÑO DE TUNELES

1. ESTADO NATURAL DE ESFUERZOS

Se conoce como "estado natural de esfuerzos" o "esfuerzos residuales" a los esfuerzos existentes en la corteza terrestre previamente a cualquier excavación.

1.1. Estado de esfuerzos interno en un macizo rocoso. Hipótesis de Heim

El geólogo Suizo Heim en 1878 observó en los grandes túneles trans-alpinos que la roca estaba fuertemente esforzada en todas las direcciones. Supuso que la componente de esfuerzos verticales σ_v estaba relacionada directamente proporcional al peso de la cobertura de roca, pero que adicionalmente había una componente de esfuerzo horizontal σ_h que probablemente tenía una magnitud similar al de la componente vertical.

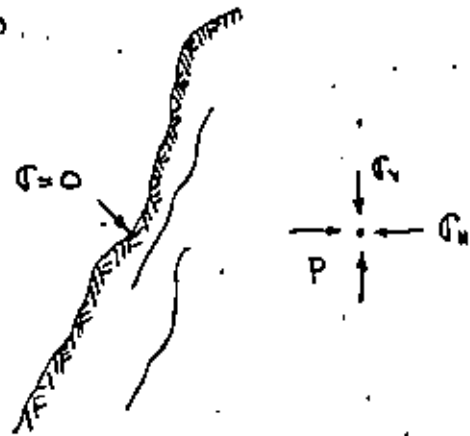


Una hipótesis similar había sido propuesta por el experto en túneles Alemán Rahia en 1874

1.2. Relajación de esfuerzos superficiales en una masa de roca

En un cañón profundo el estado natural tridimensional de esfuerzos debe encontrarse a una gran profundidad (generalmente a profundidades $\geq 350\text{m}$) mientras que en dirección normal a la superficie no hay esfuerzos por lo menos en los primeros 50m.

Se observa que este paso de estado de esfuerzos tridimensional a bidimensional ocasiona fisuras y fracturas paralelas a la superficie del cañón que se les conoce como "foliación". Son fracturas por relajación de esfuerzos ocasionadas por la falta de confinamiento o de soporte lateral que dan lugar a fracturas perpendiculares al esfuerzo principal menor. Los cambios de temperatura también producen ese fracturamiento.



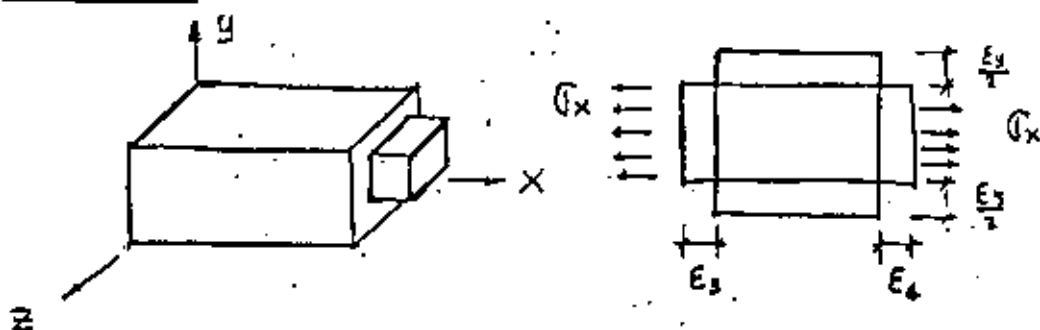
Relajación de esfuerzos superficiales

Se deberá poner atención a este fenómeno cuando se apoye la cimentación de una presa en una ladera de estas características en la cual la roca tendría que consolidarse con inyecciones de cemento y anclas postensadas.

1.3.- Módulo elástico efectivo y relación de Poisson efectiva en un macizo rocoso. Teoría de Terzaghi

Hemos supuesto que k es la relación entre los esfuerzos de campo horizontal a vertical; $k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$. Terzaghi en 1952 relaciona esta k con la relación de Poisson como sigue:

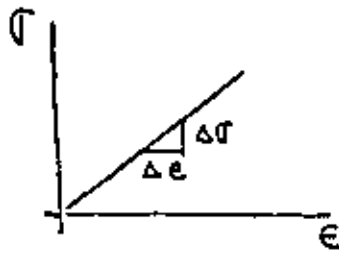
Ley de Hooke



$$E_x = \frac{\sigma_x}{E} = E_3 + E_4$$

La teoría clásica de la elasticidad está restringida a materiales sólidos con las siguientes propiedades elásticas idealizadas:

- 1.- Linealidad entre esfuerzos y deformaciones. Ley de Hooke
Si un cuerpo está sujeto a un esfuerzo, entonces la deformación en la dirección del esfuerzo es directamente proporcional al esfuerzo aplicado.
- 2.- Homogeneidad.- El material de un cuerpo está uniformemente distribuido a través de todo su volumen y las propiedades elásticas del material son las mismas en todos los puntos del cuerpo.
- 3.- Isotropía.- Las propiedades elásticas del material son las mismas en todas las direcciones.
- 4.- Perfectamente elástico.- Al dejar de actuar las fuerzas deformantes, el tamaño y forma del cuerpo regresan precisamente a su estado original.

Ley de Hooke

$\epsilon = \frac{\sigma}{E}$; $E =$ Variación de la deformación con respecto al esfuerzo que actúa en un cuerpo determinado.

$E =$ Módulo de elasticidad

$\epsilon =$ Deformación unitaria

$\sigma =$ Esfuerzo principal.

1.4. Relaciones esfuerzo de formación

Suponiendo un paralelepípedo rectangular con sus lados paralelos a los ejes coordenados, actuando sobre el un esfuerzo normal σ_x uniformemente distribuido sobre dos caras opuestas.

La magnitud de la deformación normal ϵ_x esta dada por

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}$$

esta extensión del cuerpo es acompañada por una contracción lateral en las direcciones y y z .

esto es: $\epsilon_y = -\nu \frac{\sigma_x}{E}$; y $\epsilon_z = -\nu \frac{\sigma_x}{E}$

donde ν es una constante conocida como relación de Poisson.

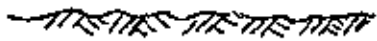
La relación de Poisson para muchos de los materiales varía entre 0.15 y 0.35 y a menudo se supone igual a 0.25

Si al paralelepípedo rectangular se le sujeta a la acción simultánea de esfuerzos normales σ_x , σ_y y σ_z , uniformemente distribuidos sobre sus caras, las deformaciones normales por el principio de superposición de causas y efectos son las siguientes:

$$\underline{\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]} ; \quad \underline{\epsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)]} ; \quad \underline{\epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_y + \sigma_x)]}$$

1.5. Estado plano de esfuerzos

Si suponemos que en un plano horizontal los esfuerzos son simétricos, $\sigma_y = \sigma_z$ y que no hay desplazamientos en una dirección horizontal $\epsilon_z = 0$



tenemos:

$$0 = \sigma_z - \nu \sigma_y - \nu \sigma_x$$

$$\text{como } \sigma_y = \sigma_z$$

$$0 = \sigma_y - \nu \sigma_y - \nu \sigma_x$$

$$0 = \sigma_y (1 - \nu) - \nu \sigma_x$$

$$\therefore \underline{\underline{\sigma_z = \sigma_y = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right) \sigma_x}} \quad \text{y} \quad \underline{\underline{k = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right)}}$$

Para valores de ν entre $\frac{1}{5}$ y $\frac{1}{3}$; $\sigma_z = \sigma_y = \frac{\sigma_x}{4}$ a $\frac{\sigma_x}{2}$ o sea $k = 0.25$ a 0.5 con $k = 0.3$ como el valor más probable.

Para un estado plano de esfuerzos con $\sigma_y = 0$ y $\epsilon_z = 0$, tenemos:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu \sigma_z) \quad \text{y} \quad \epsilon_z = 0 = \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu \sigma_x)$$

Para: $\sigma_z = \nu \sigma_x$ y $k = \nu$; tendríamos

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu^2 \sigma_x) = \frac{1}{E} \sigma_x (1 - \nu^2) \quad \text{y} \quad \underline{\underline{E = \frac{\sigma_x}{\epsilon_x} (1 - \nu^2)}}$$

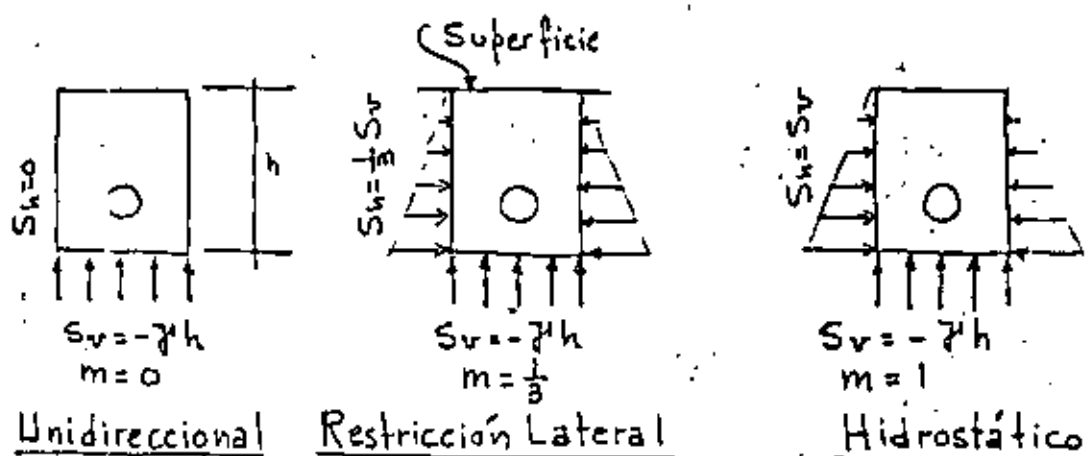
La relación $\left(\frac{\nu}{1-\nu}\right)$ de Terzaghi con valores usuales de ν para la roca entre 0.3 a 0.25 y 0.2 es contradictoria a las mediciones actuales realizadas en galerías profundas. Los resultados de mediciones favorecen la hipótesis de Heim; $\sigma_y = \sigma_z = \sigma_x$ y $k = 1$. Con $k = 1$ se requiere que $\nu = 0.5$ el cual no existe en las mediciones de la roca. Se presenta una abstracción de la hipótesis de Heim.

1.6. Esfuerzos de campo

Hemos visto que los esfuerzos de campo dependen de las condiciones de confinamiento del material y del comportamiento elástico de la roca, así como, de la magnitud de los esfuerzos de la corteza terrestre.

De esta manera, los esfuerzos alrededor de un túnel pueden compararse con los esfuerzos alrededor de un agujero en una placa siempre y cuando se cumpla (1) que la abertura sea larga en comparación con su sección transversal y (2) que la distribución de esfuerzos a lo largo de la abertura sea uniforme e independiente de su longitud.

Así el problema de un túnel se reduce a un problema de deformación plana y puede ser resuelto considerando un agujero en una placa ancha sujeta a un estado bidireccional de esfuerzos actuando en el plano de la placa.



Suposición de tres estados de esfuerzos de campo

también deberán considerarse geometrías simples como: círculos, elipses, óvalos o rectángulos con esquinas redondeadas.

Los esfuerzos verticales se considerarán iguales a γh equivalentes al peso de la cobertura de roca en donde γ = peso volumétrico de la roca y h = la profundidad vertical del túnel.

Por tanto: S_v = Componentes del esfuerzo vertical

S_h = Componentes del esfuerzo de compresión horizontal

y m = constante que depende del estado de esfuerzos de cuerpo

- El estado de esfuerzos para $m=0$ puede ocurrir a poca profundidad y/o cerca de superficies verticales libres.
- El estado de esfuerzos representado por $m=\frac{1}{3}$; puede ocurrir para un amplio intervalo de profundidades.
- El estado de esfuerzos para $m=1$ puede ocurrir a gran profundidad o en macizos con rocas semi-viscosas o plásticas. (rocas suaves o blandas)

2.. ESFUERZOS EN LA VECINDAD DE EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS

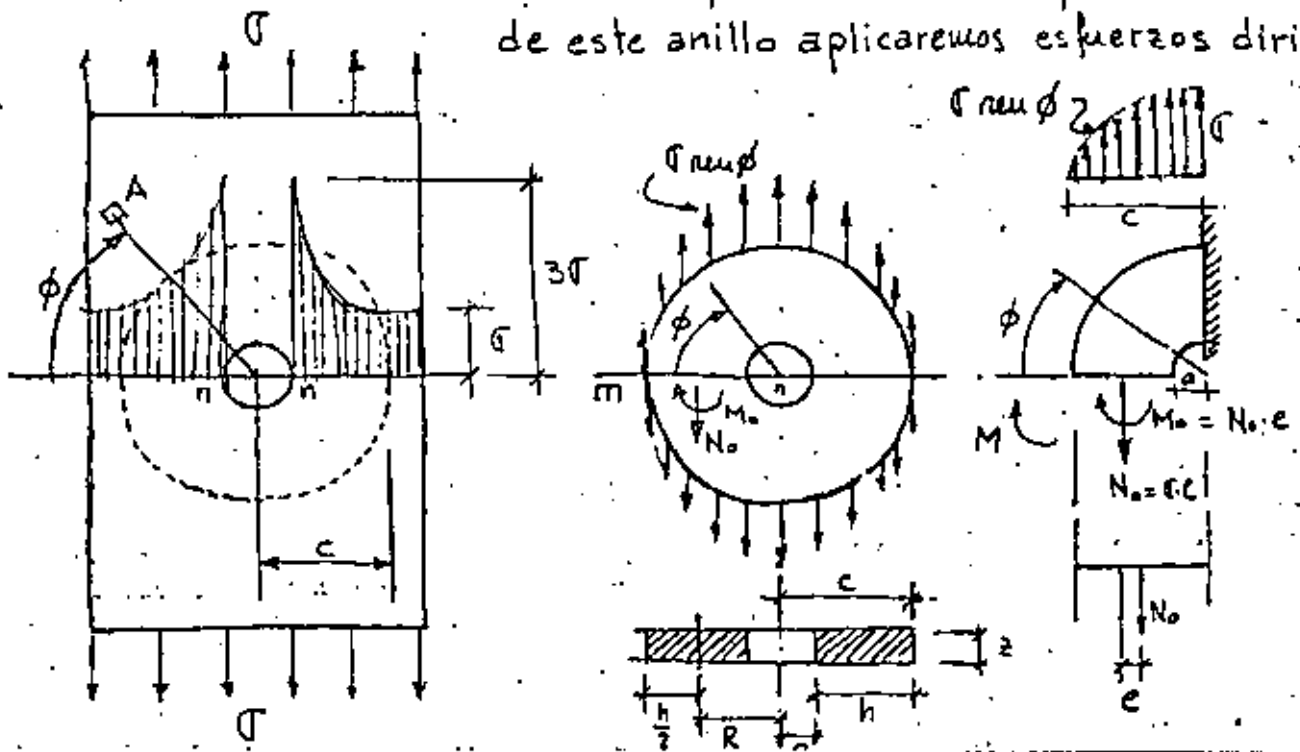
Los esfuerzos que se generan en la vecindad de excavaciones subterráneas, por ejemplo túneles largos profundos son semejantes a los que se producen alrededor de un agujero en una placa infinita. Solamente unas cuantas secciones transversales pueden ser analizadas teóricamente; sin embargo por medio de fotoelasticidad o análisis de esfuerzos, aberturas con cualquier forma de sección transversal pueden ser estudiadas.

Considerando una placa infinita de espesor t con un agujero circular de radio a con centro en el origen y sujeta a esfuerzos de tensión S_x y S_y . Para una distancia larga desde el agujero, las componentes polares de esfuerzos serán aquellas resultantes solamente de

la distribución de esfuerzos:

2.1.- ESFUERZOS EN UNA PLACA CON UN AGUJERO CIRCULAR

Si en una placa sometida a un esfuerzo de tensión uniforme σ se practica un agujero circular pequeño (diámetro del agujero 5 veces menor que el ancho de la placa) se produce en los puntos n-n una gran concentración de esfuerzos. La teoría exacta desarrollada por Kirsh; en 1898, muestra que el esfuerzo de tensión en estos puntos es igual a 3σ . Se ve también que esta concentración de esfuerzos es muy local y está limitada a la vecindad del agujero. Si trazamos una circunferencia concéntrica con el agujero y de radio c relativamente grande, puede suponerse que el estado de esfuerzos en esta circunferencia no queda afectado por la presencia del agujero. Consideramos por tanto un anillo circular separado de la placa por una superficie cilíndrica circular de radio c . En cada punto de la superficie exterior de este anillo aplicaremos esfuerzos dirigidos

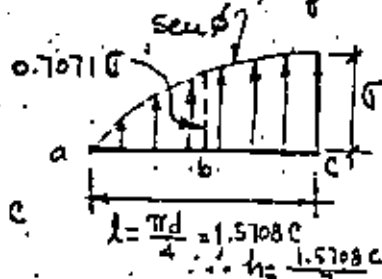
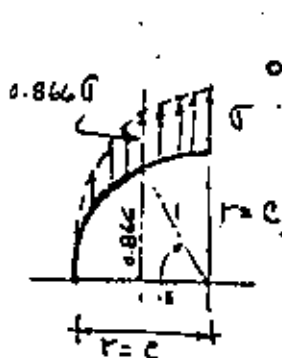


dos verticalmente y de valor σ_{moy} , es decir, iguales al esfuerzo correspondiente en el área elemental A de la placa. Por lo tanto, los esfuerzos en el interior del anillo serán aproximadamente los mismos que en el trozo de placa limitado por el círculo de radio c .

De esta manera el problema de la distribución de esfuerzos en las proximidades del agujero queda reducido al de calcular esa distribución en un anillo circular de sección rectangular solicitado por fuerzas verticales conocidas de intensidad σ_{moy} distribuidas en forma continua sobre su contorno exterior.

Este problema puede resolverse considerando un cuadrante de anillo en el cual los esfuerzos ligados a la sección $m-n$ pueden reducirse a una fuerza de tensión longitudinal N_0 aplicada en el centro de gravedad de la sección y a un par flector M_0 .

La fuerza longitudinal de tensión se determina por las condiciones de la estática, y es: $N_0 = \sigma \cdot C$



Integral numérica de los esfuerzos

$$R_a = \frac{h}{24} (7a + 6b - c) ; R_c = \frac{h}{24} (7c + 6b - a)$$

$$R_b = \frac{h}{12} (a + 10b + c)$$

$$\Sigma = \frac{15.3136}{12} \frac{h}{2} \sigma$$

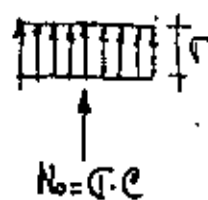
$$R_a = \left(\frac{7 \times 0}{0} + \frac{6 \times 0.7071}{42426} - 1 \right) \frac{h}{24} = 1.6213 \frac{h}{12} \cdot \sigma$$

$$R_b = \left(\frac{0}{0} + \frac{10 \times 0.7071}{7.071} + 1 \right) \frac{h}{12} = 8.0710 \frac{h}{12} \cdot \sigma$$

$$R_c = \left(\frac{7 \times 1}{7} + \frac{6 \times 0.7071}{42426} - 0 \right) \frac{h}{24} = 5.6213 \frac{h}{12} \cdot \sigma$$

$$\underline{15.3136 \cdot \frac{h}{12} \cdot \sigma}$$

$$\therefore \Sigma = \sigma \cdot C = N_0$$



El momento M_0 es estáticamente indeterminado (porque no conocemos c) y se puede calcular por el teorema del trabajo mínimo utilizando la expresión de la energía de deformación total de barras curvas para anillos gruesos, como sigue:

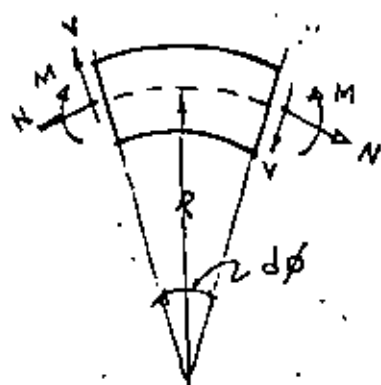
$$U = \int_0^s \left(\frac{M^2}{2AEcR} + \frac{N^2}{2AE} - \frac{MN}{AER} + \frac{\alpha V^2}{2AG} \right) ds$$

$$\text{sen } \phi = 1 - \cos \phi$$

$$= \sigma \cdot c (1 - \cos \phi) (1 - \cos \phi)$$

$$\sigma c (1 - 2 \cos \phi + \cos^2 \phi)$$

Anillo grueso:



En esta expresión la fuerza longitudinal y el momento flector para la sección general del anillo caracterizada por el ángulo ϕ son:

$$N = \sigma \cdot c \cdot \cos^2 \phi$$

$$M = M_0 + \sigma c (1 - \cos \phi) \left[\frac{c}{2} (1 - \cos \phi) + \frac{h}{2} \cos \phi \right] - \underbrace{\sigma c \left(c - \frac{h}{2} \right)}_R (1 - \cos \phi)$$

donde h es la altura de la sección rectangular

La ecuación para el cálculo de M_0 es:

$$\frac{dU}{dM_0} = \int_0^{\pi/2} \frac{M d\phi}{A E e} - \int_0^{\pi/2} \frac{N d\phi}{A E} = 0$$

en donde: $ds = R d\phi$

Después de integrar se tiene:

$$M_0 = \frac{2 \sigma_c^2}{\pi} \left[1 - \frac{3}{8} \pi - \frac{h}{2c} \left(1 - \frac{1}{4} \pi \right) + \frac{e\pi}{4c} + \frac{R}{2c} (\pi - 2) \right]$$

en donde $R =$ radio de la línea media y e la distancia a la línea neutra desde el Centro de Gravedad de la sección.

El esfuerzo en el punto n de la sección $m-n$ del aullito consta de dos partes: 1° el esfuerzo de tensión producido por la fuerza longitudinal N_0 e igual a:

$$\sigma_1 = \frac{N_0}{h} = \frac{\sigma_c}{h} \quad (d)$$

y 2° el esfuerzo de flexión producido por M_0 cuyo valor es:

$$\sigma_2 = \frac{M_0 h_1}{A e a} = \frac{M_0 \left(\frac{h}{2} - e \right)}{A e a} = \frac{M_0}{2 e a} \left(1 - \frac{2e}{h} \right) \quad (e)$$

en donde $a =$ radio del agujero

La distancia e se calcula por la ecuación — para diversos valores de la relación $\frac{e}{a}$, y después σ_1 y σ_2 se determinan por las ecuaciones (d) y (e). El esfuerzo máximo es:

$$\sigma_{max} = \sigma_1 + \sigma_2$$

La distancia c se calcula por la ecuación $r = \frac{f_2}{\log_n \frac{c}{a}}$

Resultados:

c/a	3	4	5	6	8	10
$\frac{2c}{h}$	0.1796	0.2238	0.2574	0.2828	0.2731	0.3536
$\frac{\sigma_1}{\sigma}$	1.50	1.33	1.25	1.20	1.14	1.11
$\frac{\sigma_2}{\sigma}$	2.33	1.93	1.83	1.83	1.95	2.19
$\frac{\sigma_{máx}}{\sigma}$	3.83	3.26	3.08	3.03	3.09	3.30

Comparando los números de la última línea de la tabla anterior con la solución exacta para un agujero pequeño $\sigma_{máx} = \frac{3}{2}\sigma$; se ve que para $5 < \frac{c}{a} < 8$, los resultados del cálculo aproximado están de completo acuerdo con la solución exacta. Cuando $\frac{c}{a} < 5$, el agujero no puede considerarse muy pequeño, por lo que tiene una influencia apreciable en la distribución de esfuerzos sobre la circunferencia de radio c y la hipótesis establecida sobre la sollicitación en el borde exterior del anillo no es suficientemente exacta. La discrepancia con la teoría exacta para $\frac{c}{a} > 8$ se debe a la exactitud insuficiente de la teoría elemental de piezas curvas cuando el radio interior es muy pequeño comparado con el exterior.

Para un punto cualquiera de la sección m-n a una distancia r del centro del agujero, el esfuerzo normal es:

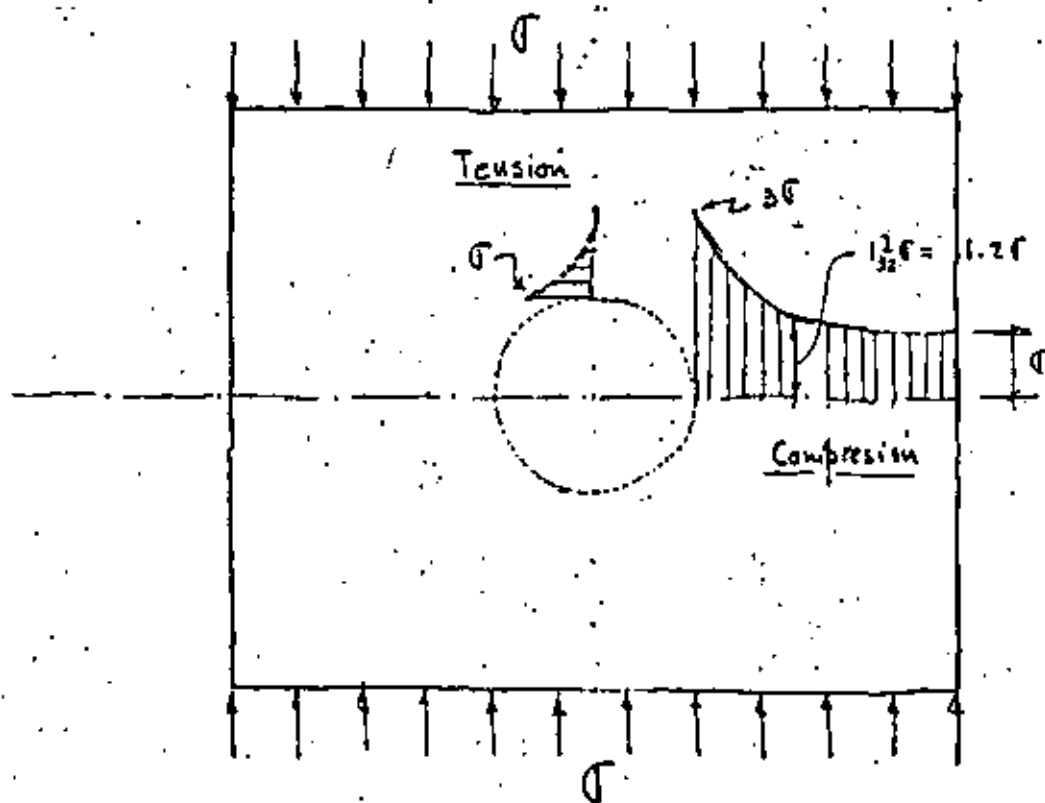
$$\sigma_{máx} = \frac{\sigma}{2} \left(2 + \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right)$$

donde σ es el esfuerzo de tensión uniforme aplicado en los extremos de la placa.

Esta distribución de esfuerzos se presenta en la figura ^{de abajo} y se ve que la concentración de esfuerzos está muy concentrada en los puntos n . El esfuerzo disminuye rápidamente a medida que r aumenta, y para un punto situado a una distancia del borde del agujero igual al radio del mismo, es decir, $r=2a$ se tiene un esfuerzo normal $\sigma_{\theta} = 1\frac{1}{32}\sigma$.

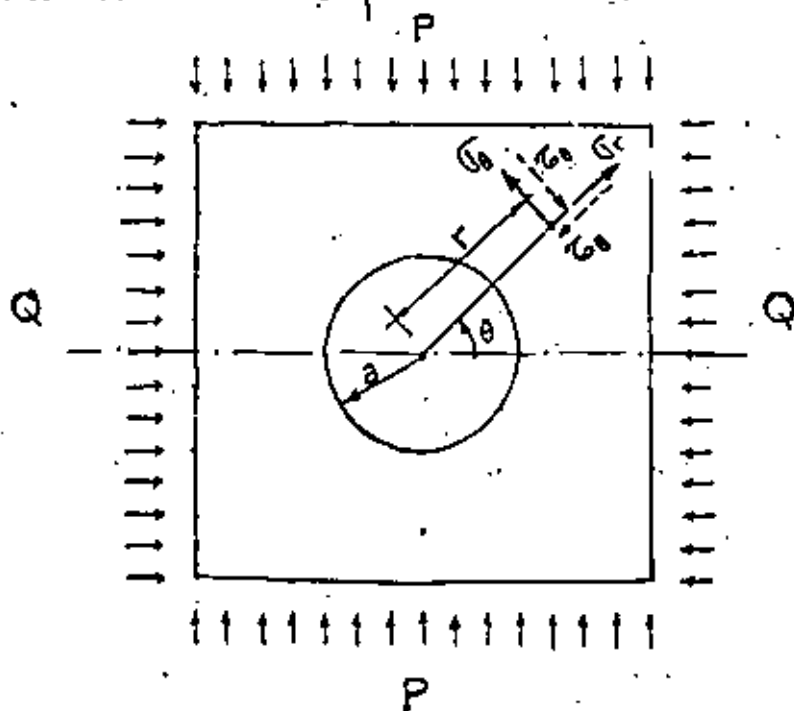
También disminuye rápidamente el esfuerzo al crecer ϕ y para $\phi = \frac{\pi}{2}$, el esfuerzo normal en el borde del agujero es de compresión e igual a σ o sea $\sigma_{\theta} = \sigma$.

Si los esfuerzos externos fueran de compresión tendríamos un esfuerzo tangencial de tensión $\sigma_{\theta} = \sigma$ para $\phi = \frac{\pi}{2}$ y un esfuerzo de compresión $\sigma_{\theta} = 3\sigma$ para los puntos n .



Considerando una placa con una perforación en el centro que se supone de material homogéneo, elástico e isotrópico, Kirsh determinó los esfuerzos normales, tangenciales y cortantes en cualquier punto de la placa.

Se supone que las fuerzas externas P y Q corresponden con las transmitidas por la cobertura de roca.



$$\text{Esfuerzo radial: } \sigma_r = \frac{P+Q}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{Q-P}{2} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\text{Esfuerzo tangencial: } \sigma_\theta = \frac{P+Q}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{Q-P}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\text{Esfuerzo cortante: } \tau_\theta = -\frac{Q-P}{2} \left(1 - \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta$$

Se observa que los esfuerzos en la placa no dependen de E y ν

Para una distribución de presiones externas de tipo hidrostático, o sea $P=Q$; la cual se presenta en túneles con gran cobertura, estudiados por Heim, Suiza 1878, los esfuerzos normales y tangenciales pueden determinarse utilizando las expresiones de Lamé para conductos de pared gruesa sujetos a presión externa P .

Formulas de Lamé

$$\sigma_r = P \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right)$$

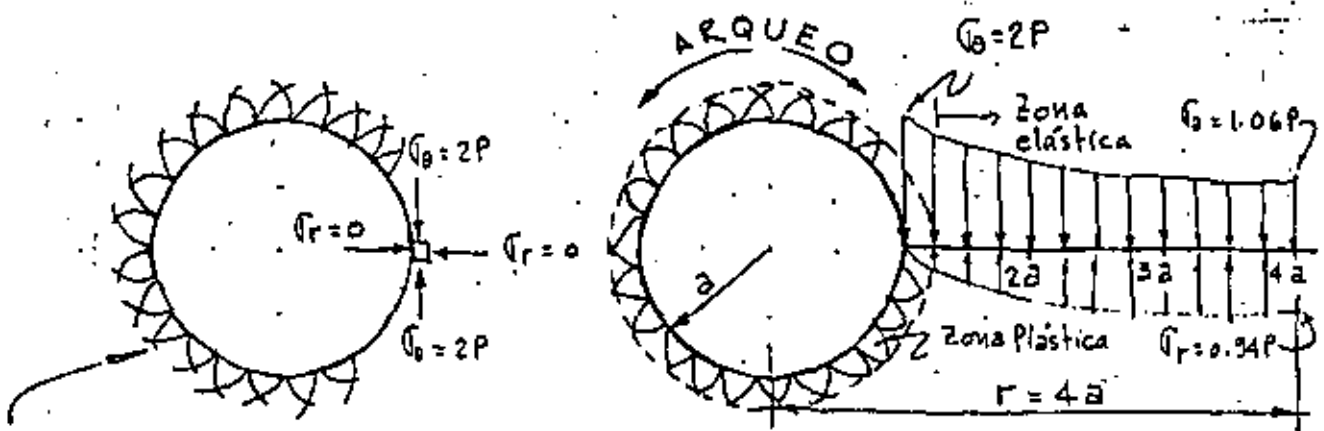
$$\sigma_\theta = P \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right)$$

$$\tau_{\theta r} = 0$$

Para $a=r$: $\sigma_\theta = 2P$ y $\sigma_r = 0$; en toda la periferia del túnel

Para $r=4a$: $\sigma_\theta = P \left(1 + \frac{a^2}{16a^2} \right) = 1.06P$
 y $\sigma_r = P \left(1 - \frac{a^2}{16a^2} \right) = 0.94P$

De acuerdo con esta hipótesis la distribución de esfuerzos en el túnel será:

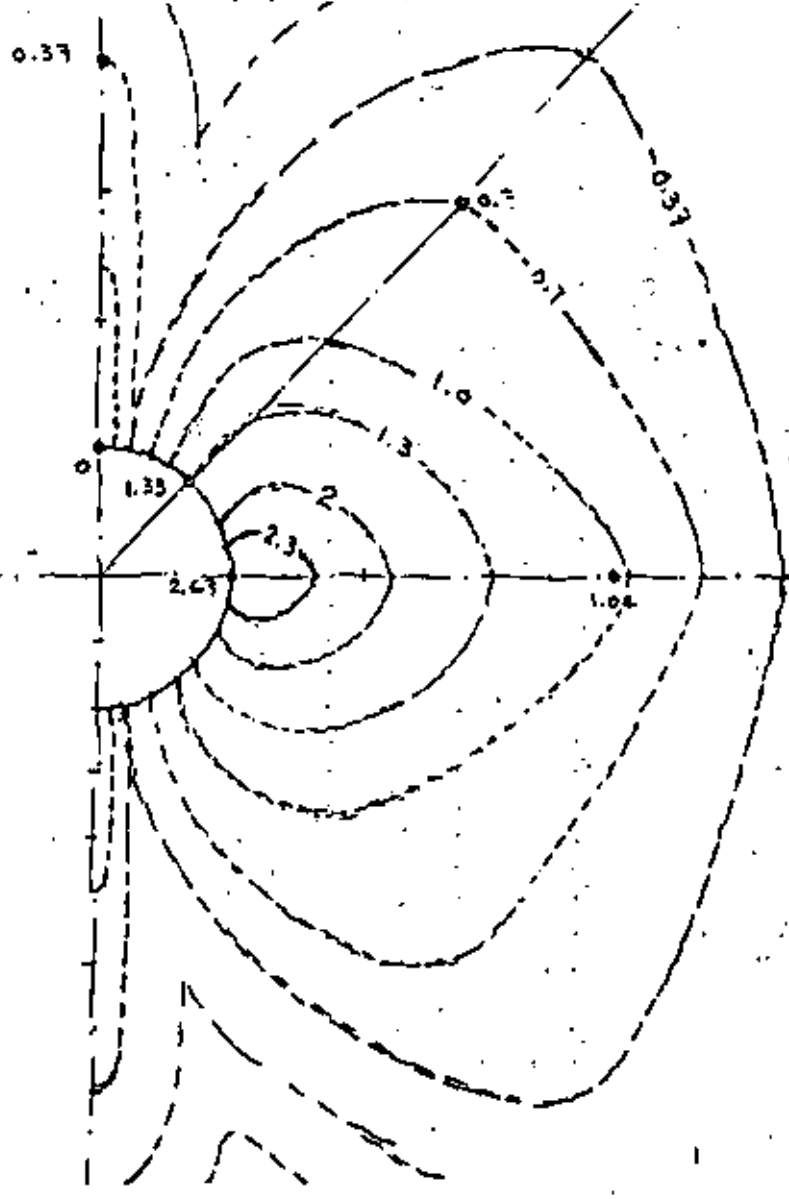
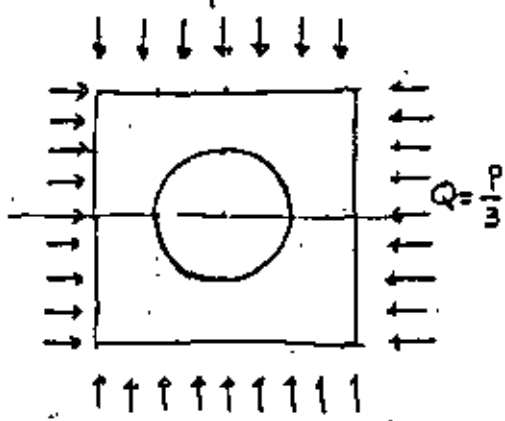


2 familias de fallas que delimitan los bloques fallados; cuando $2P > R_c$ se presenta el fenómeno de roca explosiva, ya que el bloque queda suelto y es expulsado (rock-burst). La explosión de estos bloques libera mucha e-

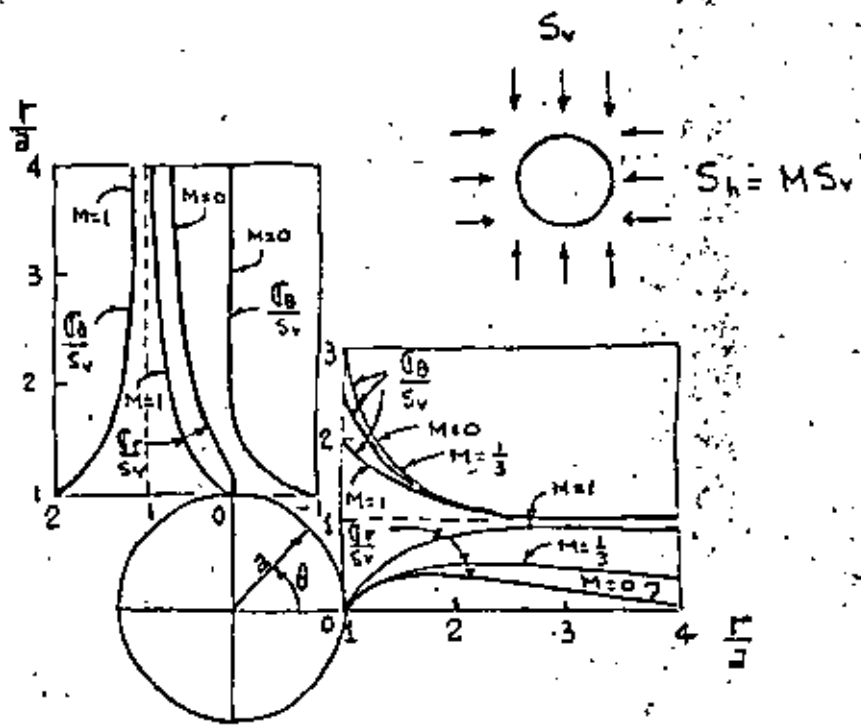
El comportamiento de la roca es elástico si $2P < R_c$, pero si el material se fractura el comportamiento de la roca en la periferia del túnel es plástico, formándose un anillo de material fracturado de propiedades mecánicas muy bajas, de manera que los esfuerzos se "arquean" o "puentean" liberando la zona fracturada apoyándose en la roca más lejan-

Variación del esfuerzo tangencial para el caso $Q = \frac{P}{2}$

- Para: $\theta = 0^\circ$ y $r = a$ $\tau_\theta = 2.67 P$
- $\theta = 0^\circ$ y $r = 4a$ $\tau_\theta = 1.04 P$
- $\theta = 90^\circ$ y $r = a$ $\tau_\theta = 0$
- $\theta = 90^\circ$ y $r = 4a$ $\tau_\theta = 0.37 P$
- $\theta = 45^\circ$ y $r = a$ $\tau_\theta = 1.33 P$
- $\theta = 45^\circ$ y $r = 4a$ $\tau_\theta = 0.71 P$

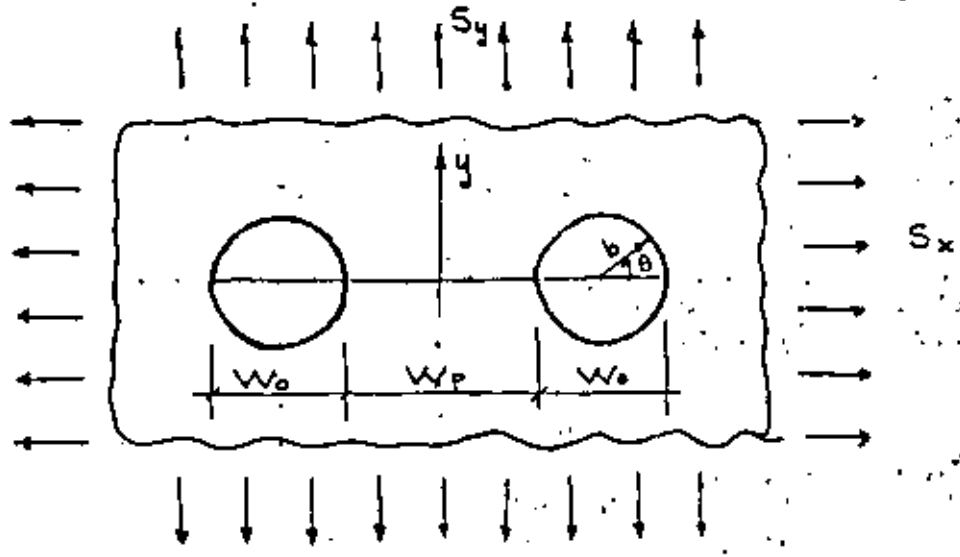


CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN UN AGUJERO CIRCULAR PARA UN ESTADO BIAxIAL DE ESFUERZOS DE CAMPO



Las concentraciones de esfuerzos con signo positivo significa que son del mismo signo que los esfuerzos exteriores aplicados. Cuando las concentraciones de esfuerzos tienen signo negativo significa que son de signo contrario a los esfuerzos exteriores aplicados.

ESFUERZOS EN UNA PLACA CON VARIOS AGUJEROS



Caso :	$S_x = S_y$		$S_y \neq 0 ; S_x = 0$		$S_y = 0 ; S_x \neq 0$	
	Esfuerzo : $\frac{\sigma_\theta}{S_y}$		$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$		$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$	
$\frac{W_p}{W_o}$	$\theta = 0^\circ$	$\theta = \pi$	$\theta = 0^\circ$	$\theta = \pi$	$\theta = \pm \frac{\pi}{2}$	
0	2.894	0.000	3.869	0.000	2.569	
0.5	2.255	2.887	3.151	3.264	2.623	
1.0	2.158	2.411	3.066	3.020	2.703	
2.0	2.080	2.155	3.020	2.992	2.825	
4.0	2.033	2.049	3.004	2.997	2.927	
7.0	2.014	2.018	3.001	2.999	2.970	
10.0	2.000	2.000	3.000	3.000	3.000	

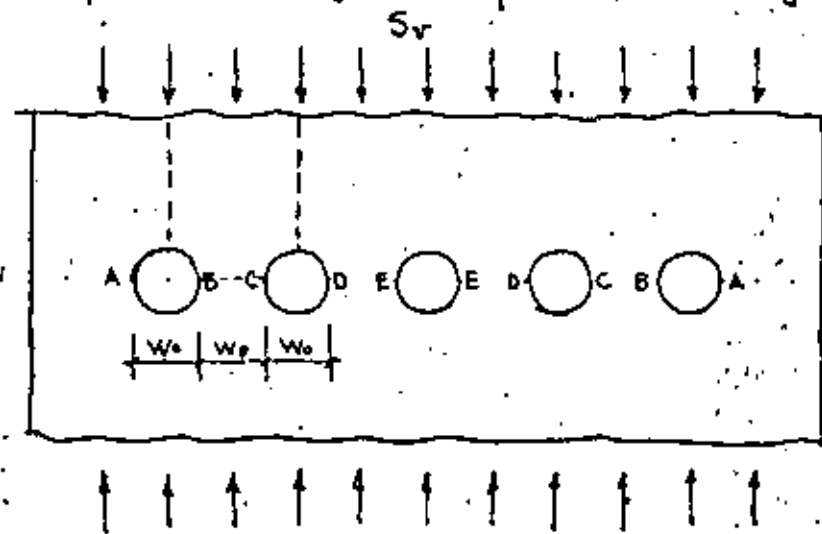
La concentración de esfuerzos para el caso de dos agujeros alineados es considerablemente menor que el resultante de un número infinito de agujeros alineados.

Los esfuerzos en el pilar aumentan a infinito cuando el ancho del pilar disminuye. Por lo tanto, relaciones

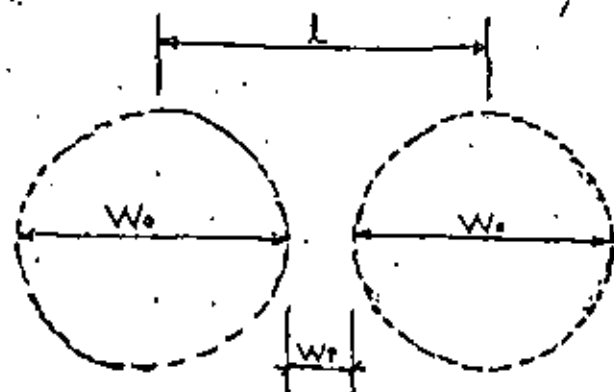
W_p/W_o pequeñas deberán evitarse en excavaciones subterráneas. (Resultados de Ling Chih-Bing "On the stresses in a plate containing two circular holes", Journal Applied Physics, January 1948)

ESFUERZOS EN UNA PLACA CON CINCO AGUJEROS

La distribución de esfuerzos en la periferie de 5 agujeros circulares con igual espaciamento fue estudiado por Duvall para varias relaciones W_o/W_p . Las máximas concentraciones de esfuerzos ocurren para los puntos A, B, C, D y E. Obsérvese que las concentraciones de esfuerzos en D y E son prácticamente iguales.



$\frac{W_o}{W_p}$	A	B	C	D	E	$\frac{W_o}{W_p} = 4$ $W_o = 4W_p$
1.07	3.29	3.29	3.29	3.29	3.29	$\frac{W_o}{4} = W_p$
2.21	3.63	3.72	3.89	4.03	4.03	
2.96	3.53	4.08	4.22	4.39	4.39	
4.35	3.96	5.12	5.22	5.28	5.28	



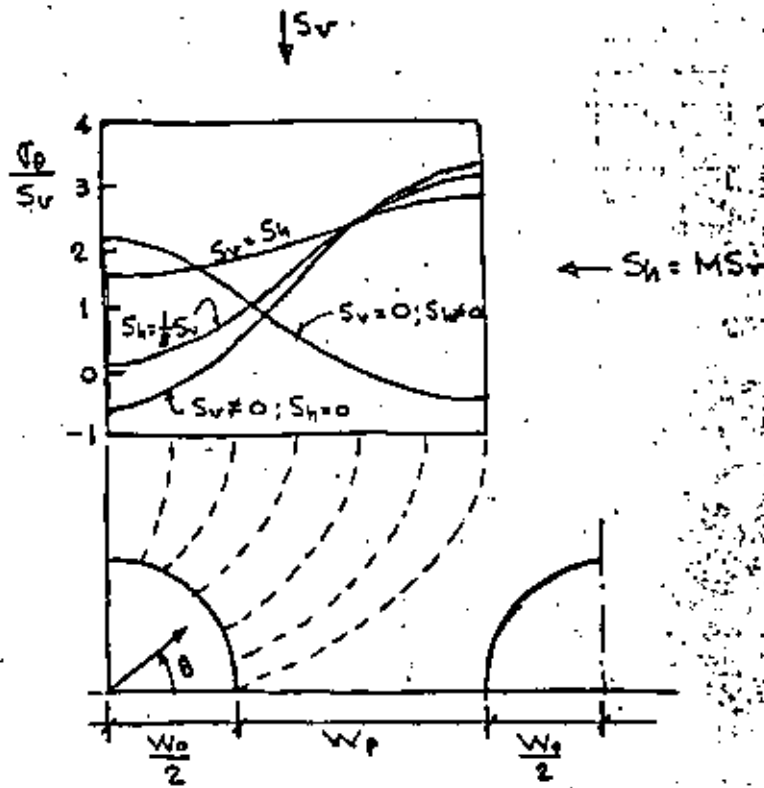
$$\text{Si } W_p = \frac{W_o}{4} \quad ; \quad L = W_o + \frac{W_o}{4} = \frac{5}{4} W_o$$

La relación de áreas $\frac{L}{W_p} =$

$$\frac{L}{W_p} = \frac{\frac{5W_o}{4}}{\frac{W_o}{4}} = \frac{20}{4} = 5$$

Por tanto el esfuerzo en W_p es por lo menos 5 veces mayor que S_r .

CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN DOS AGUJEROS CIRCULARES CON $W_0/W_p = 1$



Para cada uno de los esfuerzos de campo analizados, la concentración de esfuerzos de compresión crítica para $\theta = 0^\circ$ es mayor para el caso de varios agujeros que para un solo agujero; la mayor diferencia ocurre para esfuerzos de campo de tipo hidrostático ($S_h = S_v$). Una concentración crítica de esfuerzos de tensión ocurre solamente para $\theta = 90^\circ$ para el caso de esfuerzos de campo uniaxial ($S_x = 0$ y $S_y \neq 0$)

RESISTENCIA EN COMPRESION DE PILARES

La resistencia en compresión de pilares se determina a partir de la resistencia en compresión simple de especímenes de laboratorio corrigiéndose por esbeltez.

Se utiliza para ello la siguiente expresión que es válida para relaciones de esbeltez $\left(\frac{h}{d}\right)$ desde 0.25 a 4.0 :

$$C_s = C_1 \left[0.778 + 0.222 \left(\frac{d}{h} \right) \right] \text{----- (a)}$$

en donde:

C_1 = Resistencia en compresión simple para especímenes con $\frac{d}{h} = 1$

C_s = Resistencia en compresión simple de especímenes con $\frac{d}{h} \neq 1$

d = Diámetro del espécimen

h = Altura del espécimen

La resistencia en compresión de un pilar en roca masiva elástica puede calcularse con la misma expresión substituyendo d y h por H_p y W_p :

$$C_p = C_1 \left[0.778 + 0.222 \left(\frac{W_p}{H_p} \right) \right] \text{----- (b)}$$

en donde W_p = Ancho del pilar

H_p = Altura del pilar

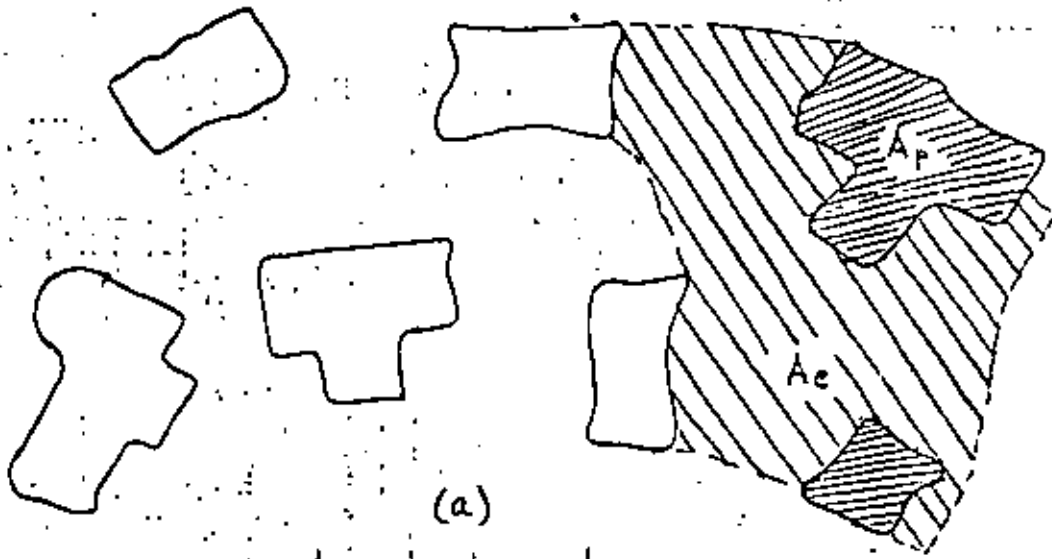
El resultado así obtenido deberá estar del lado conservador tomando en cuenta los siguientes aspectos:

- 1.- La resistencia en compresión de un espécimen de sección transversal $W \times L$ y $W < L$ como la del pilar es mayor que la de un espécimen de sección circular con diámetro W

- 2.. Si las superficies del pilar son cóncavas en caso de que estén formados por aberturas circulares, la resistencia del pilar pudiera ser algo mayor que la resistencia de pilares con paredes rectas.
- 3.- El extremo empotrado de un pilar formado en roca continua pudiera ser mayor que las restricciones laterales que se tienen en una prueba normal de compresión simple.
- 4.- La ecuación (b) nota un aumento tan grande en la resistencia del pilar para diferentes relaciones de $\frac{W_P}{H_P}$ como las dadas por otras fórmulas. P. ej. si $C_P = C_C \left(\frac{W_P}{H_P}\right)^{\frac{1}{2}}$ donde C_C es igual a la resistencia en compresión de un espécimen cúbico; para un pilar con relación $\frac{W_P}{H_P} = 4$, el incremento en la resistencia para un pilar cúbico pudiera ser el doble mientras que con la expresión (b) resulta de 1.66 veces.

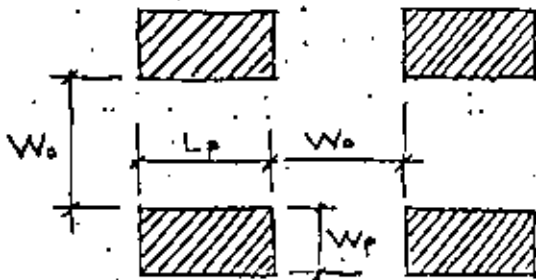
NOTAS

- (1) Habrá que tomar en cuenta para considerar el "ancho efectivo de un pilar" el efecto del fracturamiento producido por los explosivos. Se ha observado y medido que la roca fracturada alcanza hasta 1m desde la superficie del pilar. En el caso de explotación de minerales conviene utilizar voladuras de precorte para preservar la sanidad de la roca y el costo adicional de la voladura por aumento de barrenación y explosivos se compensa con un aumento de explotación de mineral.
- (2) En la explotación de minerales usualmente las metas se encaminan a una obtención de mineral tan alta como sea posible y que sea compatible con la seguridad.



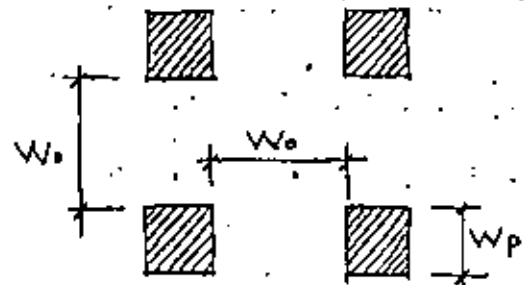
(a)

Arreglo irregular



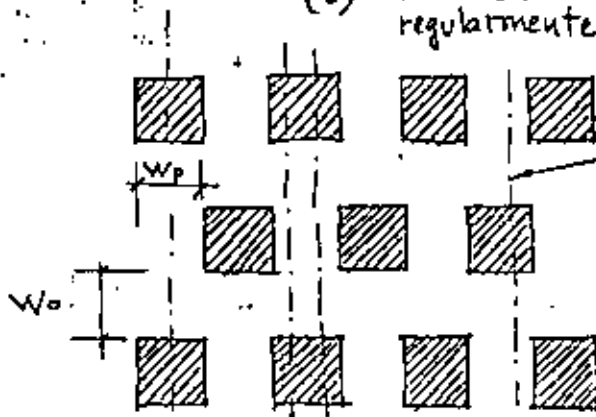
(b)

Pilares rectangulares regularmente espaciados



(c)

Pilares cuadrados regularmente espaciados



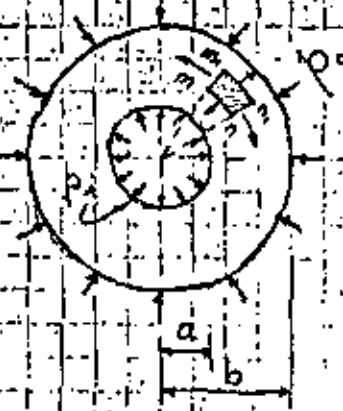
(d)

Pilares cuadrados, regularmente espaciados con $W_o = W_p$

Intercepción de fracturas

2. Teoría de tubos elásticos de pared gruesa.

En un cilindro circular cuya pared tiene un espesor constante esta sujeto a la acción de presiones interna y externa, uniformemente distribuidas, la deformación que se produce es simétrica alrededor del eje del cilindro y no varía a lo largo de su longitud.



Consideraremos un anillo separado del cilindro mediante dos planos perpendiculares a su eje y

separados por la unidad de distancia. Por simetría en las caras de un elemento -mm, nn, separado por dos planos axiales y dos superficies cilíndricas concéntricas, no existen esfuerzos constantes. Sea σ_t el esfuerzo tangencial normal a las caras mm, y nn, del elemento, y σ_r el esfuerzo normal radial en la cara mn. Este esfuerzo es función del radio r y varía en $\frac{d\sigma_r}{dr} dr$ cuando r varía en dr . El esfuerzo radial en la cara mn, es por tanto $\sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} dr$

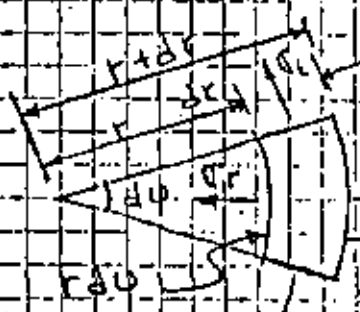
Sumando las proyecciones de las fuerzas que actúan sobre el elemento en dirección de la bisectriz del ángulo $\frac{d\varphi}{2}$, se obtiene la ecuación de equilibrio siguiente:

$$\sigma_r \cdot r \cdot d\varphi + \sigma_t \cdot dr \cdot d\varphi - \left(\sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} \right) (r+dr) \cdot d\varphi = 0 \quad (a)$$

$$\sigma_t \cdot r + \sigma_t \cdot dr - \sigma_r \cdot r - r \frac{d\sigma_r}{dr} - \sigma_r \cdot dr - \frac{d\sigma_r}{dr} \cdot dr = 0$$

Despreciando cantidades de orden superior

$$\sigma_t - \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0 \quad (b)$$



$$\sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} \cdot dr$$

$$(\sigma_t + dr) \cdot d\varphi$$

Proyección de σ_t :

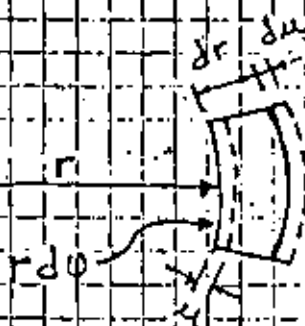
$$2(\sigma_t \cdot dr \cdot \sin \frac{d\varphi}{2})$$

$$2(\sigma_t \cdot dr \cdot \frac{r \cdot d\varphi}{2}) = \sigma_t \cdot dr \cdot d\varphi$$

y se obtiene considerando la deformación del cilindro

La deformación es simétrica respecto al eje y consiste en un corrimiento radial de todos los puntos de la pared del cilindro. Este corrimiento es constante en dirección circunferencial, pero varía a lo largo

del radio; es decir, es una función del radio. Representando con u el corrimiento de la superficie cilíndrica de radio r , el corrimiento para la superficie $r+dr$ será: $u + \frac{du}{dr} \cdot dr$



Por consiguiente, un elemento tal como mnm, n_1 , experimenta en sentido radial un alargamiento total $\frac{du}{dr} dr$ y un alargamiento unitario en dicha dirección es: $\epsilon_r = \frac{du}{dr}$ $\frac{du}{dr} dr =$ diferencial total de una función.

El alargamiento unitario del mismo elemento en dirección tangencial es igual al alargamiento unitario del radio correspondiente; es decir $\epsilon_t = \frac{u}{r}$

Nota: Ver inciso 2 de apéndice 1.

Mediante las ecuaciones de esfuerzos para el caso de extensión o compresión en dos direcciones perpendiculares en función de los alargamientos unitarios (ecuaciones de compatibilidad elástica):

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_y + \nu \epsilon_x) \quad \text{y} \quad \sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_y)$$

Sustituyendo tenemos:

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{du}{dr} + \mu \frac{u}{r} \right) \dots (c) \quad \text{y} \quad \sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} \right) \dots (d)$$

Los esfuerzos normales σ_r y σ_t dependen por consiguiente del corrimiento u . Sustituyendo las expresiones (c) y (d) en (b), se obtiene la ecuación siguiente en u : (Ver inciso 3, Apéndice)

$$\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0 \dots (e)$$

$$\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0 \dots (e)$$

La solución general de esta ecuación es:

$$u = C_1 r + \frac{C_2}{r} \quad (f) \quad \text{Nota: Ver inciso 4, Apéndice 1}$$

Lo cual puede comprobarse substituyendo en la ecuación diferencial (e). Nota: Ver inciso 5, Apéndice 1. Las constantes C_1 y C_2 se determinan por las condiciones de frontera en las superficies interior y exterior del cilindro, en las que los esfuerzos normales son conocidos y son iguales a las presiones actuantes.

Substituyendo (f) en las ecuaciones (c) y (d).

Ver inciso 6, Apéndice 1

se tiene:

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left[C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{-\mu}{r^2} \right] \quad (g)$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1+\mu^2} \left[C_1 (1+\mu) + C_2 \frac{-\mu}{r^2} \right] \quad (h)$$

Si p_i y p_o representan las presiones interna y externa respectivamente, las condiciones en las superficies exterior e interior del cilindro son:

para $r=b$, $\sigma_r = -p_o$ y para $r=a$, $\sigma_r = -p_i$

El signo del segundo miembro de cada ecuación es negativo porque se toman como positivos los esfuerzos normales de tensión.

Sustituyendo la expresión (7) en las ecuaciones de frontera, se obtienen dos ecuaciones para obtener las constantes C_1 y C_2 . Ver incisos 7 y 8. Apéndice 1

Se tiene:

$$C_1 = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} \quad \text{y} \quad C_2 = \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2}$$

Con estos valores de las constantes, las ecuaciones (g) y (h) que dan los esfuerzos normales σ_r y σ_t . Ver inciso 9, Apéndice 1

Serán:

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} - \frac{(p_i - p_o) a^2 b^2}{r^2 (b^2 - a^2)} \quad (1)$$

$$\sigma_t = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} + \frac{(p_i - p_o) a^2 b^2}{r^2 (b^2 - a^2)} \quad (1)$$

Esta solución fue dada por primera vez por Lamé y Clapeyron en su Mémoire sur l'équilibre intérieur des corps solides homogènes, 1833.

Obsérvese que la suma de los dos esfuerzos permanece constante, de modo que la deformación de todos los elementos en la dirección del eje del cilindro es la misma y las secciones rectas del cilindro permanecen planas después de la deformación.

Repaso

Considerando el caso particular de $p_0 = 0$, es decir, el cilindro sometido solo a presión interna las ecuaciones (i) (y) quedan:

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{b^2}{r^2} \right) \quad (k) \quad \sigma_t = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{r^2} \right) \quad (l)$$

Estas ecuaciones muestran que σ_r es siempre una fuerza de compresión, mientras que σ_t es de tensión. El esfuerzo tangencial es máximo en la superficie interior del cilindro, donde:

$$r = a$$

$$\sigma_{t \text{ máx}} = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{a^2} \right) = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \frac{(a^2 + b^2)}{a^2}$$

$$\sigma_{t \text{ mín}} = \frac{p_i (a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} \quad (j)$$

$\sigma_{t \text{ máx}}$ es siempre numéricamente mayor que la presión interna y se aproxima a ella según crece b . El valor mínimo de σ_t acontece en la superficie exterior del cilindro o sea para $r = b$.

$$\sigma_{t \text{ mín}} = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{b^2} \right) = \frac{2a^2 p_i}{b^2 - a^2}$$

$$\frac{\sigma_{t \text{ máx}}}{\sigma_{t \text{ mín}}} = \frac{a^2 + b^2}{2a^2}$$

Esta relación aumenta al aumentar el espesor del cilindro.

Repetición

Considerando el caso particular de $p_o = 0$, es decir, el cilindro sometido solo a presión interna las ecuaciones (1) (2) quedan:

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{b^2}{r^2} \right) \quad (1) \quad \text{y} \quad \sigma_t = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{r^2} \right) \quad (2)$$

Estas ecuaciones muestran que σ_r es siempre una fatiga de compresión, mientras que σ_t es de tensión. El esfuerzo tangencial es máximo en la superficie interior del cilindro, donde:

$$r = a \quad \sigma_{t \text{ máx}} = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{a^2} \right) = \frac{2 a^2 p_i}{b^2 - a^2} \frac{(a^2 + b^2)}{a^2}$$

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{b^2}{a^2} \right)$$

$$\sigma_r = \frac{p_i (a^2 - b^2)}{b^2 - a^2}$$

$$\sigma_{t \text{ máx}} = \frac{p_i (a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} \quad (3)$$

$\sigma_{t \text{ máx}}$ es siempre numéricamente mayor que la presión interna y se aproxima a ella según crece b . El valor mínimo de σ_t acontece en la superficie exterior del cilindro o sea para $r = b$

$$\sigma_{t \text{ mín}} = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{b^2} \right) = \frac{2 a^2 p_i}{b^2 - a^2}$$

$$\frac{\sigma_{t \text{ máx}}}{\sigma_{t \text{ mín}}} = \frac{a^2 + b^2}{2 a^2}$$

Esta relación aumenta al aumentar el espesor del cilindro.

Si el espesor es pequeño, no hay gran diferencia entre los valores máximo y mínimo de σ_t . Si por ejemplo, $b = 1.1a$; $\sigma_{t\max}$ excede a $\sigma_{t\min}$ en un 10.5%. Se ve, por consiguiente, que no se comete grave error suponiendo que el esfuerzo σ_t se distribuye uniformemente a lo largo del espesor de la pared. Y empleando la ecuación $\sigma_t = \frac{p_i a}{b-a}$, coincide con la ecuación para cilindros delgados.

El esfuerzo cortante máximo en la superficie interior del cilindro es

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_t - \sigma_r}{2} = \frac{1}{2} \left[\frac{p_i (a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} + \frac{p_i (b^2 - a^2)}{b^2 - a^2} \right]$$

$$\therefore \tau_{\max} = \frac{p_i b^2}{b^2 - a^2} \quad (k)$$

Cuando actúa solamente sobre el cilindro una presión exterior, o sea que $p_i = 0$ las ecuaciones (i) y (j) dan

$$\sigma_r = -\frac{p_o b^2}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \quad (l) \quad \sigma_t = -\frac{p_o b^2}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \quad (m)$$

En este caso σ_r y σ_t son ambos esfuerzos de compresión y σ_t es siempre numéricamente mayor que σ_r . El esfuerzo de compresión máximo se presenta en la superficie interior del cilindro donde $r = a$; $\sigma_{t\max} = -\frac{2p_o b^2}{b^2 - a^2} \dots (n)$

Consideremos ahora la deformación del cilindro. Sustituyendo las expresiones de las constantes arbitrarias C_1 y C_2 en (f) tenemos

$$u = \frac{-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} r - \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{(b^2 - a^2) r} \quad (g)$$

Esta ecuación da el desplazamiento radial de cualquier punto de la pared del cilindro.

Para el caso particular de un cilindro sometido solo a presión interna, $p_o = 0$ y $r = a$ para el desplazamiento radial en el interior del cilindro:

(Ver inciso 10, Apéndice 1)

$$r = a \quad u = \frac{a p_i}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \mu \right) \quad (P)$$

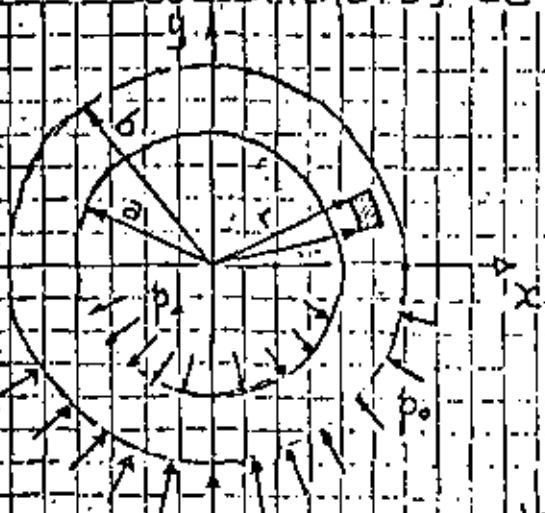
Cuando el cilindro está sometido a presión externa solamente, $p_i = 0$, el desplazamiento radial en la superficie exterior es:

(Ver inciso 11, Apéndice 1)

$$r = b \quad u = - \frac{b p_o}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} - \mu \right) \quad (9)$$

El signo menos indica que el desplazamiento es hacia el interior del cilindro.

3. Variante en la evaluación de las constantes de integración para la determinación de los esfuerzos normales radiales y tangenciales en cilindros de pared gruesa, según Jaeger.



Utilizando las ecuaciones (g) y (h) que resuelven los esfuerzos normales radiales y tangenciales:

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right) \dots (g)$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) + C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right) \dots (h)$$

$$\sigma_r = \frac{E C_1 (1+\mu)}{(1-\mu)(1+\mu)} - \frac{E C_2 (1-\mu)}{(1-\mu)(1+\mu)} \frac{1}{r^2}$$

$$\sigma_r = \frac{E C_1}{1-\mu} - \frac{E C_2}{1+\mu} \frac{1}{r^2} \dots (f)$$

Substituyendo μ por $\frac{1}{m}$

$$\sigma_r = \frac{E C_1}{1 - \frac{1}{m}}$$

$$\frac{E C_2}{1 + \frac{1}{m}} \frac{1}{r^2}$$

$$\sigma_r = \frac{m \cdot E}{m-1} C_1 - \frac{m \cdot E}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 \dots (5)$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) + C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right) \dots (k)$$

$$\sigma_t = \frac{E C_1 (1+\mu)}{(1-\mu)(1+\mu)} + \frac{E C_2 (1-\mu)}{(1-\mu)(1+\mu)} \frac{1}{r^2}$$

$$\sigma_t = \frac{E C_1}{1-\mu} + \frac{E C_2}{1+\mu} \frac{1}{r^2} \dots (l)$$

Substituyendo μ por $\frac{1}{m}$

$$\sigma_t = \frac{E C_1}{1 - \frac{1}{m}} + \frac{E C_2}{1 + \frac{1}{m}} \frac{1}{r^2}$$

$$\sigma_t = \frac{m E}{m-1} C_1 + \frac{m E}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 \dots (m)$$

Los esfuerzos σ_r y σ_t son ahora:

$$\sigma_r = \frac{m E}{m-1} C_1 - \frac{m E}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 = B' - \frac{C'}{r^2} \dots (n)$$

$$\sigma_t = \frac{m E}{m-1} C_1 + \frac{m E}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 = B' + \frac{C'}{r^2} \dots (o)$$

Las constantes C_1 y C_2 dependen de las condiciones de frontera para $r=a$ y $r=b$.

Para el tubo de pared gruesa solicitado por presiones estáticas interna p_i y externa p_o ; resulta

Para $r=a$ $\sigma_r = B' - \frac{C'}{a^2} = p_i$

$$\text{Para } r=a; \quad \sigma_r = B' - \frac{C'}{a^2} = p_i; \quad B' = p_i + \frac{C'}{a^2} \dots (1)$$

$$\text{Para } r=b; \quad \sigma_r = B' - \frac{C'}{b^2} = p_o; \quad B' = p_o + \frac{C'}{b^2} \dots (2)$$

Restando (1) de (2)

$$p_o - p_i + \frac{C'}{b^2} - \frac{C'}{a^2} = 0$$

$$(p_o - p_i) a^2 b^2 + C' a^2 - C' b^2 = 0$$

$$\therefore C' = \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{b^2 - a^2}$$

Sumando (1) y (2)

$$2B' = p_o + p_i + \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{b^2 - a^2} \quad \left| \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{b^2 - a^2} \right|$$

$$2B' = \frac{p_o b^2 + p_i b^2 - p_o a^2 - p_i a^2 + p_o b^2}{b^2 - a^2} + \frac{p_i a^2}{b^2 - a^2}$$

$$2B' = \frac{2p_o b^2 - 2p_i a^2}{b^2 - a^2} \quad \therefore B' = \frac{p_o b^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2}$$

Por lo tanto, para $r=a$ y sustituyendo en (1) y (2)

$$\sigma_r = \frac{p_o b^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2} - \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{(b^2 - a^2) a^2} = p_i$$

$$y \quad \sigma_t = \frac{p_o b^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2} + \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{(b^2 - a^2) a^2} \dots (v)$$

$$= \frac{p_o b^2 - p_i a^2 + p_o b^2 - p_i b^2}{b^2 - a^2}$$

$$\sigma_t = \frac{p_i (a^2 + b^2) + 2p_o b^2}{b^2 - a^2} = p_i \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \frac{2b^2 p_o}{b^2 - a^2}$$

Nota: Los valores positivos de σ_r y σ_t son de compresión.

Para; $r = b$ y sustituyendo en (3) y (4)

$$\sigma_r = \frac{p_0 b^2 - p_1 a^2}{b^2 - a^2} - \frac{(p_0 - p_1) a^2 b^2}{(b^2 - a^2) b^2} = p_0 \quad (x)$$

$$\sigma_t = \frac{p_0 b^2 - p_1 a^2}{b^2 - a^2} + \frac{(p_0 - p_1) a^2 b^2}{(b^2 - a^2) b^2}$$

$$\sigma_t = \frac{p_0 b^2 - p_1 a^2 + p_0 a^2 - p_1 a^2}{b^2 - a^2} = p_1 \frac{2a^2}{b^2 - a^2} + p_0 \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} \quad (y)$$

A. Caso de un túnel a presión en roca sana

Las condiciones de frontera sobre una pared de un túnel en roca sana son:

para $r = a$ $p_i = p$

Otras condiciones de frontera son:

Para $r = \infty$; $\sigma_r = p_o = 0$

Recordando que:

$$\sigma_r = B' - \frac{C_1}{r^2} \quad (5)$$

$$\text{y } \sigma_t = B' + \frac{C_1}{r^2} \quad (6)$$



Túnel de presión en roca sana.

Esta segunda condición implica que:

$$\sigma_r = p_o = 0 \quad \text{y} \quad \sigma_t = 0$$

y para cualquier punto entre $0 \leq r \leq \infty$

recordando que:

$$\sigma_r = \frac{mE}{m-1} C_1 - \frac{mE}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 = B' - \frac{C_1}{r^2} \quad (5)$$

$$\text{y } \sigma_t = \frac{mE}{m-1} C_1 + \frac{mE}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 = B' + \frac{C_1}{r^2} \quad (6)$$

tenemos:

$$\sigma_r = - \frac{mE}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 = - \sigma_t$$

Para $r = a$; $\sigma_r = - \frac{mE C_2}{(m+1) a^2} = p$ y $C_2 = - \frac{p a^2 (m+1)}{Em}$

$$\sigma_t = + \frac{mE C_2}{(m+1) a^2} = - p$$

Para cualquier punto dentro de la roca: $\sigma_r = - \sigma_t = - \frac{mE C_2}{(m+1) r^2} = \frac{p a^2}{r^2}$

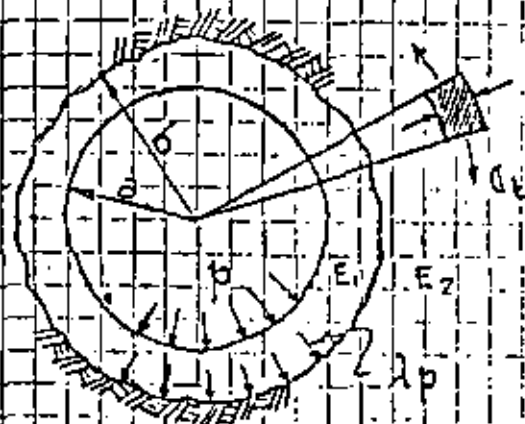
Los esfuerzos σ_r y σ_t decrecen rápidamente dentro de la roca. Para una distancia $r = 2a$ el esfuerzo es únicamente 1/4 del esfuerzo en $r = a$.

5. Túnel a presión con revestimiento de concreto.

Caso 1 Roca sana sin fisuras

Consideremos un túnel con diámetro interior a y diámetro exterior b .

Si p es la presión hidrostática dentro del túnel, una cierta presión $p_e = \lambda p$ se transmite desde el revestimiento a la roca, suponiendo que no hay espacios vacíos entre el concreto y la roca.



Túnel a presión con revestimiento de concreto en roca sana.

$r = \infty$ implica que $F_2 = 0$ y $\sigma_r = -\sigma_t$ para la masa total de roca.

Para $r = b$ sobre el lado de roca:

$$\sigma_r = \frac{m_2 E_2}{m_2 + 1} \frac{G_2}{b^2} = p_b = \lambda p$$

$$G_2 = \frac{p_b \cdot b^2 (m_2 + 1)}{E_2 m_2}, \text{ con } F_2 = 0$$

El desplazamiento radial u para $r = b$ en la roca es:

$$u_{r=b} = \underbrace{F_2 r}_{\text{cero}} + \frac{G_2}{R} = \frac{p_b \cdot b}{E_2} \frac{m_2 + 1}{m_2}$$

En el concreto cuando $a \leq r \leq b$, se utilizará el índice '1' para representar sus propiedades.

Para $r = a$

$$\sigma_{r=a} = \frac{m_1 E_1}{m_1 - 1} F_1 - \frac{m_1 E_1}{m_1 + 1} \frac{G_1}{a^2} = p \quad (1)$$

Para $r = b$

$$\sigma_{r=b} = \frac{m_1 E_1}{m_1 - 1} F_1 - \frac{m_1 E_1}{m_1 + 1} \frac{G_1}{b^2} = \lambda p \quad (2)$$

Restando (2) de (1)

$$\frac{m_1 E_1}{m_1 + 1} \frac{G_1}{a^2} + \frac{m_1 E_1}{m_1 + 1} \frac{G_1}{b^2} = p - \lambda p$$

$$- m_1 E_1 \frac{b^2 G_1 + m_1 E_1 a^2 G_1}{a^2 b^2 (m_1 + 1)} = p (1 - \lambda)$$

$$G_1 (m_1 E_1 a^2 - m_1 E_1 b^2) = a^2 b^2 (m_1 + 1) p (1 - \lambda)$$

$$\therefore G_1 = - \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} p (1 - \lambda)$$

Despejando G_1 de (1) y (2)

$$G_1 = - p \frac{a^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} + \frac{a^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} \frac{m_1 E_1}{m_1 - 1} F_1$$

$$G_1 = - \lambda p \frac{b^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} + \frac{b^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} \frac{m_1 E_1}{m_1 - 1} F_1$$

Iguando:

$$- p \frac{a^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} + \frac{a^2 (m_1 + 1)}{m_1 - 1} F_1 = - \lambda p \frac{b^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} + \frac{b^2 (m_1 + 1)}{m_1 - 1} F_1$$

$$F_1 \frac{a^2}{m_1 - 1} - \frac{b^2}{m_1 - 1} F_1 = p \frac{a^2}{m_1 E_1} - \lambda p \frac{b^2}{m_1 E_1}$$

Multiplicando por (-1)

$$F_1 \frac{b^2 - a^2}{m_1 - 1} = \frac{\lambda p b^2 - p a^2}{m_1 E_1} \quad \therefore F_1 = - \frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2)}{b^2 - a^2} p$$

Iguando los desplazamientos elásticos:

Para $r=b$ y recordando $u = C_1 r + \frac{C_2}{r}$

$$u_{r=b} = F_1 \cdot b + \frac{G_1}{b} = \underbrace{F_2 \cdot b + \frac{G_2}{b}}_{\text{Cero}}$$

$$\frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2)}{b^2 - a^2} p \cdot b - \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} \frac{p(1-\lambda)}{b} = - \frac{\lambda p b^2 (m_2 + 1)}{E_2 m_2 a b}$$

Despejando λ de esta ecuación se tiene:

Ver inciso 12 de Apéndice 1:

$$\lambda = \frac{p b}{p} = \frac{2 a^2}{E_1 (b^2 - a^2) + \frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1) b^2 + (m_1 + 1) a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}}$$

Los esfuerzos en el revestimiento de concreto son:

Para $r=a$; $\sigma_{ra} = p$

Para obtener σ_{ta} tenemos que sustituir las constantes F_1 y G_1 en la ecuación (ii), con $r=a$.

Con $r=a$,
$$\sigma_t = \frac{mE}{m-1} C_1 + \frac{mE}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 \quad (ii)$$

$$C_1 = F_1 = - \frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2)}{b^2 - a^2} p \quad \text{y} \quad C_2 = G_1 = - \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} p(1-\lambda)$$

Para $r=a$
$$\sigma_t = \left(\frac{mE}{m-1} \right) \left(- \frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2)}{b^2 - a^2} p \right) + \left(\frac{mE}{m+1} \frac{1}{a^2} \right) \left(- \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2 (1-\lambda)}{b^2 - a^2} p \right)$$

$$\sigma_{ta} = - \frac{a^2 b - \lambda b^3 p}{b^2 - a^2} - \frac{b^2 p - b^2 \lambda p}{b^2 - a^2}$$

$$\sigma_{ta} = - \frac{a^2 + b^2 - 2 \lambda b^2}{b^2 - a^2} p$$

Para $r = b$; $\sigma_{rb} = \lambda p$

Para obtener σ_{tb} , sustituimos las constantes F_1 y G_1 en la ecuación (u) con $r = b$.

$$\sigma_{tb} = \left(\frac{mE}{m+1} \right) \left(- \frac{m-1}{mE_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2) p}{b^2 a^2} \right) + \left(\frac{mE}{m+1} \frac{1}{b^2} \right) \left(- \frac{(m+1) a^2 b^2 (b - \lambda p)}{mE_1 (b^2 - a^2)} \right)$$

$$\sigma_{tb} = - \frac{a^2 p - \lambda b^2 p}{b^2 - a^2} - \frac{a^2 p - a^2 b \lambda}{b^2 - a^2}$$

$$\sigma_{tb} = - \frac{2a^2 - \lambda(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} p$$

Caso 2. - El revestimiento de concreto está fisurado.

Si las paredes del revestimiento de concreto del túnel estuvieran uniformemente fisuradas en una dirección radial,

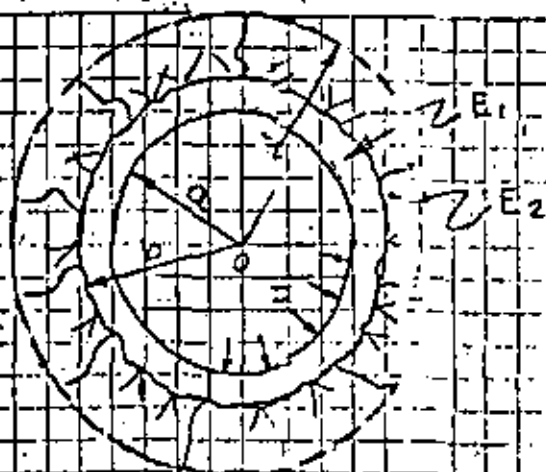
una presión:

$$p_c = \frac{a}{b} p$$

podría ser transmitida directamente a la roca y los esfuerzos sobre la superficie de roca podrían ser:

$$\sigma_r = -\sigma_t = \frac{a}{b} p$$

Caso 3. La roca tiene fisuras hasta una profundidad



A lo largo de la superficie de roca la presión radial es:

$$p_b = \frac{a}{b} p$$

$$\sigma_t = 0$$

$$\sigma_{r_b} = p_b = \frac{a}{b} p$$

Una revestido en la radialmente fisura

Para cualquier profundidad $r < d$ dentro de la masa de roca fisura:

$$\sigma_t = 0 \quad \text{y} \quad \sigma_r = \frac{a}{r} p$$

Para el límite de la roca sana la presión es:

$$p_r = \frac{a}{d} p$$

Dentro de la roca sana con $d \leq r \leq \infty$:

$$\sigma_r = -\sigma_t = p \frac{a}{d} \cdot \frac{d^2}{r^2} = \frac{ad}{r^2} p$$

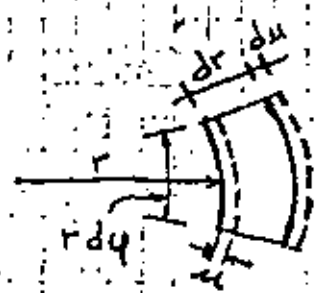
G. Túneles y lumbreras a presión con camisa metálica

a. En roca sana

La presión hidrostática dentro del túnel es p
 Una presión $p_b < p$ es transmitida desde la placa metálica al concreto y una presión $p_c < p_b$ desde el concreto a la roca.
 La deformación elástica u_b del revestimiento de acero es:

$$u_b = \frac{p - p_b}{E} \times \frac{a^2}{e} = p(1 - \lambda_1) \times \frac{a^2}{Ee}$$

Donde: E es módulo elástico de la placa de acero; e espesor de la placa y $p_b = \lambda_1 p$
 Esta expresión viene del estudio de tubos de pared delgada.



Las deformaciones unitarias son:

Tangencial $\delta_t = \frac{2\pi(r+u) - 2\pi r}{2\pi r} = \frac{u}{r}$
 $\delta_t = \frac{u}{r} = \frac{1}{E} (\sigma_2 - \mu \sigma_1)$

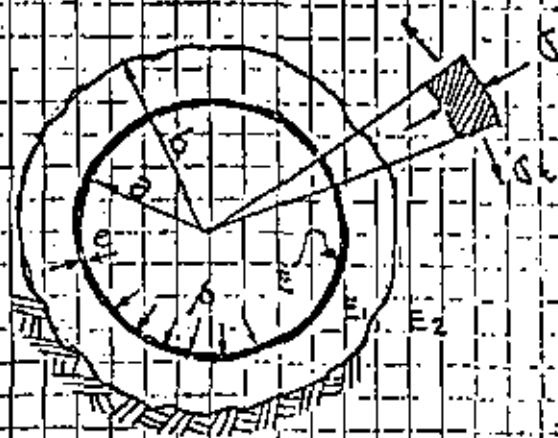
Radial $\delta_r = \frac{du}{dr} = \frac{1}{E} (\sigma_1 - \mu \sigma_2)$

De donde: $u = \frac{r}{E} (\sigma_2 - \mu \sigma_1)$

Como $\sigma_2 = \frac{pr}{t}$ y $\sigma_1 = \frac{pr}{2t}$; $u = \frac{r}{E} \left(\frac{pr}{t} - \mu \frac{pr}{2t} \right)$

$$u = \frac{pr^2}{tE} \left(1 - \frac{\mu}{2} \right) = \frac{pr^2}{tE}$$

La deformación u_b de la placa de acero debe ser igual a la deformación elástica de la superficie interna del concreto y la deformación de la cara externa del concreto debe ser igual a la fluencia de la superficie de la roca.



Túnel con camisa metálica

Cálculos de tallados de Jaeger, 1933, demuestran que:

$$\lambda = \frac{p_b}{p_A} = \frac{a^2}{E \cdot e}$$

$$\left(\frac{a^2}{E \cdot e} \right) + \left[\frac{a}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)} \right] \left[(m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2^* b^2) + (m_1 + 1)(1 - \lambda_2^*) b^2 \right]$$

$$\lambda_2 = \frac{p_c}{p_b}$$

$$\lambda_2 = \frac{2 a^2}{E_1 (b^2 - a^2)}$$

$$\lambda_2 = \frac{(m_2 + 1)}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1) b^2 + (m_1 + 1) a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}$$

b. - En roca fisurada radialmente.

La deformación u_b de la placa de acero es:

$$u_b = \frac{p - p_b}{E} \frac{a^2}{e} = p(1 - \lambda_3) \frac{a^2}{E} \quad \text{con } p_b = \lambda_3 p$$

y la deformación del revestimiento de concreto y la roca fisurada radialmente hasta una distancia d .

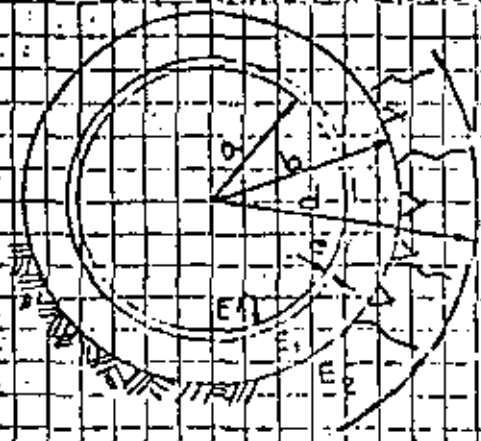
$$u_b = \frac{(p_b + p_d)(a-d)}{2E_1} + p_d \frac{d(m_2+1)}{m_2 E_2}$$

Igualando los dos valores de u_b se tiene:

$$\lambda_3 = \frac{\frac{a^2}{Ee}}{\frac{a^2}{Ee} + \frac{d^2 - a^2}{2dE_1} + \frac{(m_2+1)a}{m_2 E_2}}$$

Ejemplo:

Revisión de los esfuerzos que se producen en un túnel con camisa metálica:



$a = 10' = 304.8 \text{ cm}$
 $t = 1/2" = 1.27 \text{ cm}$
 $b = 10.5' = 320 \text{ cm}$
 $d = 156" = 396 \text{ cm}$
 $p = 216 \text{ psi} = 15.2 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 4 \times 10^6 \text{ psi} = 281,690 \text{ kg/cm}^2$
 $E_2 = 6 \times 10^6 \text{ psi} = 422,535 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 3 \times 10^7 \text{ psi} = 2,112,670 \text{ kg/cm}^2$
 $\mu_1 = 0.2 ; \mu_2 = 0.26 ; \mu = 0.28$
 $p_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$a = 3.048 \text{ m}, a^2 = 9.29$

$b = 3.20 \text{ m}, b^2 = 10.24$

$b^2 - a^2 = 0.95$

$m_2 = \frac{1}{\mu_2} = \frac{1}{0.26} = 3.85 ; E_2 = 4.22 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

$m_1 = \frac{1}{\mu_1} = \frac{1}{0.20} = 5 ; E_1 = 2.82 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

$m = \frac{1}{\mu} = \frac{1}{0.28} = 3.57 ; E = 2.11 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

Obtención de λ_2 ; $\lambda_2 = \frac{p_c}{p_b} ; \lambda_2 = \frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)}$

$2a^2 = \frac{2 \times 9.29}{2.82 \times 10^6 \times 0.95} = \frac{6.94}{10^6}$; $m_1 E_1 (b^2 - a^2) = 5 \times 2.82 \times 10^6 \times 0.95 = 13.4 \times 10^6$

$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1)10.24 = 40.96$

$(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1)9.29 = 55.74$

$\lambda_2 = \frac{6.94}{10^6} = \frac{40.96 + 55.74}{13.4 \times 10^6 + 96.70} = \frac{6.94 \times 4.22 = 13.4}{13.4 + 96.7 \times 4.22} \lambda_2 = 0.92$

Obtención de λ_1 ^{Repetir} $\lambda_1 = \frac{pb}{p}$
 $\lambda_2 = \frac{a^2}{E_c}$

$$\left(\frac{a^2}{E_c} \right) - \left[\frac{a}{m E_c (b^2 a^2)} \right] \left[(m-1)(a^2 - \lambda_2 b^2) + (m+1)(1 - \lambda_2) b^2 \right]$$

$$a^2 = 9.29 = 24.64$$

$$E_c = 21 \times 10^6 \times 0.0127 = 10^6$$

$$a = 5.05 = 0.23$$

$$m E_c (b^2 a^2) = 5 \times 2.82 \times 10^6 \times 0.95 = 10^6$$

$$(m-1)(a^2 - \lambda_2 b^2) = (5-1)(9.29 - 0.92 \times 10.24) = -0.52$$

$$(m+1)(1 - \lambda_2) b^2 = (5+1)(1 - 0.92) 10.24 = 4.92$$

$$\lambda_1 = \frac{\frac{34.64}{10^6} + \left(\frac{0.23}{10^6} \right) (-0.52 + 4.92)}{\frac{34.64}{10^6} + \frac{1.01}{10^6}} = \frac{34.64}{35.65} = 0.97$$

$$\lambda_1 = 0.97 ; p_b = \lambda_1 p ; p_b = 15.2 \times 0.97 = 14.74 \frac{K}{cm^2}$$

Por tanto la presión sobre el concreto es $p_b = 14.74 \text{ Kg/cm}^2$

y la presión sobre la roca será: $p_c = \lambda_2 p_b$

$$p_c = 0.92 \times 14.74 = 13.56 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo en el tubo puede obtenerse de dos maneras

a) Con la fórmula del esfuerzo tangencial de tubos delgados $\tau = \frac{pr}{t} ; \tau = \frac{p - p_b}{t} r$

$$\tau = \frac{15.2 - 14.74}{1.27} \times 305.43 ; \tau_t = 110 \text{ Kg/cm}^2$$

b) A través de la deformación tangencial unitaria

$$\mu_b = p(1 - \lambda_1) \frac{a^2}{E_c} = 15.2(1 - 0.97) \frac{9.29}{21 \times 10^6 \times 0.0127} = 0.000159$$

$$\delta_t = \frac{\mu_b}{\tau} = \frac{0.000159}{110} = 0.00052057 ; \rho_{min} \leq \tau \leq 0.57 \times 10^6 \times 0.00052057$$

Los esfuerzos en el concreto son:

Para $r=a$: $\sigma_r = \rho_b = 14.74 \text{ Kg/cm}^2$ Compresión

$$\lambda = \frac{2a^2}{E(b^2 - a^2)} = \frac{m_2 + 1}{m + E_2} \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)} = -\lambda_2 = 0.92$$

de donde $\sigma_t = \frac{9.29 + 10.24 - 2 \times 0.92 \times 10.24}{0.95} \times 14.74 = 10.71$

$\sigma_t = 10.71 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$ Tensión

Para $r=b$: $\sigma_r = \lambda \rho_b$; $\sigma_r = 0.92 \times 14.74 = 13.56 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ Compresión

$$\sigma_t = \frac{2a^2 - \lambda(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} \rho$$

$\sigma_t = \frac{2 \times 9.29 - 0.92(9.29 + 10.24)}{0.95} \times 14.74 = 9.46$

$\sigma_t = 9.5 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$ Tensión

Los esfuerzos permisibles en el concreto en tensión son igual a aproximadamente a 1/12 de la resistencia en compresión, por tanto:

$R_t = \frac{R_c}{12}$; $R_t = \frac{350}{12}$; $R_t = 29 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma_t$

que es mayor que los esfuerzos tangenciales de tensión σ_t que se producen por $r=a$ y $r=b$.

TECHO MINIMO SOBRE UN TUNEL DE PRESION

El problema para la determinación del techo mínimo sobre túneles de presión es muy importante en plantas hidroeléctricas.

Criterios adoptados: γ = peso volumétrico del agua = 1 ton/m^3

Regla antigua $p/\gamma = \frac{1}{2} H$ tiene un factor de seguridad muy alto; $H = 2p$

2. Algunos túneles sin revestir en Estados Unidos (Túnel Hass y Nantahala) $p/\gamma = H$ implica que las filtraciones no alcanzan la superficie de roca a través de las fisuras.

3. Túnel de abastecimiento de agua en Sydney, $p/\gamma = 2.4 H$,
 $H = 0.42 p$
 La cobertura de roca es igual a la presión hidrostática.

Glen Moriston Tunnel de la Livishie hydroelectric development diseñado por Sir William Halcrow, sin revestimiento

4. Terzaghi - $p/\gamma = 2H$ La cobertura igual a la mitad de la columna hidrostática. $H = 0.5 p$

5. Hidroeléctrica Spray en Canadá, $p/\gamma = 5H$,
 $H = 0.2 p$
 El techo es de 216 pies y la presión de agua

$p/\gamma = 1220 \text{ pies}$

1. Reducción de la expresión (a)

$$\sigma_r \cdot r dy + \sigma_t \cdot dr \cdot dy - \left(\sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} dr \right) (r + dr) dy = 0$$

$$\cancel{\sigma_r \cdot r dy} + \cancel{\sigma_t \cdot dr \cdot dy} - \cancel{\sigma_r \cdot r dy} - \cancel{\sigma_r \cdot dr dy} - \frac{d\sigma_r}{dr} dr \cdot r dy - \frac{d\sigma_r}{dr} dr \cdot dr dy = 0$$

$$\cancel{\sigma_r \cdot r} + \cancel{\sigma_t \cdot dr} - \cancel{\sigma_r \cdot r} - \cancel{\sigma_r \cdot dr} - \frac{d\sigma_r}{dr} dr \cdot r - \frac{d\sigma_r}{dr} dr \cdot dr = 0$$

$$\sigma_t - \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} - \left(\frac{d\sigma_r}{dr} dr \right) = 0$$

→ Se desprecia por ser de segundo orden

$$\sigma_t - \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0 \quad (b)$$

2. Cálculo de los alargamientos unitarios del cilindro:

- En dirección radial r se incrementa en u y pasa a ser $r+u$ similarmente, dr se incrementa en du y pasa a ser

$dr + du = dr \left(1 + \frac{du}{dr} \right)$. El alargamiento específico o unitario radial en longitudinal es:

$$\epsilon_r = \frac{(dr + du) - dr}{dr} \Rightarrow \epsilon_r = \frac{du}{dr}$$

En dirección tangencial la circunferencia se incrementa de $2\pi r$ a $2\pi(r+u)$ y el alargamiento tangencial unitario es:

$$\epsilon_t = \frac{2\pi(r+u) - 2\pi r}{2\pi r} = \frac{\cancel{2\pi r} + 2\pi u - \cancel{2\pi r}}{2\pi r} \Rightarrow \epsilon_t = \frac{u}{r}$$

1. Reducción de la expresión (a)

$$\sigma_r \cdot r d\varphi + \sigma_t \cdot dr \cdot d\varphi - \left(\sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} dr \right) (r + dr) d\varphi = 0$$

$$\cancel{\sigma_r \cdot r d\varphi} + \sigma_t \cdot dr \cdot d\varphi - \cancel{\sigma_r \cdot r d\varphi} - \cancel{\sigma_r \cdot dr d\varphi} - \frac{d\sigma_r}{dr} dr \cdot r d\varphi - \frac{d\sigma_r}{dr} dr \cdot dr d\varphi = 0$$

$$\cancel{\sigma_r \cdot r} + \sigma_t \cdot dr - \cancel{\sigma_r \cdot r} - \cancel{\sigma_r \cdot dr} - \frac{d\sigma_r}{dr} dr \cdot r - \frac{d\sigma_r}{dr} dr \cdot dr = 0$$

$$\sigma_t - \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} - \frac{d\sigma_r}{dr} dr = 0$$

Se desprecia por ser de segundo orden

$$\sigma_t - \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0 \quad (b)$$

2. Cálculo de los alargamientos unitarios del cilindro:

En dirección radial r se incrementa en u y pasa a ser $r+u$ similarmente, dr se incrementa en du y pasa a ser $dr+du = dr \left(1 + \frac{du}{dr} \right)$. El alargamiento específico o unitario radial en longitud es:

$$\epsilon_r = \frac{(dr+du) - dr}{dr} \Rightarrow \underline{\underline{\epsilon_r = \frac{du}{dr}}}$$

En dirección tangencial la circunferencia se incrementa de $2\pi r$ a $2\pi(r+u)$ y el alargamiento tangencial unitario es:

$$\epsilon_t = \frac{2\pi(r+u) - 2\pi r}{2\pi r} = \frac{\cancel{2\pi r} + 2\pi u - \cancel{2\pi r}}{2\pi r} \Rightarrow \underline{\underline{\epsilon_t = \frac{u}{r}}}$$

3. Obtención de la ecuación diferencial en u , por sustitución de las ecuaciones (c) y (d) en (b)

$$\sigma_z - \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0 \quad (b)$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} \right) \quad (d); \quad \sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{du}{dr} + \mu \frac{u}{r} \right)$$

Sustituyendo

$$\frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} \right) - \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{du}{dr} + \mu \frac{u}{r} \right) - r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0$$

$$\left(\frac{E}{1-\mu^2} \right) \frac{u}{r} + \left(\frac{E}{1-\mu^2} \right) \mu \frac{du}{dr} - \left(\frac{E}{1-\mu^2} \right) \frac{du}{dr} - \left(\frac{E}{1-\mu^2} \right) \mu \frac{u}{r} - \left(\frac{E r}{1-\mu^2} \right) \frac{d^2 u}{dr^2} - \left(\frac{E \mu r}{1-\mu^2} \right) \frac{du}{dr} = 0$$

$$\frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} - \frac{du}{dr} - \mu \frac{u}{r} - r \frac{d^2 u}{dr^2} - \frac{\mu du}{dr} = 0$$

$$\frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} - \frac{du}{dr} - \mu \frac{u}{r} - r \frac{d^2 u}{dr^2} - \frac{\mu du}{dr} + \frac{\mu \cdot u \cdot r}{r^2} = 0$$

dividiendo entre r :

$$\frac{u}{r^2} + \cancel{\mu \frac{du}{dr} \cdot \frac{1}{r}} - \frac{du}{dr} \cdot \frac{1}{r} - \left(\frac{\mu u}{r^2} \right) - \frac{d^2 u}{dr^2} - \cancel{\mu \frac{du}{dr} \cdot \frac{1}{r}} + \left(\frac{\mu u}{r^2} \right) = 0$$

$$\frac{u}{r^2} - \frac{du}{dr} \cdot \frac{1}{r} - \frac{d^2 u}{dr^2} = 0$$

Cambiando signos:

$$\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{du}{dr} \cdot \frac{1}{r} - \frac{u}{r^2} = 0$$

4.- Solución de la ecuación diferencial en u

$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0$$

Se trata de una ecuación lineal de 2º orden con coeficientes variables.

Una de las maneras de resolverla es proponiendo a $u = r^x$

$$u = r^x$$

$$\frac{du}{dx} = x r^{x-1}$$

$$\frac{d^2u}{dx^2} = (x-1)(x) r^{x-2}$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$x(x-1)r^{x-2} + \frac{1}{r} x r^{x-1} - \frac{r^x}{r^2} = 0$$

$$x(x-1)r^{x-2} + x r^{x-2} - r^{x-2} = 0$$

$$r^{x-2} [x(x-1) + x - 1] = 0$$

Alguno de los dos términos del 1º miembro es cero.

$$x(x-1) + x - 1 = 0 ; x^2 - x + x - 1 = 0 \Rightarrow x^2 - 1 = 0 \therefore x = \pm 1$$

Para $x=1$; $u_1 = C_1 r$

Para $x=-1$; $u_2 = C_2 r^{-1} = \frac{C_2}{r}$

Entonces la solución es la suma de las dos raíces.

$$u = C_1 r + \frac{C_2}{r}$$

5. Comprobación de la solución de la ecuación diferencial en u .

$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0$$

Solución: $u = C_1 r + \frac{C_2}{r}$

Comprobación:

$$\frac{u}{r^2} = \frac{C_1}{r} + \frac{C_2}{r^3}$$

$$\frac{du}{dr} = C_1 - \frac{C_2}{r^2} = C_1 - \frac{C_2}{r^2}$$

$$\frac{d^2u}{dr^2} = \frac{-2rC_2}{r^4} = -\frac{2C_2}{r^3}$$

$$\frac{2C_2}{r^3} + \frac{1}{r} \left(C_1 - \frac{C_2}{r^2} \right) - \frac{C_1}{r} - \frac{C_2}{r^3} = 0$$

$$\frac{2C_2}{r^3} + \frac{C_1}{r} - \frac{C_2}{r^3} - \frac{C_1}{r} - \frac{C_2}{r^3} = 0$$

$$0 = 0$$

6. Sustitución de $u = C_1 r + \frac{C_2}{r}$... (f) en los esfuerzos normales radial y tangencial. 81

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{du}{dr} + \mu \frac{u}{r} \right) \dots (e); \quad \sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} \right) \dots (d)$$

radial + tangencial

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 - \frac{C_2}{r^2} + C_1 \mu + \frac{C_2 \cdot \mu}{r^2} \right)$$

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left[C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{(1-\mu)}{r^2} \right] \quad (g)$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 + \frac{C_2}{r^2} + \mu C_1 - \mu \frac{C_2}{r^2} \right)$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left[C_1 (1+\mu) + C_2 \frac{(1-\mu)}{r^2} \right] \quad (h)$$

7. Valuación de las constantes de integración, tomando en cuenta las condiciones de frontera.

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right) \quad (9)$$

Cuando p_0 y p_i son diferentes de cero; para la superficie interior ($r=a$), $\sigma_r = -p_i$ (por ser σ_r de compresión) y para la superficie exterior ($r=b$), $\sigma_r = -p_0$, por la misma razón.

$$-p_i = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{a^2} \right) \quad (1)$$

$$-p_0 = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{b^2} \right) \quad (2)$$

$$-p_i \frac{1-\mu^2}{E} + C_2 \frac{1-\mu}{a^2} = C_1 (1+\mu) \quad (1)$$

$$-p_0 \frac{1-\mu^2}{E} + C_2 \frac{1-\mu}{b^2} = C_1 (1+\mu) \quad (2)$$

Restando (2) de (1)

$$-p_i \frac{1-\mu^2}{E} + p_0 \frac{1-\mu^2}{E} + C_2 \frac{1-\mu}{a^2} - C_2 \frac{1-\mu}{b^2} = 0$$

$$C_2 (1-\mu) \frac{b^2 - a^2}{a^2 b^2} = \frac{1-\mu^2}{E} (p_i - p_0)$$

$$C_2 = \frac{(1-\mu^2)}{E} \frac{1}{(1-\mu)} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} (p_i - p_0)$$

$$C_2 = \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} (p_i - p_0)$$

8. Valuation de las constantes de integración (continuación)

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{(1+\mu)}{r^2} \right) \quad (1)$$

Para $r = a$, $\sigma_r = -p_i$ y para $r = b$, $\sigma_r = -p_o$

$$p_i = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{(1+\mu)}{a^2} \right) \quad (1)$$

$$p_o = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{(1+\mu)}{b^2} \right) \quad (2)$$

$$p_i \frac{1-\mu^2}{E} - C_1 (1+\mu) = -C_2 \frac{(1+\mu)}{a^2} \quad (1)$$

$$p_o \frac{1-\mu^2}{E} - C_1 (1+\mu) = -C_2 \frac{(1+\mu)}{b^2} \quad (2)$$

Despejando C_2 de (1) y (2) queda:

$$C_2 = \frac{a^2}{1-\mu} \frac{1+\mu}{E} p_i + \frac{a^2}{1-\mu} C_1 (1+\mu)$$

$$C_2 = \frac{b^2}{1-\mu} \frac{1+\mu}{E} p_o + \frac{b^2}{1-\mu} C_1 (1+\mu)$$

Iguando:

$$\frac{a^2 b^2 (1+\mu)}{E} + \frac{a^2 C_1 (1+\mu)}{1-\mu} = \frac{b^2 p_o (1+\mu)}{E} + \frac{b^2 C_1 (1+\mu)}{1-\mu}$$

$$\frac{(1+\mu)}{E} (a^2 p_i - b^2 p_o) = C_1 \frac{1+\mu}{1-\mu} (b^2 - a^2)$$

$$C_1 = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2}$$

9. Sustitución de las constantes de integración en las expresiones de los esfuerzos normales radial y tangencial.

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left[C_1(1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right] \quad (g) \quad \sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left[C_1(1+\mu) + C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right] \quad (h)$$

$$C_1 = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2}, \quad C_2 = \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2}$$

Sustituyendo C_1 y C_2 en (g)

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left[\frac{(1-\mu)}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} - \frac{1-\mu}{r^2} \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2} \right]$$

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} - \frac{(p_i - p_o) a^2 b^2}{r^2 (b^2 - a^2)} \quad (i)$$

Sustituyendo C_1 y C_2 en (h)

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left[\frac{(1-\mu)}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} + \frac{1+\mu}{r^2} \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2} \right]$$

$$\sigma_t = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} + \frac{(p_i - p_o) a^2 b^2}{r^2 (b^2 - a^2)} \quad (j)$$

10. Desplazamiento radial en la superficie interior del cilindro solo para presión interna.

$$u = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} r + \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2} \frac{1}{r} \quad (o)$$

Para $r = a$ y $p_o = 0$

$$u = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} a + \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 p_i}{b^2 - a^2} \frac{1}{a}$$

$$u = \frac{(1-\mu) a^3 p_i + (1+\mu) a b^2 p_i}{E (b^2 - a^2)}$$

$$u = \frac{a p_i}{E} \left(\frac{a^2 (1-\mu) + b^2 (1+\mu)}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = \frac{a p_i}{E} \left(\frac{a^2 - a^2 \mu + b^2 + b^2 \mu}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = \frac{a p_i}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \frac{\mu (b^2 - a^2)}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = \frac{a p_i}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \mu \right) \quad (p)$$

11. Desplazamiento radial en la superficie exterior del cilindro solo para presión externa

$$u = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 b^2 p_0}{b^2 - a^2} \frac{1}{r} + \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2} \frac{1}{r} \quad (0)$$

Para $r = b$ y $p_i = 0$

$$u = \frac{1-\mu}{E} \frac{b^2 p_0}{b^2 - a^2} \frac{1}{b} + \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 b^2 p_o}{b^2 - a^2} \frac{1}{b}$$

$$u = \frac{-b^2 p_0 (1-\mu) - a^2 b p_o (1+\mu)}{E (b^2 - a^2)}$$

$$u = \frac{b p_o}{E} \left(\frac{b^2 (1-\mu) + a^2 (1+\mu)}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = \frac{b p_o}{E} \left(\frac{b^2 - b^2 \mu + a^2 + a^2 \mu}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = \frac{b p_o}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} - \mu \frac{(b^2 - a^2)}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = \frac{b p_o}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} - \mu \right) \quad (1)$$

12.- Despeje de λ

$$\frac{m_1+1}{m_1 E_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2)}{b^2 - a^2} p \cdot b + \frac{m_1+1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} p (1-\lambda) = \frac{\lambda p b^2 (m_2+1)}{E_2 m_2}$$

$$\frac{m_1+1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} p \cdot b + \frac{m_1+1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} p - \frac{m_1+1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2 \lambda p}{b^2 - a^2} = \frac{\lambda p b^2 (m_2+1)}{E_2 m_2}$$

$$\lambda \left(\frac{p b^2 (m_2+1)}{E_2 m_2} + \frac{m_1+1}{m_1 E_1} \frac{p b^2}{b^2 - a^2} + \frac{m_1+1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2 p}{b^2 - a^2} \right) = \frac{a^2 b^2 p (m_1+1)}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}$$

Reduciendo p y una b queda:

$$\lambda \left(\frac{m_2+1}{E_2 m_2} + \frac{(m_1+1)b^2 + (m_1+1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)} \right) = \frac{a^2}{E_1 (b^2 - a^2)}$$

$$\lambda = \frac{a^2}{E_1 (b^2 - a^2) \left(\frac{m_2+1}{E_2 m_2} + \frac{(m_1+1)b^2 + (m_1+1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)} \right)}$$

PANDEO EN TUBERIAS Y LUMBRERAS DE PRESION

Para el estudio de la presión crítica de pandeo en conductos a presión con camisa metálica empacada con mortero o concreto utilizaremos el método de Ernst Amstutz de la Cia. Wartmann de Suiza, quien verificó los resultados teóricos mediante dispositivos de prueba, presentado en la revista Water Power, de noviembre, 1970.

TEORIA DE PANDEO

El pandeo de un tubo embebido en concreto bajo presión uniforme externa no es un problema clásico de estabilidad como por ejemplo cuando un tubo libre deja su estado de equilibrio cuando alcanza la presión crítica. Una deformación ocurrirá en uno o varios puntos cuando la presión externa exceda el preesforzamiento entre el tubo y el concreto que lo rodea.

La reducción elástica de la circunferencia del tubo resultante de la presión hidrostática externa solamente es posible si el tubo se abolla despegándose del concreto. Si la presión continua aumentando, las abolladuras se profundizan hasta que se pegan unas con otras, por ejemplo, para un comportamiento elástico las deformaciones crecerían permanentemente sin incremento de la carga.

Pero en la práctica la resistencia del tubo queda limitada desde el momento que alcanza la plasticidad. En ese instante las deformaciones aumentan rápidamente, no por causa de las condiciones geométricas, sino por causa de la resistencia límite del material, de tal manera que el contacto de las abolladuras ocurre prácticamente en cuanto se alcanza la plasticidad. Las experiencias demuestran que la extensión mayor de la abolladura ocurre siempre paralela al eje del tubo, a causa de la poca resistencia de la placa contra flexión en esa dirección.

En el caso en que la abolladura tiene la forma de una concha quiere decir que hubo buena resistencia de la placa a la flexión en sentido longitudinal.

Esto significa que es posible delimitar nuestra consideración a un anillo de ancho unitario.

La fricción entre el tubo y el concreto se desprecia ya que su efecto favorable es incierto.

En la Fig. 2 se muestra un elemento infinitesimal de la pared de un tubo con su radio inicial r , el ángulo central $d\varphi$ y el desplazamiento radial η . Por otro lado tenemos que la presión externa distribuida uniformemente con un valor igual a p , el elemento queda

sojeto a una fuerza axial N , una fuerza cortante Q y un momento flexionante M

Las condiciones de equilibrio del elemento de longitud $(r-\eta)d\varphi$ son:

haciendo el equilibrio de las fuerzas transversales:

$$dQ - N d\varphi - N \frac{d}{d\varphi} \left(\frac{d\eta}{r d\varphi} \right) + p(r-\eta) d\varphi = 0 \dots (1)$$

el equilibrio de las fuerzas axiales son:

$$Q d\varphi + dN = 0 \dots (2)$$

la ecuación de momentos:

$$Q r d\varphi - dM = 0 \dots (3)$$

la ecuación de deformaciones:

$$\frac{d^2 \eta}{d\varphi^2} \frac{1}{r^2} + \frac{\eta}{r^2} + \frac{M}{EJ} = 0 \dots (4)$$

En la expresión (1) los términos que contienen η representan la resultante de la carga adicional a partir de las deformaciones, por tanto N puede ser sustituida por N_0 en el tercer término y de acuerdo con la fórmula de esfuerzos para una onda, p puede ser sustituido por N_0/r en el cuarto término.

Utilizando la notación de puntos para las derivadas de η se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$Q - N = \frac{N_0}{r} (\eta + \eta'') - pr \quad 1(a)$$

$$Q + N = 0 \quad 2(a)$$

$$Q \cdot r - M = 0 \quad 3(a)$$

$$M = -\frac{EJ}{r^2} (\eta' + \eta''') \quad 4(a)$$

En estas cuatro ecuaciones podemos eliminar las tres variables Q , N y M a partir de 1(a) y 2(a):

$$Q + Q'' = \frac{N_0}{r} (\eta' + \eta''') \quad (5)$$

y de 3(a) y 4(a)

$$Q = -\frac{EJ}{r^3} (\eta' + \eta''') \quad (6)$$

La eliminación de Q en las ecuaciones (5) y (6) nos da la ecuación diferencial que resuelve nuestro problema:

$$\eta \left(1 + \frac{r^2 N_0}{EJ} \right) + \eta'' \left(2 + \frac{r^2 N_0}{EJ} \right) + \eta'''' = 0 \quad (7)$$

Utilizando $E = \sqrt{\left(1 + \frac{r^2 N_0}{EJ} \right)}$... (8)

La ecuación (7) se reduce a:

$$\eta = a \cos(E\varphi) + b \cos \varphi + c \quad (9)$$

Esto es suponiendo que el eje de referencia $\psi=0$ coincide con el eje de simetría de la abolladura.

El término $b \cos \psi$ significa geoméricamente una traslación paralela y el término c significa una contracción (un ensanchamiento si el término es positivo) de la circunferencia de tubo. El término $a \cos(E\psi)$ representa las abolladuras a reledor de la línea central ($b \cos \psi + c$) en la fig. 2. Las constantes de integración a, b y c se determinan a partir de las condiciones de frontera. Se denomina con α el ángulo ψ bajo el cual la placa pandeada toca de nuevo el concreto (o sean los extremos de la abolladura) teniendo las siguientes condiciones de frontera.

$$\eta_a = 0 \quad a \cos(E\alpha) + b \cos \alpha + c = 0 \quad (10)$$

$$\eta'_a = 0 \quad a E \operatorname{sen}(E\alpha) + b \operatorname{sen} \alpha = 0 \quad (11)$$

$$M_a = 0 \quad a(1 - E^2) \cos(E\alpha) + c = 0 \quad (12)$$

de (11) se obtiene:

$$b = -a \frac{E \operatorname{sen}(E\alpha)}{\operatorname{sen} \alpha} \quad (13)$$

de (12) obtenemos:

$$c = +a(E^2 - 1) \cos(E\alpha) \quad (14)$$

sustituyendo (13) y (14) en (10):

$$E \tan \alpha = \tan(E\alpha) \quad (15)$$

La solución de (15) se obtiene por tanteos en la tabla 1 y en la fig. 3. Otras ecuaciones definitivas para las constantes a, b y c son las ecuaciones de deformación, cuando la deformación dimensional de la circunferencia del tubo es igual a la fig. 1.

Para determinar esta deformación de compresión, necesitamos el valor de la fuerza axial N .

De (1) y (2) se tiene:

$$N + N'' = pr - \frac{N_0}{r} (\eta + \eta'') \quad (16)$$

sustituyendo (9) en (16):

$$N + N'' = pr - \frac{N_0}{r} [a(1-E^2)\cos(E\varphi) + c] \quad (17)$$

esta solución de acuerdo a (17) es:

$$N = pr - \frac{N_0}{r} [a\cos(E\varphi) + c] \quad (18)$$

Utilizando (12):

$$a = \frac{c}{(E^2-1)\cos(E\alpha)} \quad (19)$$

Se puede demostrar fácilmente que con dimensiones usuales $5 < c < 20$, podemos despreciar el término $(a\cos E\varphi)$ en (18) siendo muy pequeño comparado con el término correctivo c (el cual también es pequeño). Podemos por tanto tomar:

$$N = \text{constante} = pr - N_0 \frac{c}{r} \approx p(r-c) \quad (20)$$

La deformación de compresión Δ tomada por la unidad de la circunferencia del tubo es:

$$\Delta = \frac{\pi r (N - \nu)}{EF} = \pi r \frac{\sigma_u - \sigma_v}{E} \quad (21)$$

en donde σ_u es el esfuerzo normal proveniente de N y σ_v es un posible presfuerzo proveniente de una fuerza V resultante de una presión de inyección.

Si tuviéramos un hueco k entre el acero y el concreto en lugar de un preesfuerzo tendríamos:

$$\sigma_v = -\frac{kz}{r} E \quad (22)$$

que viene a ser el esfuerzo de tensión necesario para cerrar el hueco.

La reducción geométrica de la circunferencia consiste de dos partes: La primera Δ_1 resulta del desplazamiento del centro de línea del tubo hacia el centro:

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= \int_0^\alpha \frac{\eta}{r} r d\varphi = \int_0^\alpha [a \cos(E\varphi) + b \cos \varphi + c] d\varphi \\ &= \frac{a}{E} \sin(E\alpha) + b \sin \alpha + c\alpha \quad (23) \end{aligned}$$

Utilizando (13) y (14) se tiene:

$$\Delta_1 = a\beta \quad (24)$$

con el coeficiente:

$$\beta = \left(E - \frac{1}{E}\right) [E\alpha \cos(E\alpha) - \sin(E\alpha)] \quad (25)$$

La segunda parte Δ_2 resulta de la inclinación de la línea elástica

$$\Delta_2 = \int_0^\alpha [\sqrt{(r^2 + \eta^2)} d\varphi - r d\varphi] \approx \frac{1}{2r} \int_0^\alpha \eta^2 d\varphi \quad (26)$$

De (9) y (13) obtenemos

$$\Delta_2 = \frac{a^2}{2r} \int_0^\alpha \left[-E \eta \sin(E\varphi) + \frac{E \eta \sin(E\alpha)}{\sin \alpha} \sin \varphi \right] d\varphi =$$

$$= \frac{a^2}{2r} \int_0^{\alpha} \left[E^2 \sin^2(E\psi) - 2E^2 \frac{\sin(E\alpha)}{\sin \alpha} \sin(E\psi) \cos \psi + E^2 \frac{\sin^2(E\alpha)}{\sin^2 \alpha} \cos^2 \psi \right] d\psi$$

$$\Delta_2 = \frac{a^2}{2r} E^2 \left\{ \frac{1}{2E} [E\alpha - \sin(E\alpha) \cos(E\alpha)] - 2 \frac{\sin(E\alpha)}{\sin \alpha} \frac{1}{E} \left[\frac{1}{E} \sin(E\alpha) \cos \alpha - \sin \alpha \cos(E\alpha) \right] + \frac{\sin^2(E\alpha)}{2 \sin^2 \alpha} [\alpha - \sin \alpha \cos \alpha] \right\} \quad (27)$$

Relacionando con la ecuación (15) el término de en medio puede ser eliminado, esto es reduciendo Δ_2 a

$$\Delta_2 = \gamma \frac{a^2}{4r} \quad (28)$$

con la expresión

$$\gamma = E \left[E\alpha - \sin(E\alpha) \cos(E\alpha) + E\alpha \frac{\sin^2(E\alpha)}{\sin^2 \alpha} - E \sin^2(E\alpha) \cot \alpha \right] \quad (29)$$

asustando que:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 \quad (30)$$

obtenemos:

$$\pi r \frac{\sigma_H - \sigma_V}{E} = a\beta + \gamma \frac{a^2}{4r} \quad (31)$$

En la ecuación (3) solo β debe ser determinada con otra condición. Repitiendo las condiciones mencionadas arriba: que en un punto el esfuerzo de la fibra extrema debiera alcanzar el punto de fluencia σ_F . Como se ve en la fig 1, esto sucede para las partes altas de la abolladura cuando $\psi=0$, ya que allí las curvaturas de la abolladura y la aplastado del arco se suman.

Los máximos esfuerzos ocurren en la fibra extrema para una distancia e desde el eje neutro, cuando los esfuerzos axiales y de flexión se suman.

De acuerdo a las ecuaciones (4a), (9) y (14) encontramos que:

$$\sigma_F = \sigma_N + \frac{M_0}{J} e = \sigma_N - E \frac{e}{r^2} (\eta_0 + \eta_1) \quad (32)$$

$$\frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} = \frac{e}{r^2} (a + b + c - aE^2 - b) = -\frac{e}{r^2} [a(1 - E^2) + c] \\ = \left(\frac{ea}{r^2} \right) (E^2 - 1) [1 - \cos(E\alpha)] \quad (33)$$

continuándose que:

$$a = \frac{r^2}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \left(\frac{1}{\delta} \right) \quad (34)$$

con el coeficiente:

$$\delta = (E^2 - 1) [1 - \cos(E\alpha)] \quad (35)$$

Combinando (34) y (31) se tiene:

$$\frac{\sigma_N - \sigma_V}{E} = \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \frac{\beta}{\pi \delta} \left[1 + \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \frac{\gamma^2}{4\delta\beta} \right] \quad (36)$$

El cociente $\frac{\beta}{\pi \delta}$ depende fuertemente de E . Para hacerlo una constante multiplicaremos ambos términos de la ecuación por E^2 . Tomando en consideración la ecuación (8) el término γ quedando queda:

$$E = \sqrt{\left(1 + \frac{Nr^2}{EJ} \right)} = \sqrt{\left[1 + \left(\frac{r}{\lambda} \right)^2 \frac{\sigma_N}{E} \right]} \quad (37)$$

en la cual $\lambda = \sqrt{\frac{J}{F}}$ que es el radio de giro.

$$\text{La ecuación final es: } \frac{\sigma_N - \sigma_V}{E} \left[1 + \left(\frac{r}{\lambda} \right)^2 \frac{\sigma_N}{E} \right]^{\frac{3}{2}} \\ = \phi \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \left[1 - \psi \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right] \quad (38)$$

$$\text{con las funciones auxiliares } \phi = \frac{E^3 \beta}{\pi \delta} \quad (39)$$

$$\text{y } \psi = -\frac{\gamma^2}{\lambda r} \quad (40)$$

Los valores de ϕ y ψ están en la Tabla 1 y graficados en la Fig. 3. Cuando estas curvas son muy planas dentro del intervalo de aplicación práctico ($5 < E < 20$) se puede sustituir por el valor mínimo para $E = 20$, lo cual queda del lado de la seguridad. El error se compensa parcialmente al despreciar el 1 dentro del paréntesis del término izquierdo. La ecuación final por tanto se obtiene:

$$\frac{\sigma_N - \sigma_v}{\sigma_F - \sigma_N} \left[\frac{r}{1} \sqrt{\frac{\sigma_N}{E}} \right]^3 \approx 1.73 \frac{r}{e} \left[1 - 0.225 \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right] \quad (41)$$

Si σ_N es obtenido de (38) o (41), debemos determinar la presión crítica utilizando la ecuación (20)

$$p_{cr} = \frac{N}{r - c} = \frac{\sigma_N F}{r \left[1 - \frac{c}{r} \right]} \quad (42)$$

De (19), (34) y (35) se tiene:

$$\frac{c}{r} = \frac{(E^2 - 1) \cos(E\alpha)}{(E^2 - 1) [1 - \cos(E\alpha)]} \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \quad (43)$$

y también que:

$$p_{cr} = \frac{\sigma_N F}{r \left[1 + \Omega \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right]} \quad (44)$$

con el coeficiente: $\Omega = -\cos(E\alpha) / [1 - \cos(E\alpha)] \quad (45)$

Ω está calculada en la Tabla 1, y se muestra en el diagrama de la Fig. 3. Si tomamos $\Omega_{mín}$ para $E = 20$ ($\Omega = 0.175$) estaremos del lado de la seguridad y tendremos una nueva ecuación:

$$d_{cr} = \frac{F \sigma_N}{r \left(1 + 0.175 \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right) \sqrt{\frac{F \sigma_N}{r} \left(1 - 0.175 \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right)}} \quad (46)$$

TUBO CILINDRICO PLANO

Para un tubo cilíndrico plano con espesor de pared igual a d , tomamos $\lambda = \frac{d}{\sqrt{12}}$ y $e = \frac{d}{2}$. A causa de la restricción de la deformación lateral la componente de E tiene que ser sustituida por:

$$E^* = \frac{E}{\sqrt{1-\nu^2}} \quad (48)$$

$$\text{y } \sigma_F^* = \frac{\mu \sigma_F}{\sqrt{1-\nu+\nu^2}} \quad (49)$$

Siendo la relación de Poisson $\nu = 0.3$ y μ un coeficiente por el efecto soportante, que indica la relación entre el punto de fluencia a la flexión y la deformación de tensión.

$$\begin{aligned} \mu &= 1.5 - 0.5 \left[\frac{1}{1 + \frac{E}{\sigma_F} \times 0.002} \right]^2 \quad \text{para secciones rectan-} \\ &\approx 1.5 - 0.5 \left[\frac{1}{1 + \frac{4}{\sigma_F}} \right]^2 \quad \text{gulares según} \end{aligned} \quad (50)$$

Con σ_F en ton/cm^2

En la fig 4 se muestra el diagrama esfuerzo-deformación

de una tira de metal, de un tubo de prueba para tracción y flexión. El material conserva su elasticidad de flexión bajo el punto de fluencia calculado; esto probablemente ocurre a causa de que la fluencia solo es posible a través de área total de la sección transversal y no en fibras aisladas.

La cuestión salta de si es o no correcto utilizar el incremento de fluencia solamente para flexión y no para fuerza normal. Los ejemplos demuestran que en los casos prácticos, los esfuerzos de flexión son siempre mayores que los esfuerzos normales. Si consideramos el caso crítico de pandeo encontraremos una distribución triangular de esfuerzos.

Podemos poner el caso de dos vigas con igual momento flexionante y fuerzas normales o puestas, una sobre la otra, entonces la condición de esfuerzos es la misma que para una viga sola con doble de peralte pero sujeta solamente a flexión. Por tanto los esfuerzos en las fibras extremas de una viga con diagrama triangular de esfuerzos es el mismo hasta el inicio de la fluencia que aquel de una viga sujeta a flexión pura. Se supondrá que esto es aproximadamente cierto para los diagramas de esfuerzos considerados.

De aquí que la ecuación (41) cambia a:

$$12 \left(\frac{r}{d} \right)^2 \frac{\sigma_N - \sigma_V}{\sigma_F^* - \sigma_N} \left(\frac{\sigma_N}{E^*} \right)^{3/2} = 1 - 0.45 \frac{r}{d} \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E^*} \dots (51)$$

y la ec (46) cambia a:
$$P_{cr} = \frac{r}{\lambda} \left(1 + 0.35 \frac{r}{d} \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E^*} \right) \dots (52)$$

Ciertamente es posible utilizar las ecuaciones exactas (38) y (44) con los valores auxiliares de ϕ , ψ y Ω de acuerdo a la fig. 3, pero para casos prácticos esto no es necesario ya que el error es pequeño. Los términos correctivos del miembro derecho son muy pequeños para valores pequeños de E cuando el error en ψ y Ω es perceptible, particularmente en las ecuaciones (51) y (52).

Calculos comparativos para un tubo con relación de esbeltez límite $r/d = 50$ de acero medio $\sigma_F = 2.4 \text{ ton/cm}^2$ y $\sigma_F^* = 3.8 \text{ ton/cm}^2$ y $E^* = 2200 \text{ ton/cm}^2$; Resulta con las ecuaciones exactas $\sigma_N = 2.1 \text{ ton/cm}^2$, $e = 5.4 \text{ cm}$, $\phi = 1.97$, $\psi = 0.245$, $\Omega = 0.275$ y $p_{cr} = 41.5 \text{ kg/cm}^2$; y con la solución aproximada $\sigma_N = 2.05 \text{ ton/cm}^2$ y $p_{cr} = 40.5 \text{ kg/cm}^2$ que representa un error de 2.4% sobre el lado de la seguridad.

Para un tubo delgado con relación de esbeltez límite $r/d = 250$ de un acero de alta resistencia $\sigma_F = 6.0 \text{ ton/cm}^2$ y $\sigma_F^* = 8.8 \text{ ton/cm}^2$ y $E = 3240 \text{ ton/cm}^2$; la ecuación exacta da $\sigma_N = 0.865 \text{ ton/cm}^2$, $e = 7$, $\phi = 1.75$, $\psi = 0.225$, $\Omega = 0.175$ y $p_{cr} = 2.59 \text{ kg/cm}^2$.

La ecuación aproximada da $\sigma_N = 0.855 \text{ ton/cm}^2$ y $p_{cr} = 2.61 \text{ kg/cm}^2$ que representa un error de 0.8%.

El diagrama de la fig. 5 muestra en escala logarítmica las relaciones entre la presión crítica y la relación de esbeltez para diferentes límites de fluencia de aceros, resultante de pruebas de tensión para intervalos de $r/d < 250$ y $p_{cr} < 100 \text{ kg/cm}^2$ (1000m de columna de agua)

Las gráficas muestran que el ahorro en espesor de tubo para aceros de alta resistencia no es importante y por tanto no se justifica su precio elevado; la condición es diferente si la presión hidrostática interna es la que gobierna en el diseño. Excepto para zonas de transición el acero con $\sigma_f = 24$ kg/mm² deberá usarse en la mayoría de los casos.

Para el intervalo $60 < r/d < 200$ puede usarse la fórmula empírica:

$$P_{cr} = \left(\frac{r}{d}\right)^{3/4} \quad (54)$$

con un error posible de $\pm 2\%$.

Cuando se utilice la gráfica de la fig. 5 o la expresión (54) deberá utilizarse un factor de seguridad de 1.5.

PRUEBAS DE PANDEO

Durante 1962-68 la Wartmann Co. desarrolló ensayos con la idea de determinar las cargas reales de pandeo y comprobar los análisis teóricos.

Para ello desarrollaron un modelo natural a escala como se ve en la fig. 8.

Los resultados de las pruebas realizadas en tubos $\phi 96$ cm por 150 cm de largo, con espesores de 2.5 y 6 mm correspondientes a una escala de $1/3$ a $1/4$ se muestran en la Tabla II.

La magnitud del error es $\pm 2\%$.

TABLA I

E	$E\alpha'$	α'	$\tan Ed$	$\tan d$	$E \tan d$	$\cos (Ed)$	$\sin (Ed)$	$\sin d$	$E\alpha$
3	270° 00'	90° 00'	∞	∞	∞	0	-1.00000	-1.00000	4.71239
4	263° 3' 2	65° 54' 3	2.9446	2.2366	2.9440	-0.11112	-0.99381	0.91287	4.60104
5	261° 11' 6	52° 4' 3	6.4550	1.2910	6.4550	-0.15310	-0.98821	0.79056	4.55868
10	258° 19' 7	25° 50'	4.8609	0.48413	4.8413	-0.20231	-0.97932	0.43575	4.50868
20	257° 46' 2	12° 53'	4.5749	0.22873	4.5746	-0.2357	-0.97693	0.22297	4.49719

E	β (25)	γ (29)	δ (35)	ϕ (39)	ψ (46)	ω (48)
3	-2.6667	28.3	8.00	2.88	0.331	0
4	-1.8075	37.7	16.67	2.21	0.271	0.100
5	-1.3923	38.7	27.67	2.00	0.251	0.133
10	-0.6650	71.4	119.03	1.78	0.226	0.168
20	-0.3286	143.4	484.2	1.73	0.225	0.175

TABLA II

Comparación entre las presiones críticas de pandeo teóricas y medidas en las pruebas

PRUEBA N°		1	2	3	4	5
Radio medio	mm	478	479	480	478	479
Espesor de la placa	mm	2.65	4.78	6.20	3.31	5.38
		—	—	—	152/175	152/250
Módulo elástico E	t/cm ²	2140	2010	2110	2100	2130
Módulo elástico E*	t/cm ² (48)	2280	2140	2250	2240	2270
Límite de fluencia σ_F	t/cm ²	2.89	2.82	2.78	4.00	4.14
Límite de fluencia σ_F^*	t/cm ² (49)	4.53	4.42	4.48	6.14	6.31
Rigidez de cortante	t/cm ³	—	—	—	0.145	0.052
Factor de reducción k	(61)	—	—	—	0.525	0.765
Esfuerzo axial σ_N	t/cm ² (51)	0.94	1.29	1.76	1.58	2.03
Presión crítica de pandeo p_{cr}	kg/cm ² (52)	4.72	10.85	21.9	9.92	21.8
Presión de pandeo medida	Kg/cm ²	4.73	11.0	22.0	10.0	21.0

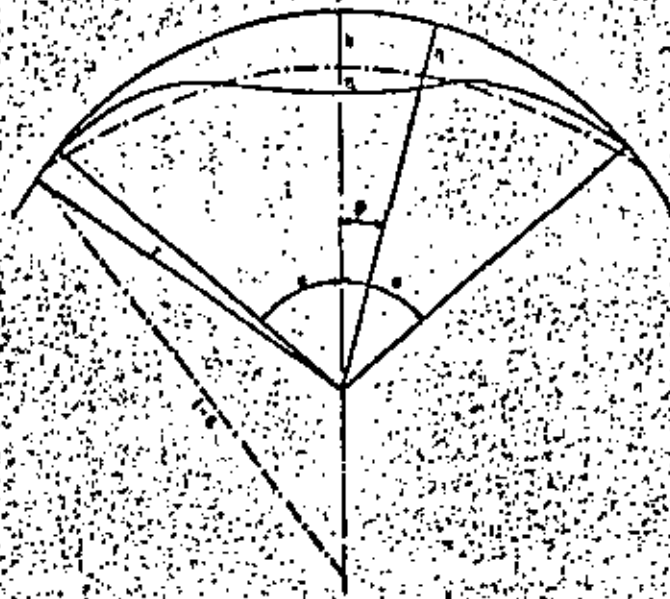


FIG. 1- FORMA DE COMBADURA HACIA ADENTRO DEL TUBO

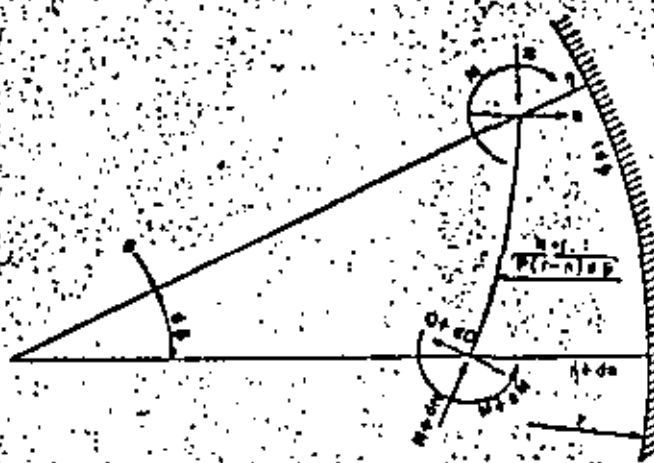


FIG. 2- FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS SOBRE EL ELEMENTO DE TUBO PLANO

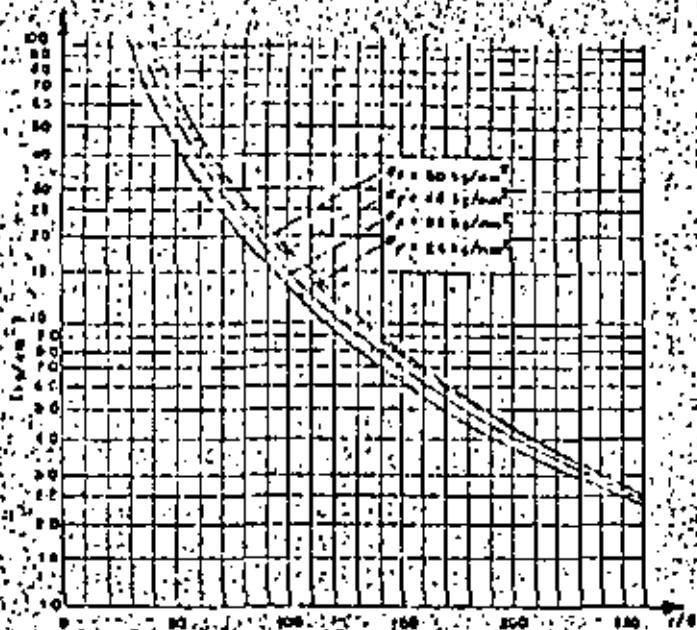


FIG. 5. PÉSICRITICA DE PANDEO EN FUNCIÓN DE LA RELACION DE ESBELTEZ PARA DIFERENTES RESISTENCIAS LÍMITES DE ACEROS

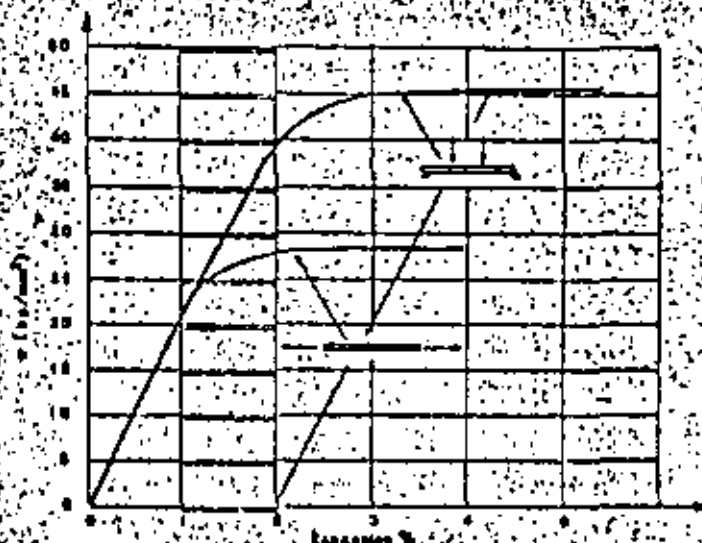


FIG. 4. DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACION PARA TENSIÓN Y FLEXIÓN



FIG. 3. VALORES DE δ y γ

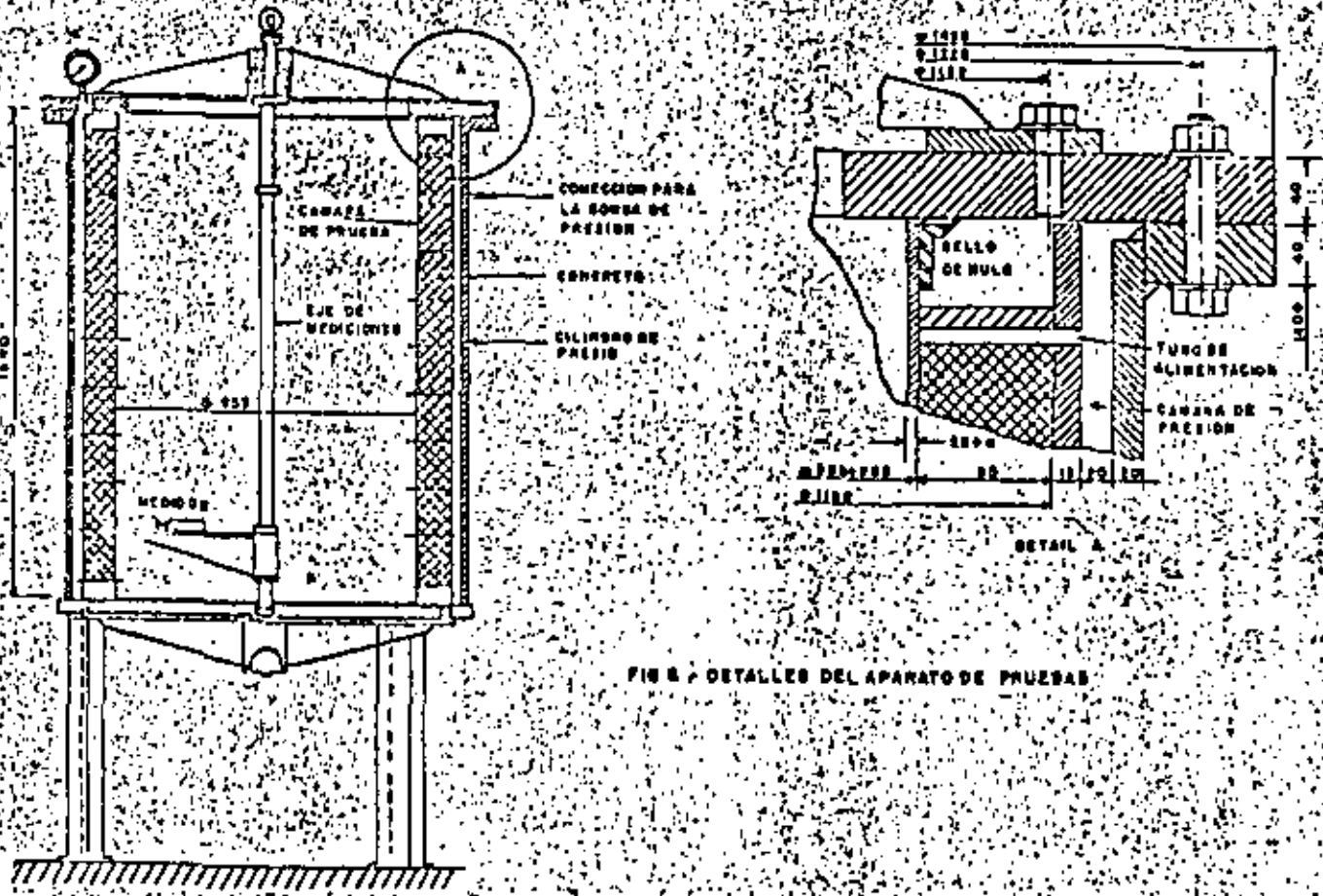


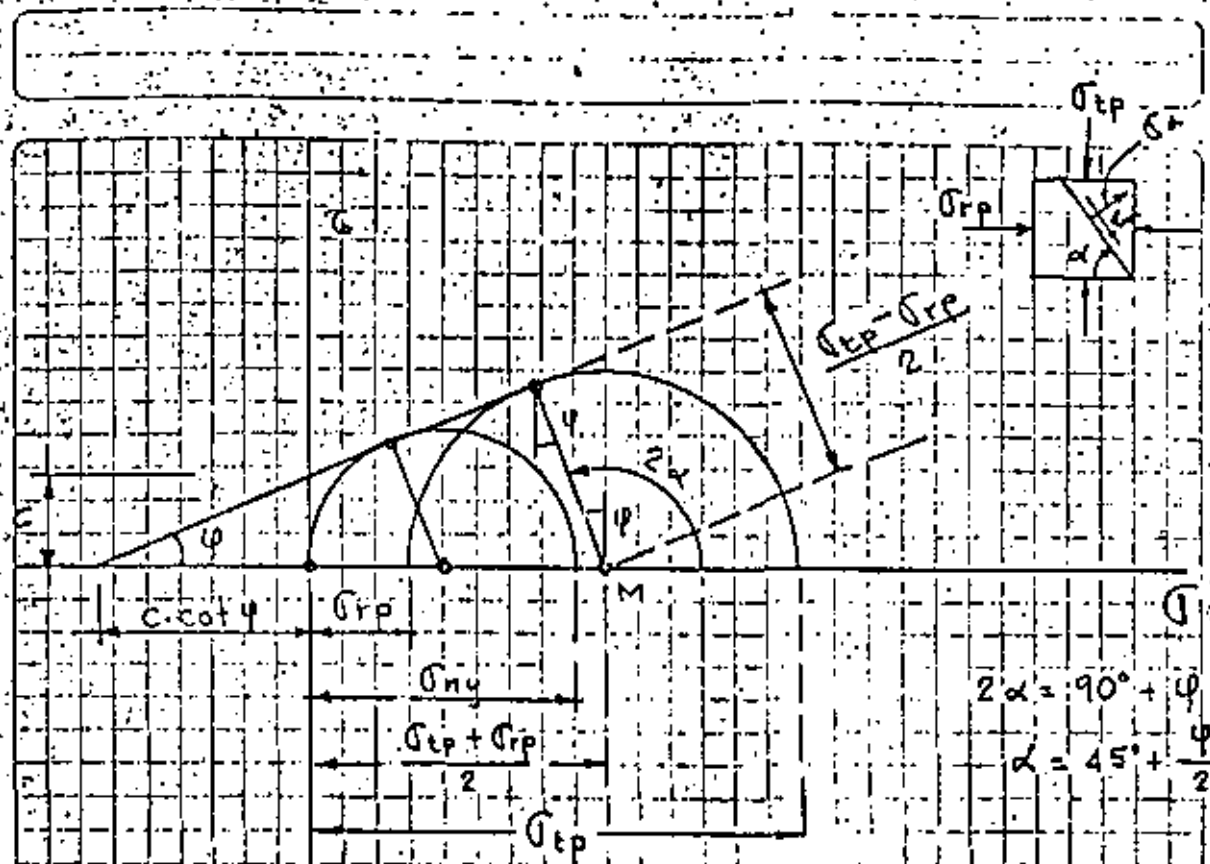
FIG 6 - DETALLES DEL APARATO DE PRUEBAS

DESARROLLO DE ESFUERZOS RADIALES Y TANGENCIALES ALREDEDOR DE UNA CAVIDAD CIRCULAR EN ROCA ELASTOPLÁSTICA

En relación a la extensión de la zona plástica que se desarrolla a rededor de un túnel circular, en función de las presiones externas, Kastner (1949) expone lo siguiente:

Considerando el estado de esfuerzos que se desarrolla en la vecindad de un túnel circular, los esfuerzos radiales σ_r son cero por la falta de soporte interno.

Al mismo tiempo los esfuerzos tangenciales σ_t alcanzan su máximo valor, y pueden exceder la resistencia de la roca produciéndose una condición plástica de esfuerzos. Los esfuerzos tangenciales se propagan hacia el interior de la roca decreciendo en magnitud conforme incrementa el área de la sección transversal afectada hasta que a una cierta distancia caen por debajo de los límites elásticos debajo de la cual la roca queda bajo una condición elástica de esfuerzos. Por otro lado, la magnitud de los esfuerzos radiales dentro de la zona plástica hacia el interior de la roca hasta que las partículas del material plástico bajo la acción de los esfuerzos tangenciales, actuando como una fuerza normal, a través de la fricción, la roca va siendo cada vez más capaz de soportar este esfuerzo radial de cortante.



$$2\alpha = 90^\circ + \varphi$$

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

Relación de esfuerzos cortantes y normales para la condición plástica límite. Kastner.

Adoptando la teoría de Mohr para la falla la condición límite para la deformación plástica puede expresarse como sigue:

$$\sigma_{tp} - \sigma_{gp} \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} - 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} = 0 \quad (1)$$

Introduciendo la función esfuerzo de Airy se obtiene:

$$\sigma_{gp} = \frac{\sigma_{ny}}{\lambda_p - 1} \left[\left(\frac{r}{a} \right)^{\lambda_p - 1} - 1 \right] \quad \text{y} \quad \sigma_{tp} = \frac{\sigma_{ny}}{\lambda_p - 1} \left[\lambda_p \left(\frac{r}{a} \right)^{\lambda_p - 1} - 1 \right]$$

con $\varepsilon_p = 0$; donde $\lambda_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}$

Los esfuerzos elásticos en un disco de longitud infinita perforado por una abertura circular son:

$$\sigma_{rr} = p \left(1 - \frac{r_a^2}{r^2} \right) + \frac{r_a^2}{r^2} \sigma_r \quad \text{y} \quad \sigma_{tr} = p \left(1 - \frac{r_a^2}{r^2} \right) - \frac{r_a^2}{r^2} \sigma_r$$

con $\tau_r = 0$

En la frontera de la zona elástica y plástica en donde $r = r_a$ los esfuerzos de arriba adoptan la siguiente forma

$$\sigma_{rr} = \sigma_r$$

$$\sigma_{tr} = 2p - \sigma_r \quad \text{y} \quad \tau_r = 0$$

Sobre la frontera de las zonas plástica y elástica los esfuerzos calculados por la teorías plástica y elástica deben ser iguales. Desde esta condición de compatibilidad el radio r_a del círculo frontera es:

$$r_a = a \left[\frac{2}{\lambda + 1} \frac{\sigma_{ny} + p(\lambda_p - 1)}{\sigma_{ny}} \right]^{\frac{1}{\lambda_p - 1}}$$

La extensión de la zona plástica calculada de esta manera es sin embargo demasiado pequeña comparada con las grandes masas de material extruido que se encuentra en la práctica dentro de túneles en los que se ha encontrado genuina presión de montaña. Recuérdese que la extensión de la zona plástica depende de las relaciones de presiones lateral a vertical (λ)

Partiendo de la condición de plasticidad completa en la cual:

$$\sigma_{max} = \frac{1}{4} (\sigma_t - \sigma_r)^2 + \tau^2 = \left(\frac{\sigma_{ny}}{2} \right)^2 = k^2 \frac{(\gamma h)^2}{4}$$

una teoría derivada de Kastner para este caso en que los esfuerzos σ_r , σ_t y τ fueron calculados a partir de la teoría elástica. En esta expresión γh corresponde a la presión geostática y k es la relación de su resistencia en compresión confinada $k = \frac{\sigma_{ny}}{\gamma h}$. La fórmula derivada sobre estas bases para γh en cualquier dirección ψ es:

$$\cos^2 2\psi - 2 \cos 2\psi \frac{1+\lambda}{1-\lambda} \frac{1-2\alpha^2+3\alpha^4}{4(2-3\alpha^2)} - \left(\frac{1+\lambda}{1-\lambda} \right)^2 \frac{\alpha^2}{4(2-3\alpha^2)} - \frac{(172\alpha^2 - 3\alpha^4)^2}{4\alpha^2(2-3\alpha^2)} + \frac{k^2}{(1-\lambda)^2 4\alpha^2(2-3\alpha^2)} = 0$$

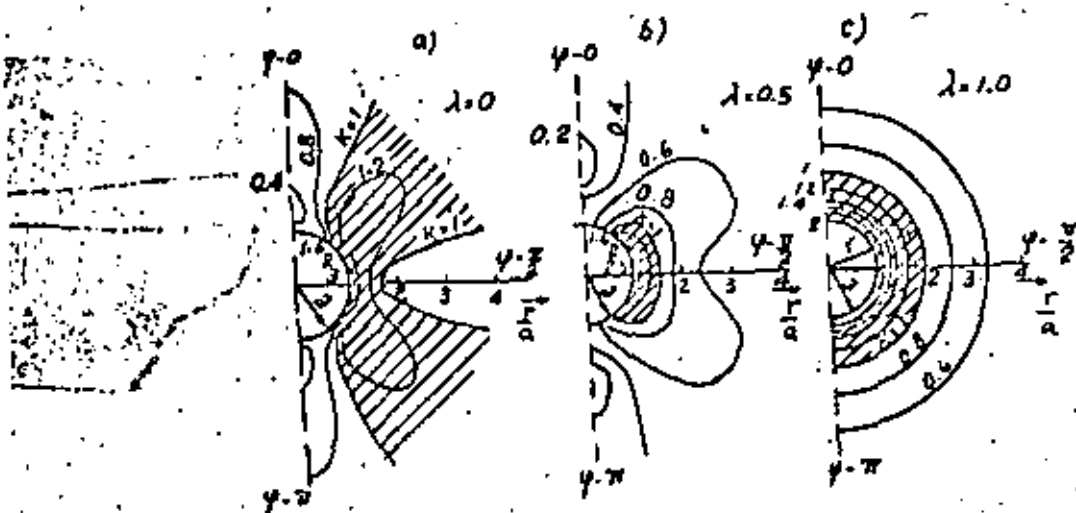
donde $\alpha = \frac{a}{r}$ = distancia relativa en dirección radial.

Las fronteras de la zona plástica para valores diferentes de k y para relaciones de presión lateral $\lambda = 0$, $\lambda = 0.5$ y $\lambda = 1$ se muestran en las siguientes figuras.

En esas figuras las áreas aseguradas indican las zonas donde $k > 1$, o sea donde la presión geost excede la resistencia en compresión no confinada.

Las fronteras mostradas se obtuvieron para la falla de Mohr en lugar de la fórmula anterior para τ .

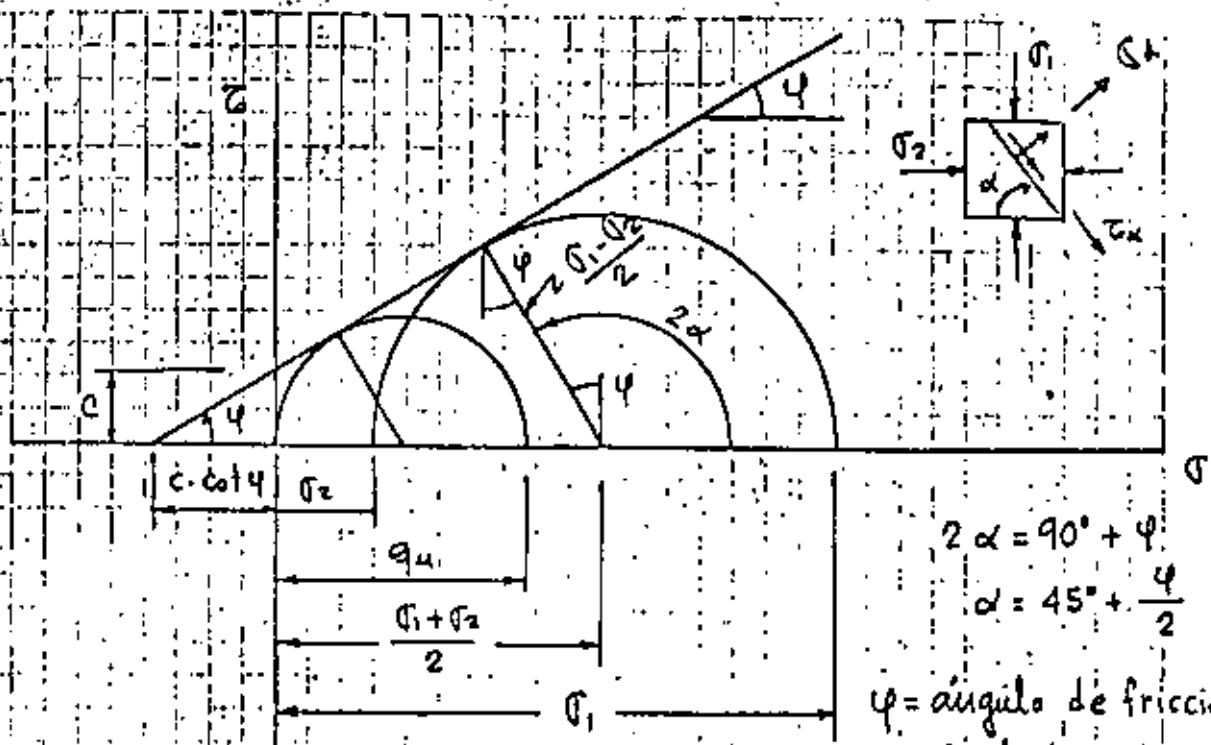
Los diagramas corresponden a una roca con las siguientes propiedades: $\phi = 30^\circ$, $c = 25 \text{ kg/cm}^2$, $h = 300 \text{ m}$ y $\gamma = 2.5 \text{ ton/m}^3$ para varios valores de λ .



Variación de las isobaras de esfuerzos alrededor de un túnel circular en función del coeficiente de presión lateral del terreno.

- La zona plástica queda restringida a un anillo relativamente delgado para el caso de presión externa uniforme tipo hidrostática, $\lambda = 1$, mientras que para $\lambda = 0.5$ la zona plástica permanece relativamente delgada y queda limitada por una curva que regresa alrededor del eje del túnel. Cuando λ disminuye la zona plástica crece en direcciones diagonales a 45° . Para valores de $\lambda = 0.141$, la zona plástica se extiende indefinidamente.

TEORIA A LA FALLA DE MOHR



$2\alpha = 90^\circ + \varphi$
 $\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$
 $\varphi = \text{ángulo de fricción}$
 $\alpha = \text{ángulo de ruptura}$
 $q_u = \text{compresión simple}$

$$\text{sen } \varphi = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}}{c \cdot \cot \varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}}$$

$$\text{sen } \varphi \cdot c \cdot \cot \varphi + \text{sen } \varphi \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

$$2c \cdot \text{sen } \varphi \cdot \cot \varphi + \text{sen } \varphi (\sigma_1 + \sigma_2) = \sigma_1 - \sigma_2 ; \cot \varphi = \frac{\cos \varphi}{\text{sen } \varphi}$$

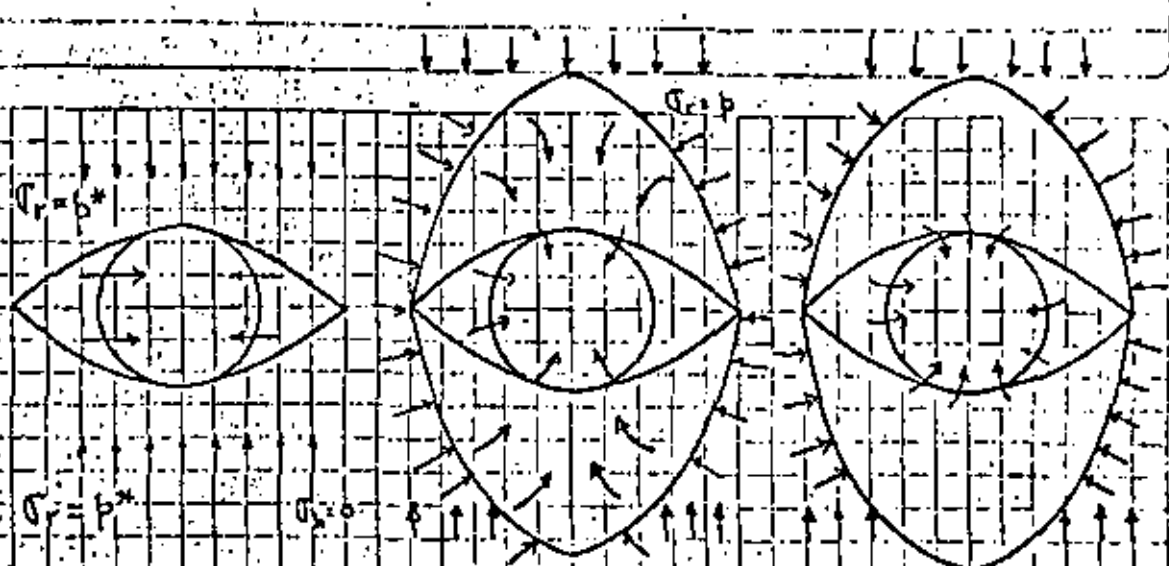
$$2c \cdot \cos \varphi + \sigma_1 \text{sen } \varphi + \sigma_2 \text{sen } \varphi = \sigma_1 - \sigma_2$$

$$\sigma_1 (1 - \text{sen } \varphi) - \sigma_2 (1 + \text{sen } \varphi) - 2c \cdot \cos \varphi = 0$$

$$\sigma_1 - \sigma_2 \frac{1 + \text{sen } \varphi}{1 - \text{sen } \varphi} - 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \text{sen } \varphi} = 0$$

$$\sigma_1 - \sigma_2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = 0$$

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES ALREDEDOR DE UN TUNEL



REDISTRIBUCION PROGRESIVA DE ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS DE LA ROCA HACIA LA CAVIDAD (Rabcewicz, 1964-65).

Talobre y Rabcewicz utilizan la distribución de esfuerzos en la vecindad de una galería excavada en roca sobrecargada propuesta por Fenner y Kastner (1938), según la expresión:

$$p_1 = -c \cdot \cot \phi + [c \cdot \cot \phi + p_0 (1 - \sin \phi)] \left(\frac{r}{R} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}}$$

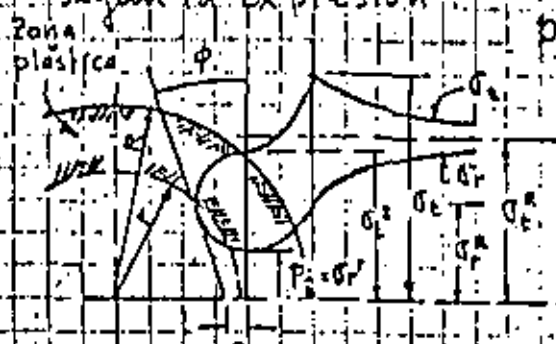
en donde:

r = radio del túnel

R = radio zona plástica

$p_1 = \sigma_c^r$ = resistencia de "piel" requerida (anclas y concreto)

p_0 = esfuerzo primario uniforme



REPRESENTACION DE FENNER-KASTNER

Talobre supone que usualmente $p_1 = 0$, obteniéndose R cuando c y ϕ son conocidos. Para un túnel de 6 m de diámetro y cobertura = 1500 m

se tiene $p_0 = 1500 \times 2.5 = 4000 \text{ ton/m}^2$, $p_1 = 0$; $\phi = 30^\circ$; $\sin \phi = 0.5$ y $c = 20.9 \text{ kg/cm}^2$

$c \cdot \cot \phi = 150 \text{ kg/cm}^2 = 500 \text{ ton/cm}^2$; $-500 + [500 + 4000 \times \frac{1}{2}] \left(\frac{r}{R} \right)^2 = 0$; $\frac{r}{R} = \sqrt{\frac{1}{5}}$

Para $r = 3 \text{ m}$; $R = 3\sqrt{5} = 6.7 \text{ m} = 22.2 \text{ m}$. Rabcewicz supone que p_1 es la re-

CLARO MAXIMO PARA EL ARCO DE ROCA AUTOSOPORTANTE

La ecuación obtenida por Evans (1941) da una primera aproximación de la longitud del arco lineal de roca, ya que la longitud final se obtiene por tanteos cuando se presenta la fluencia elástica del arco y de los apoyos.

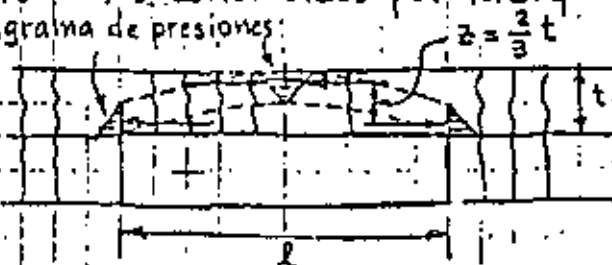


ACCIÓN DE ARQUEO EN ROCA ESTRATIFICADA

Los bloques se sostienen por efecto del giro en A y B. Las fuerzas que restringen el giro son simplemente las reacciones laterales mostradas por las flechas.

Las fuerzas de fricción en los apoyos de los bloques resisten las fuerzas cortantes y evitan que los bloques se muevan verticalmente hacia abajo. Este es el ejemplo más simple de la acción de arqueo. Si este arco simple es cortado por numerosas fracturas verticales se tendrá un arco bóveda semejante a los construidos por tabiques.

Diagrama de presiones:



ARCO LINEAL O VIGA BOVEDA

Esta claro que en roca discontinua se soporta totalmente por compresión y cortante, y que la resistencia del arco lineal no depende de la resistencia a tensión o flexión de la roca o sea resistencia por momento flexionante, sino que depende de la resistencia en compresión de la roca que es cuatro a cinco veces mayor que la resistencia en tensión bajo flexión en roca sana y es infinitamente más grande en roca fracturada.

La estabilidad del arco lineal es función de la relación espesor / longitud, así como de la resistencia y módulo elástico de la roca. El módulo elástico es muy importante porque determina la cantidad de deformación del arco.

Evans utilizo la resistencia en compresión de la roca y la distancia entre centros de presión para calcular aproximadamente el máximo momento resistente de un arco lineal.

Si igualamos el máximo momento resistente con el máximo momento flexionante del arco cargado con su peso propio determinando la máxima longitud de un arco lineal que se autosoporte.

La ecuación básica de Evans es:

$$L = \left(\frac{5Qt}{3\gamma} \right)^{\frac{1}{2}}$$

donde: L = máxima longitud de autosoporte del arco lineal = pies

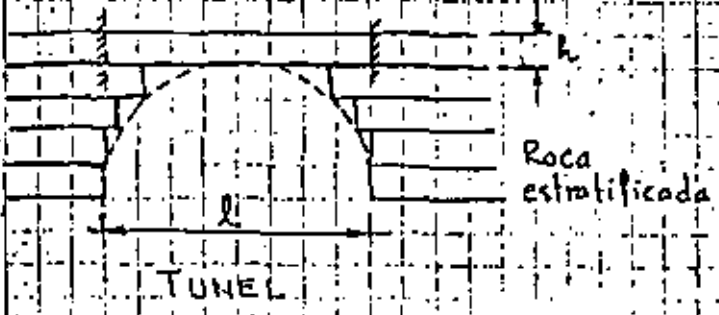
Q = resistencia en compresión simple = lb/pulg²

t = espesor del arco = pies

γ = peso volumétrico del material = lb/pie³

LOSA AUTOSOPORTANTE

Cuando la roca es competente, o sea que tiene un valor alto de E y tiene estructura estratificada, con coberturas mayores de 50 m, el arco de roca estará muy cercano al comportamiento de una viga en portada en sus extremos, formandose un estrato de roca con espesor tal que se autosoporta.



Se considera un apoyo semiempotrado por giro en los apoyos, de tal manera que se tengan momentos positivos y negativos iguales.

$M = \frac{wl^2}{16}$; $f = \frac{M}{I} y = fr =$ esfuerzo de tensión bajo flexión

$f_r = \frac{wl^2}{16} \cdot \frac{\frac{h}{2}}{\frac{bh^3}{12}} = \frac{3}{2 \times 16} \cdot \frac{wl^2}{bh^2}$; como $w = \gamma \cdot bh$

$f_r = \frac{3}{8} \frac{\gamma bh^2 l^2}{bh^2}$; $f_r = \frac{3}{8} \frac{\gamma l^2}{h}$ de donde $h = \frac{3}{8} \frac{\gamma l^2}{f}$

En donde h = espesor del estrato que se autosoporta.

Ejemplo:

$l = 13 \text{ m}$

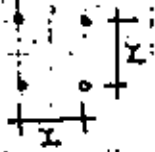
$R_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$
(compresión simple)

$f_r = 60 \text{ Kg/cm}^2$; F.S. = 4 ; $f_r = 15$

$\gamma = 2.5 \text{ ton/m}^3$

$E = 50 \text{ 000 Kg/cm}^2$

$h = \frac{3}{8} \cdot \frac{2.5 \times 13^2}{15} = 1.06 \text{ m}$



Cálculo de anclas

Usando anclas $\phi = 1"$ con $\text{lap} = 10 \text{ ton}$

$x^2 \times 2.5 \times 1.06 = 10$

$x = 1.9 \text{ m}$

NUEVO METODO AUSTRIACO DE TUNELEO

Este método para dimensionar el sistema de soporte de túneles fue desarrollado en Austria en la década 1950-1960 por los Ingenieros Rabcewicz, Müller, Pacher y Golsar, basado en el principio de que es deseable tomar la máxima ventaja de la capacidad de la roca para soportarse por sí misma. Para ello hay que vigilar cuidadosamente las fuerzas durante el proceso de reajuste que tiene lugar a rededor del túnel y adaptar el soporte en forma concordante.

Generalmente se desarrollan dos métodos para el soporte. El primero es un arco externo flexible o soporte de protección - diseñado para estabilizar la estructura de roca concordantemente. Consiste en la formación de un arco de roca anclado sistemáticamente en toda su sección, protegiendo la superficie principalmente con concreto lanzado, algunas veces se coloca un refuerzo adicional de marcos metálicos apuntalados en sus patas con tornapuntas.

El comportamiento estructural de este soporte protectorio y de la roca vecina se controla mediante un sistema sofisticado de mediciones.

El segundo método consiste en el revestimiento de concreto el cual generalmente no se coloca hasta que el arco exterior alcance su equilibrio.

NORMALIZACIÓN DEL DISEÑO DEL SOPORTE

Con el fin de estar en posibilidad de normalizar criterios de diseño es necesario establecer la capacidad de soporte requerido para diferentes tipos de roca. Como se muestra en la figura 2, la capacidad de soporte del arco externo puede determinarse por la relación de la curva σ_r/σ_r , la cual es característica para cualquier tipo de roca para condiciones iniciales de esfuerzos.

Como es bien conocido, el esfuerzo radial requerido p_a , para obtener el equilibrio decrece si la frontera con el túnel tiende a fluir plásticamente. (Fig. 1)

La reducción llega a ser principalmente una función de la condición de los esfuerzos primarios σ_0 y del ángulo de fricción interna de la roca - como regla disminuye rápidamente. (Fig. 2)

Para cualquier intersección entre p_a y la curva σ_r , el equilibrio es alcanzado con la correspondiente resistencia del soporte.

Es una característica particular de este método que las intersecciones siempre tienen lugar en la rama descendente de la curva. Por ejemplo, podría fallar parcialmente el soporte por cualquier razón y

Un nuevo equilibrio se desarrolla sin necesidad de esforzamiento adicional del arco externo, mientras no caiga mas abajo del refuerzo mínimo (punto B) en donde puede iniciarse el "aflojamiento detrimental", p_{min} .

Por otro lado, con los métodos convencionales, el punto de intersección queda situado usualmente en la rama ascendente de la curva σ_r . Con cualquier falla, el punto de intersección se mueve a la derecha y el soporte requerido se incrementa, de tal manera que la estructura soportante tiene que ser reforzada por arriba de su capacidad inicial.

El aflojamiento es considerado "detrimental" cuando la apertura de fallas y fracturas es tal que la roca ya no tiene competencia para transmitir los esfuerzos de cortante y de compresión. El peso de la masa de roca aflojada deberá agregarse para ser sostenida por el revestimiento.

Para estar en posibilidad de definir la curva σ_r/σ_r , deberán conocerse los siguientes parámetros: condición de esfuerzos primarios o estado natural de esfuerzos σ_0 , con la dirección de los esfuerzos principales, el ángulo de fricción interna ϕ , la resistencia en compresión no confinada σ_{ca} paralela y normal a la estratificación y los correspondientes módulos de elasticidad E y ν .

de formabilidad.

Estos parámetros pueden ser determinados por mediciones y el curso de la curva σ_r/σ_r puede ser calculada por el método del elemento finito, tomando en consideración el procedimiento de excavación (con máquina topadora o mediante varias secciones).

Según Kastner el esfuerzo σ_r^0 para el caso en que $\Delta r = 0$ está dado teóricamente por las ecuaciones:

$$\sigma_r^0 = \frac{2\sigma_0 - \sigma_{gd}}{\xi + 1}; \quad \xi = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}; \quad \sigma_{gd} = \frac{2c}{\tan(45^\circ - \varphi/2)}$$

en donde c = cohesión y φ = ángulo de fricción interna

El establecimiento de $\sigma_{r\min}$ está influenciado por la magnitud de σ_r^0 por un lado y por las condiciones geológicas por el otro.

Esto puede explicarse fácilmente según el ejemplo siguiente.

Considerando un túnel carretero localizado en roca de regular competencia con techo de roca pequeño para el cual los esfuerzos tangenciales en la frontera exceden ligeramente el valor de la resistencia en compresión no confinada $p_{t\min}$ será muy pequeño, particularmente si la roca tiene alta capacidad de permanencia debida por ejemplo a una buena trabazón de bloques.

El mismo tipo de roca bajo una gran cobertura de roca está destinada a desarrollar una zona plástica de regular amplitud que ocasionará deformaciones significativas. En este caso la roca llegará a fracturarse hasta una distancia de varios metros requiriendo un $p_t^{\text{mín}}$ más alejado y mayor.

El valor de la capacidad requerida del arco exterior p_t^a debe elegirse de tal manera que se combine la máxima economía con un grado aceptable de seguridad y p_t^a deberá por lo tanto quedar tan cercano como sea posible al $p_t^{\text{mín}}$ de tal manera que se obtenga un factor de seguridad suficiente a partir de la resistencia adicional del revestimiento p_t^i del arco interior.

Para el arco exterior deberá elegirse un tipo de soporte rígido como el señalado con "2" en la Fig 2, la intersección con la curva σ_r está destinada a elevarse, mientras que el factor de seguridad simultáneamente disminuye.

La mínima capacidad de soporte del revestimiento del arco interior quedará definido por el espesor mínimo de revestimiento que permita una adecuada colocación del concreto. En caso de que se requiera un mayor p_t^s , el espesor puede seleccionarse de acuerdo con el p_t^a y el factor de seguridad requerido, s . Una vez que la capacidad de soporte del arco exterior ha sido establecido, el significado de reforzamiento puede elegirse y calcularse conforme a los puntos de vista anteriores.

La resistencia del material de revestimiento, concreto lanzado y concreto colado es como sigue:
Ver fig. 3

$$p_t^s \times b = \frac{d}{s \mu d} \times 2 \times \tau^s$$

$$\therefore p_t^s = \frac{d \tau^s}{s \mu d \left(\frac{b}{2}\right)} ; \text{ Concreto}$$

La resistencia del refuerzo adicional de marcos metálicos es:

$$p_t^{st} = \frac{F^{st} \tau^{st}}{s \mu d \left(\frac{b}{2}\right)} ; \text{ Marcos}$$

$$\text{con } \tau^{st} = \frac{\tau^s E^{st}}{E^s} = 15 \tau^s \quad \text{para concreto}$$

La resistencia del revestimiento es:

$$p_t^R = p_t^s + p_t^{st}$$

Las anclas actúan con una presión radial como sigue:

$$p_t^A = \frac{f^{st} \cdot \sigma_p^{st}}{e \cdot t}$$

Con la presión lateral dada por:

$$\sigma_3 = p_t^s + p_t^{st} + p_t^A$$

Y con la envolvente de Mohr, la resistencia al corte de la masa de roca τ^R y el ángulo de cortante α suponiendo que los esfuerzos principales son paralelos al eje del túnel.

La capacidad de soporte del arco externo de roca es:

$$p_t^R \cdot b = 2 \cdot S \cdot \tau^R \cos \psi - S \cdot \sigma_n^R \cdot \sin \psi$$

$$\therefore p_t^R = \frac{S \cdot \tau^R \cos \psi}{b/2} - \frac{S \cdot \sigma_n^R \cdot \sin \psi}{b/2}; \text{ Roca}$$

La resistencia de las anclas contra el cortante por el movimiento del cuerpo es:

$$p_t^A \cdot e \cdot t \cdot \frac{b/2}{a \cos \beta} = f^{st} \cdot \sigma_p^{st} \therefore p_t^A = \frac{f^{st} \cdot \sigma_p^{st} \cdot a \cos \beta}{e \cdot t \cdot (b/2)}$$

La capacidad total del arco externo es: $b \cdot W = p_t^R \cdot b + p_t^A \cdot b \cdot S \cdot \sin \psi$

La experiencia ha demostrado lo siguiente:

1) Con el mismo tipo de roca y cobertura la relación entre el tamaño de los bloques de roca y el área de excavación es decisiva para la movilización de la rezaga.

2) En secciones pequeñas ($10 - 16 \text{ m}^2$) y roca fracturada en fragmentos de unos cuantos dm^3 , un sellado de concreto simple con $d = 3 \text{ cm} = 0.017 R$ usualmente se estabiliza el túnel.

3) En una caverna subterránea de $400 - 600 \text{ m}^2$ en el mismo tipo de roca fracturada pudiera no ser estable con un espesor de 19 a 24 cm de concreto lanzado. En este caso es imperativo el uso sistemático del arco de roca anclado, ya que el comportamiento de la masa rocosa se asemeja a un suelo sin cohesión.

Utilizando anclas de tensión con concha de expansión la acción de soporte es realizada por la placa y el ancla estará bajo tensión constante a lo largo del barreno.

Con anclas inyectadas de fricción tipo PERFO o SN el efecto principal de soporte proviene de la adherencia entre el ancla y la roca.

La adherencia consiste principalmente de la fricción ocasionada por los esfuerzos tangenciales alrededor de la roca.

Los esfuerzos de tensión en el ancla se incrementan desde cero hasta un máximo en la placa y cualquier otro esfuerzo radial de frontera puede ser transmitido por el ancla a la placa.

El movimiento de la roca hacia el túnel es contrarrestado de este modo, creándose un efecto de arco en la zona de las anclas como se muestra en la figura 4.

La capacidad de soporte de las anclas puede simplificarse como si que:

$$P_a = L d \pi (a + \tan E \sigma_m) + F G_r \leq f_e G_e$$

el término $F G_r$, puede posiblemente elevarse a $G_r e t$.

Son cuando la capacidad de soporte de las anclas de concha de expansión y las de fricción es la misma y está limitada por la resistencia a la tensión del acero, el efecto de estabilización de las anclas de fricción es mucho mayor que las de tensión.

Como una medida de refuerzo adicional se utilizan marcos ligeros de sección \square que se sujetan con anclas a la roca. Los marcos sirven en primer lugar como una protección para la bóveda del túnel contra caídos de roca y como refuerzo local para el puente de zonas de debilidad geológica. La resistencia estática de estos marcos es relativamente baja. La rigidez de los marcos contrasta con la relativamente alta capacidad de fluencia del concreto lanzado.

DIMENSIONAMIENTO FINAL A TRAVÉS DE LAS MEDICIONES

Fue paralelamente conectado con este método y como característica básica del mismo se tiene un programa sofisticado de mediciones. Los esfuerzos y las deformaciones son controlados sistemáticamente permitiendo la definición de la resistencia del soporte elegido correspondiente con el tipo de roca en cuestión y que clase de medidas de refuerzo adicional se requieran, si es que lo amerite.

Las secciones de control se eligen de acuerdo con los diferentes comportamientos estructurales esperados del macizo rocoso.

Una sección de control se compone por extensómetros longitudinales con doble punto de medición y mediciones de convergencia para medir deformaciones y presiones tanto radiales como tangenciales.

Adicionalmente pueden llevarse control de estriación y nivelación en puntos sobre el piso y la bóveda.

La frecuencia de las mediciones será diaria y se espacian a cada semana y luego a cada mes conforme disminuya la velocidad de deformación.

Este método proporciona un alto grado de seguridad, permitiendo reconocer cualquier situación peligrosa con anticipación.

A veces el proceso de reacostado toma un tiempo largo que puede ocurrir alteración de la bóveda y expansiones por cambios en el contenido de humedad de manera que se justifica la instalación de celdas de presión radiales y tangenciales para la definición del espesor final del revestimiento.

CONCLUSION

Este método empírico puede complementarse mas no eliminarse por consideraciones analíticas.

FIG. 1. REPRESENTACION ESQUEMATICA DE REACOMODO DE ESPUEZOS ALREDEDOR DE UN TUNEL (SEGUN KASTNER)
 r = RADIO DEL TUNEL
 R = RADIO DE LA ZONA PLASTICA
 Δr = DEFORMACION RADIAL
 σ_0 = CONDICION DE ESPUEZOS PRIMARIOS
 σ_1 = ESPUEZOS TECNICOS
 σ_r, σ_t = ESPUEZOS RADIAL Y TANGENCIAL CUANDO $\Delta r = 0$
 σ_r', σ_t' = ESPUEZOS RADIAL Y TANGENCIAL CUANDO HAY DEFORMACION Y SE TIENE $\Delta r = \Delta r'$

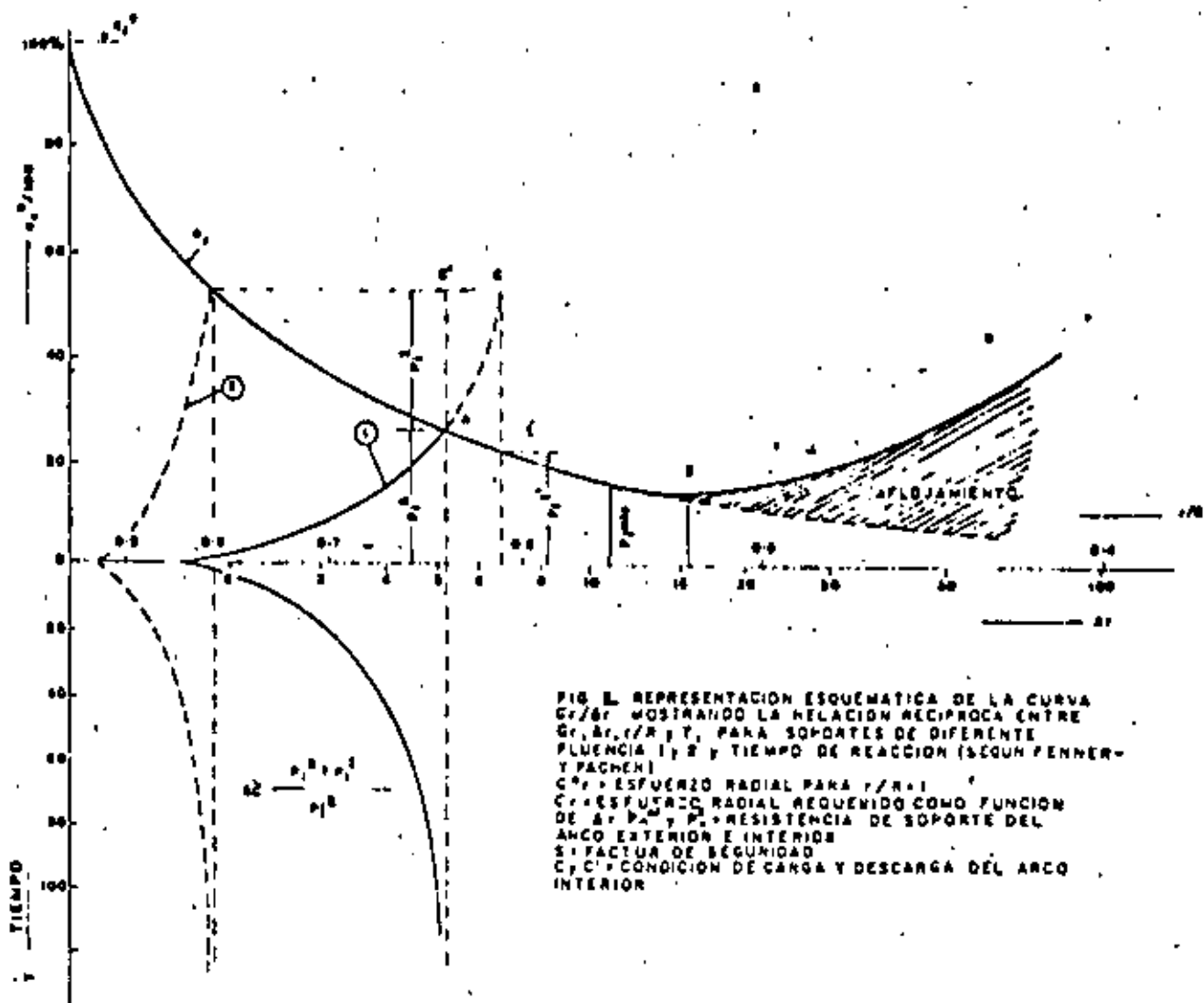
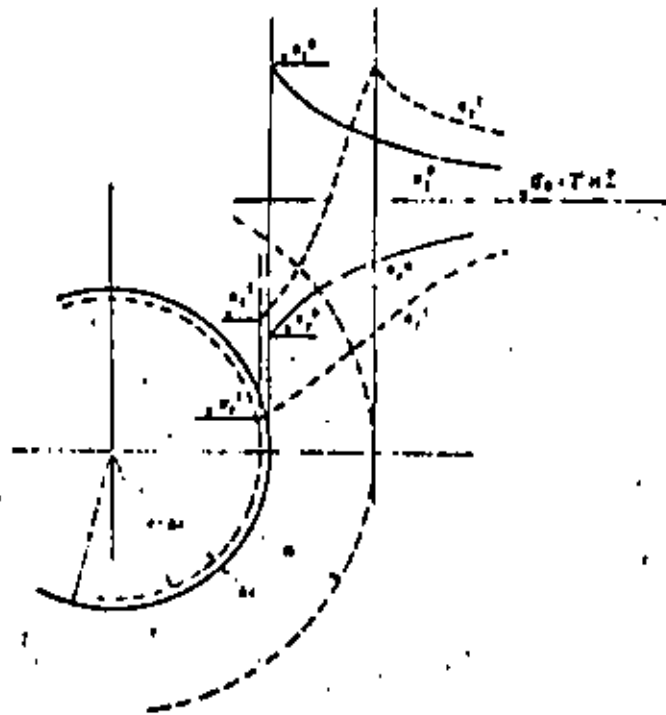


FIG. 2. REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LA CURVA σ_r / σ_0 MOSTRANDO LA RELACION RECIPROCA ENTRE $\sigma_r, \Delta r, r/R$ Y T , PARA SOPORTES DE DIFERENTE FLUENCIA f_1 Y f_2 Y TIEMPO DE REACCION (SEGUN PENNER-Y PACHEN)
 σ_r' = ESPUEZOS RADIAL PARA $r/R = 1$
 σ_r = ESPUEZOS RADIAL REQUERIDO COMO FUNCION DE $\Delta r, P_1$ Y P_2 = RESISTENCIA DE SOPORTE DEL ANCO EXTERIOR E INTERIOR
 S_1, S_2 = FACTOR DE SEGURIDAD
 C_1, C_2 = CONDICION DE CARGA Y DESCARGA DEL ARCO INTERIOR

PATRON DE ANCLAJE

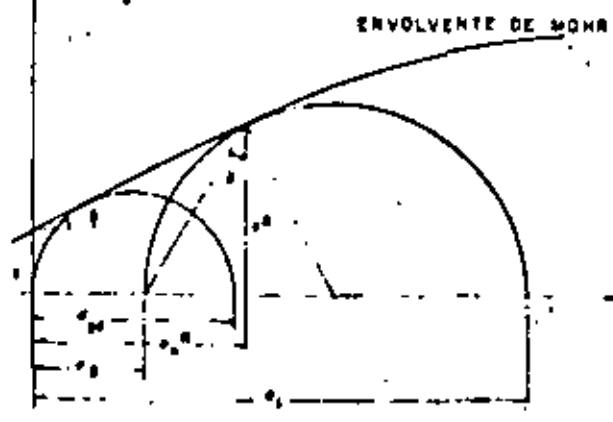
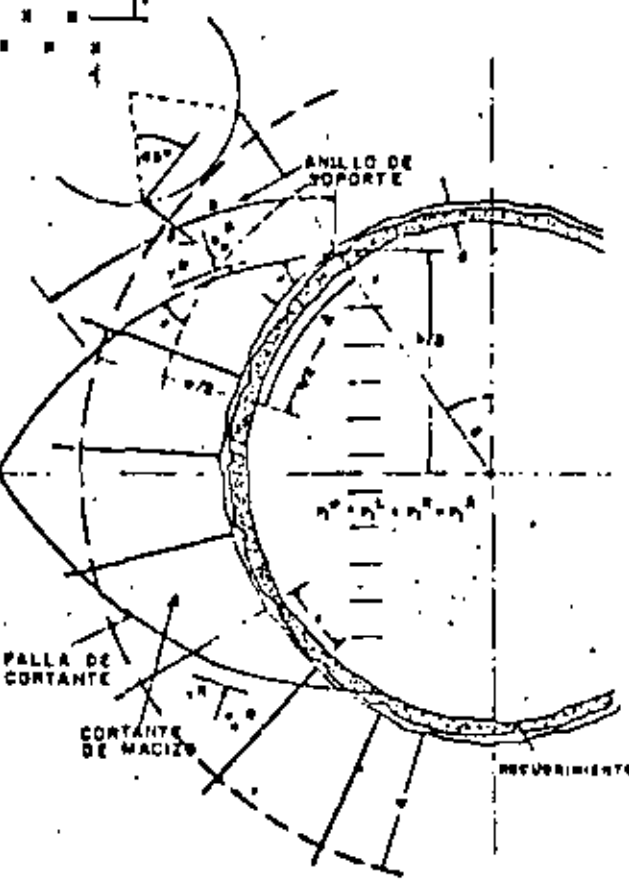
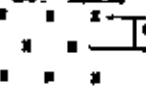


FIG. 3 ESQUEMA DE DISEÑO DEL ARCO EXTERIOR PARA UNA CAPACIDAD DE SOPORTE DADA.

- PA = RESISTENCIA DEL CONCRETO, ACERO DE REFUERZO, ANCO DE ROCA Y ANCLAS.
- PA = CAPACIDAD TOTAL DEL SOPORTE
- PA = ALTURA DE LA ZONA DE CORTANTE
- PA = ESPESOR DEL REVESTIMIENTO
- S1 = DISTANCIA SOBRE ANCLAS
- S2 = LONGITUD DEL PLANO DE CORTE
- S3 = ESPESOR DEL ARCO DE SOPORTE DE ROCA.
- S4 = RESISTENCIA EN COMPRESION SIMPLE DE LA ROCA
- C = COEFICIENTE DE LA ROCA
- PA = ANGULO DE FRICCION INTERNA
- PA = RESISTENCIA AL CORTANTE DE LA ROCA
- PA = PROPORCION DE RESISTENCIA AL CORTANTE DEL REFUERZO
- PA = E = MÓDULO ELÁSTICO DEL ARCO DE ROCA Y DEL REVESTIMIENTO
- PA = ANILLO DE CORTE DEL MACIZO ROCOSO
- PA = AREA DEL ACERO DE REFUERZO POR METRO LINEAL DEL TUNEL
- PA = AREA DE LAS ANCLAS
- PA = LÍMITE PROPORCIONAL DE LAS ANCLAS DE ACERO
- PA = RESISTENCIA CORTANTE DE LA ROCA
- PA = ESFUERZO NORMAL SOBRE EL PLANO DE CORTANTE
- PA = ANGULO DE CORTANTE EN LA ROCA
- PA = INCLINACION PROFUNDO DEL PLANO DE CORTANTE
- PA = INCLINACION DE LAS ANCLAS

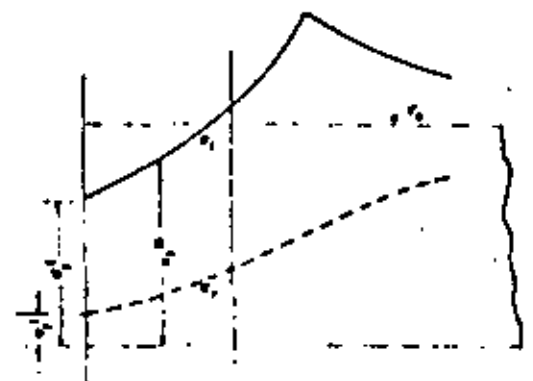
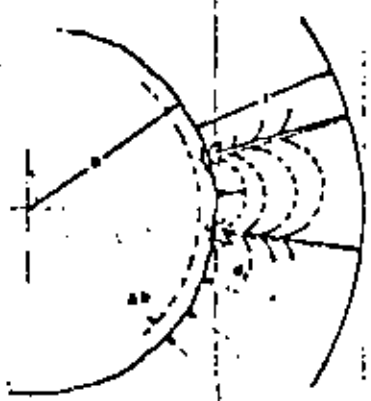


FIG. 4 DIAGRAMA ESQUEMATICO DEL COMPORTAMIENTO DE LAS ANCLAS INYECTADAS



- PA = ESFUERZO NORMAL DE FRONTERA
- PA = ESFUERZO TANGENCIAL DE FRONTERA
- PA = ESFUERZO RADIAL
- PA = ESFUERZO TANGENCIAL
- PA = ESFUERZO TANGENCIAL PROVENIENTE SOBRE L
- PA = ADHERENCIA MORTERO-ROCA
- PA = RESISTENCIA DE ANCLA EN EL REVESTIMIENTO
- PA = AREA DEL ANCLA
- PA = RESISTENCIA A TENSION DEL ACERO
- PA = AREA DE LA PLACA
- PA = DIAMETRO DEL BARRENO

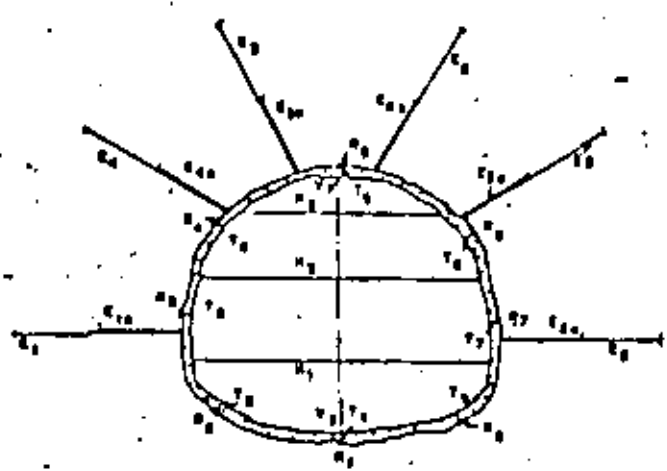


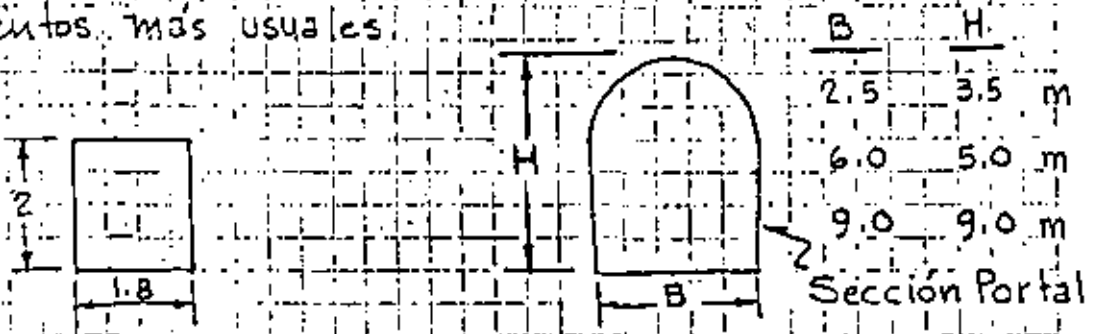
FIG. 5: SECCION NORMALIZADA DE MEDICIONES MAS IMPORTANTES
 R₁-R₈ CELDAS DE PRESION RADIAL
 T₁-T₈ CELDAS DE PRESION TANGENCIAL
 N₁, N₂, N₃ LINEAS DE MEDICION DE CONVERGENCIA
 E₁, E₂ EXTENSOMETROS LONGITUDINALES
 E₃, E₄ EXTENSOMETROS CORTOS
 V, V' PUNTOS DE CONTROL TOPOGRAFICO EN PISO Y TECHO

PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACION DE CAVIDADES SUBTERRANEAS

Los procedimientos de excavación de cavidades subterráneas dependen de los siguientes factores:

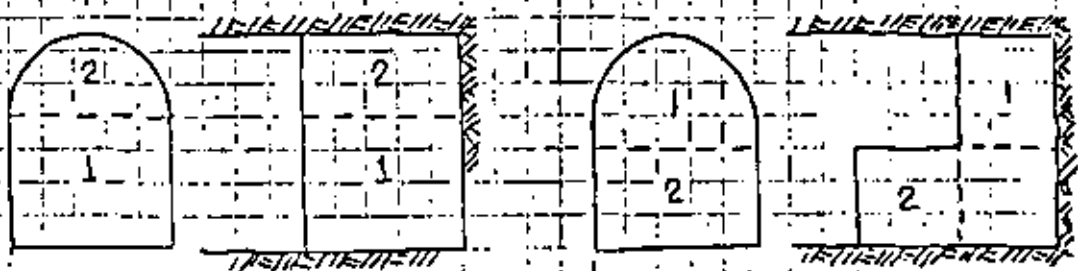
- Calidad del macizo rocoso
- Dimensión de la cavidad
- Filtraciones de agua
- Equipo disponible

A continuación presentaremos algunos de los procedimientos más usuales.



SECCION COMPLETA EN ROCA SANA, CON EXPLOSIVOS

- Socavones de exploración
- Galerías de explotación
- Galerías de inyección y drenaje
- Túneles de acceso

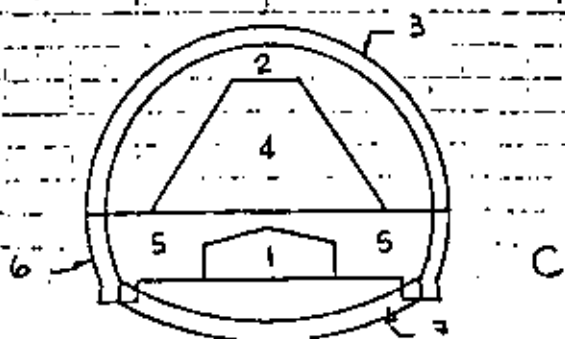
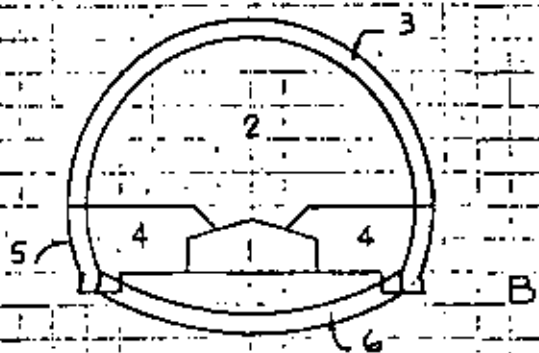
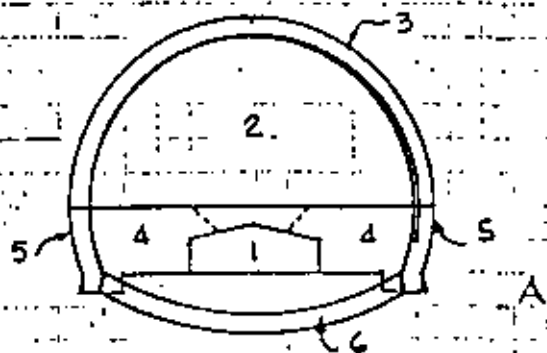


SECCIONES COMBINADAS

- Cuando hay poco techo (Zona de portales)
- Con perforadora de pierna.

Método de túnel piloto sobre el piso del túnel

Se utiliza en roca blanda con filtraciones. La galería piloto de avance sirve para drenar el agua de infiltración y tiene área entre 9 y 15m^2 . En las figuras se indican las tres variantes de este método. La galería piloto puede o no ir ademada con marcos y concreto lanzado

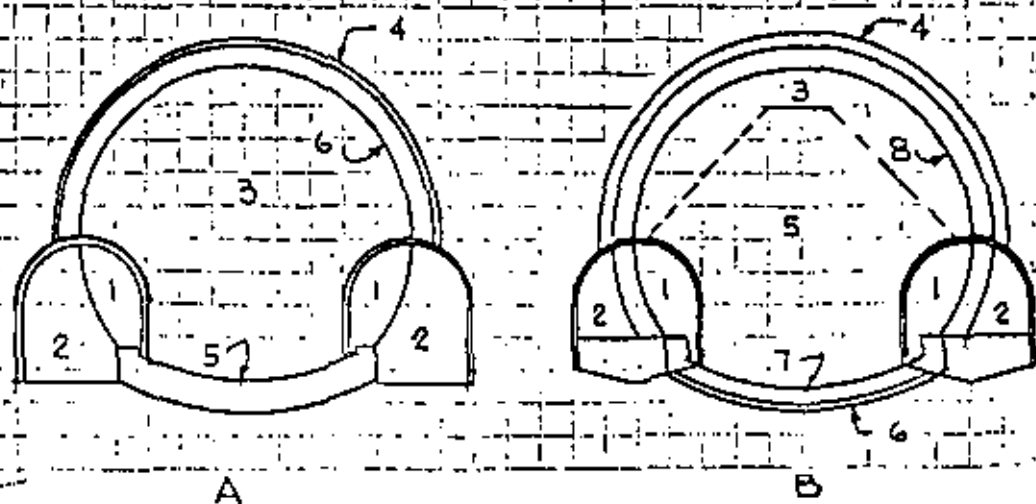


Método de las dos galerías piloto laterales sobre el piso de túnel. Se utiliza en roca blanda.

En una primera etapa se excavan los dos túneles piloto los cuales se protegen con marcos metálicos. Se ciellan las guarniciones de piso y arranque de los muros laterales.

En la segunda etapa puede realizarse el resto de la excavación con avances pequeños de 1 ó 2 metros soportando la roca con marcos que se apoyan en los arranques del muro previamente colados.

Cuando la roca no soporta el avance de 1 ó 2 metros, entonces se excava una ranura o corona de 0.75 m a 1 m de longitud que permita la colocación del marco metálico de soporte, continuando con revestimientos de concreto lanzado y finalmente con el núcleo central.

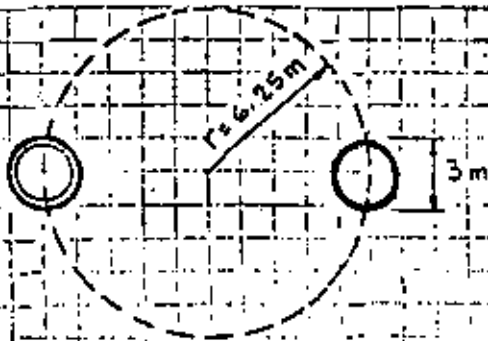


Método de soportes laterales piloto. (Japón)

Este método se ha utilizado en túneles por debajo del mar en roca deleznable con fuertes filtraciones (1000 a 1500 lt/seg).

1. Perforación de los dos túneles piloto de 3m de diámetro
2. Colocación del ademe metálico del túnel principal, dentro de las dos galerías pilotos. Ademe de tubo de acero.
3. Relleno de concreto de las dos galerías piloto
4. Excavación de la mitad superior
5. Colocación de los marcos metálicos tubulares, los cuales se rellenan con mortero para aumentar su resistencia
6. Excavación de la mitad inferior
7. Colocación de los tornapuntas tubulares inferiores
8. Colado del revestimiento de concreto.

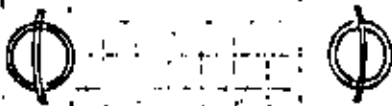
METODO DE SOPORTES LATERALES PILOTO
(TUNEL SEIKAN, JAPON)



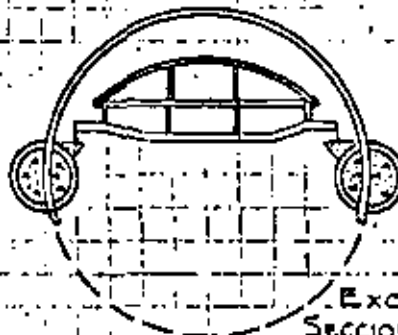
1 PERFORACION TUNELES PILOTO



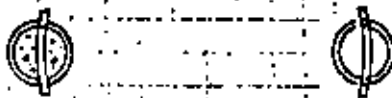
5 ADEME SECCION SUPERIOR



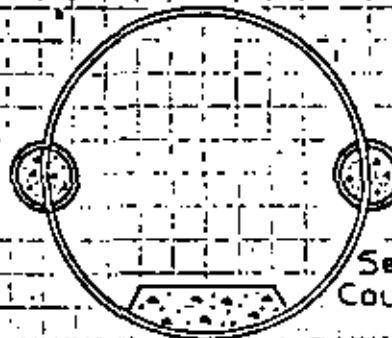
2 COLOCACION ADEME METALICO



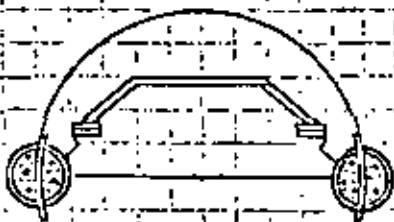
6 EXCAVACION SECCION INFERIOR



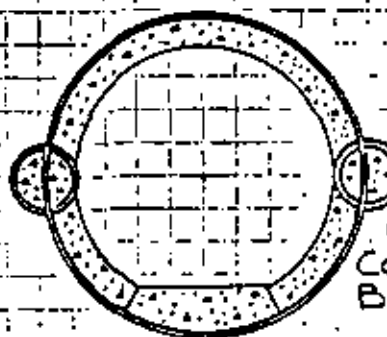
3 CONCRETO TUNELES PILOTO



7 ADEME SECCION INFERIOR COLADO CUBETA



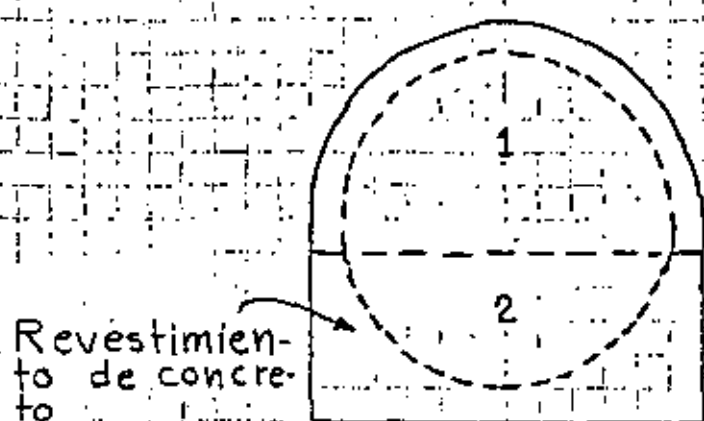
4 EXCAVACION SECCION SUPERIOR



8 COLADO COSTILLAS Y BOVEDA

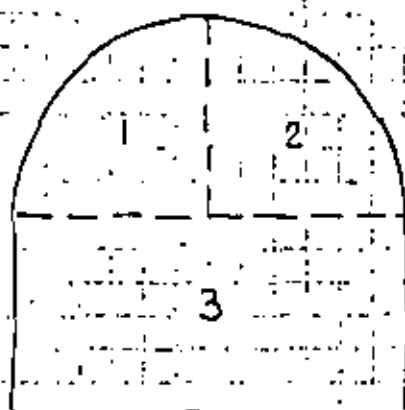
Método de sección superior y banqueo

Se utiliza en roca sana.



Sección portal
12 x 12 m

A



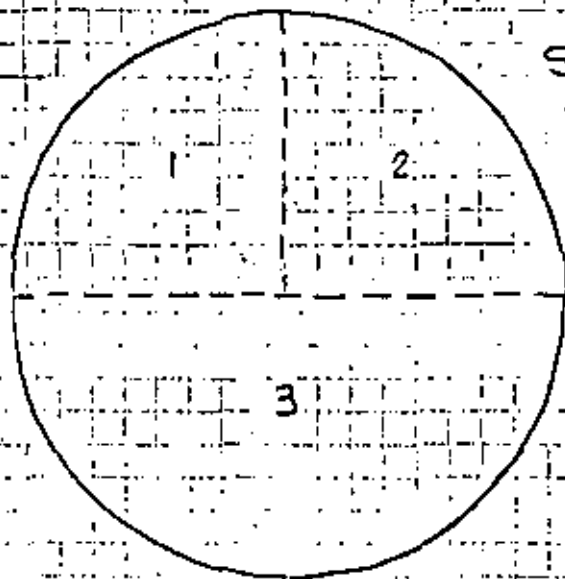
Sección portal
12 x 12 m

B

- Algunas veces la sección superior es necesario excavarla en dos o tres secciones, como en B.
- La mejor geometría se obtiene mediante voladuras de post-corte perimetral (smooth blasting), con barrenación horizontal tanto en la sección superior como en la inferior.

Método de sección superior y banqueo.

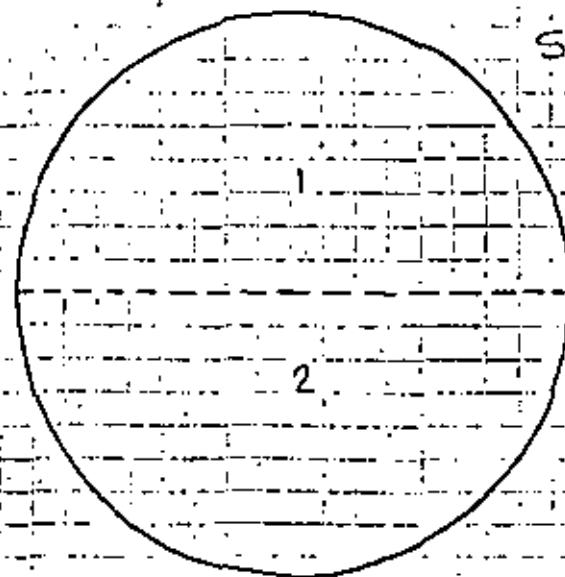
Se utiliza en roca sana



SECCION CIRCULAR

ϕ 16.5 m

A



SECCION CIRCULAR

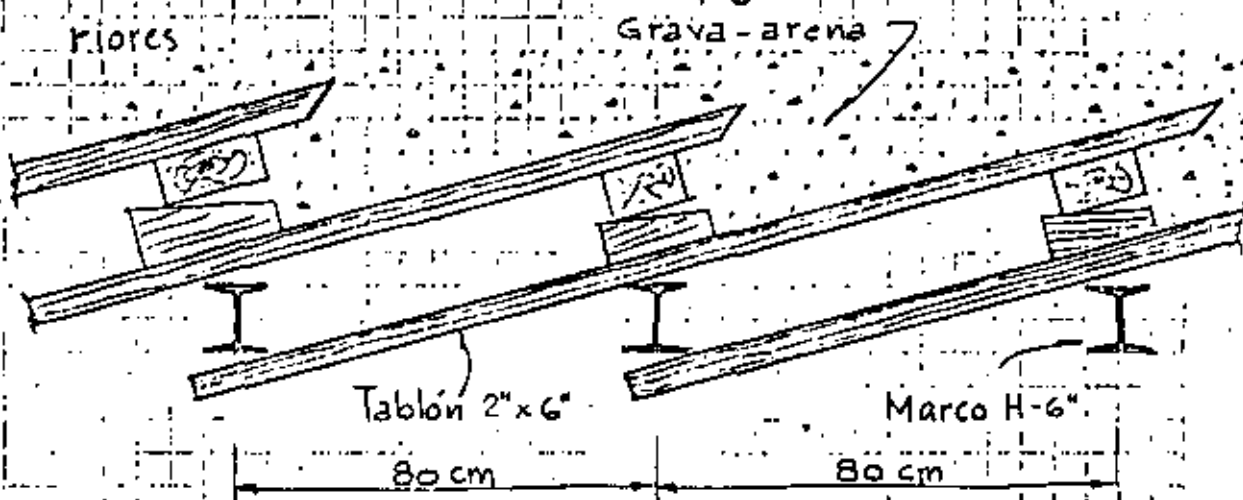
ϕ 16.5 m

B

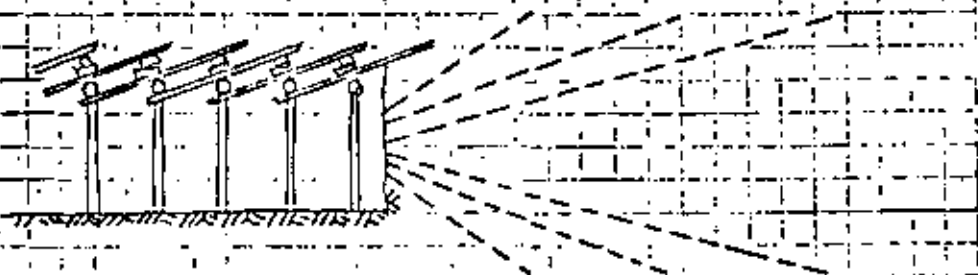
Se deben usar voladuras de post-corte perimetral (smooth-blasting)

EXCAVACION CON ESTACAS DE AVANCE AL FRENTE

En suelos medianamente compactos como tepetate (toba sedimentaria de origen volcánico, arenas-limo-arcillosas con poca cementación) o rocas deleznales se requiere de soporte adelante del frente del túnel. En estos casos se hincan cuñas de madera o de metal apoyándose en los marcos anteriores.



ESQUEMA DE SOPORTE



ESTACAS DE AVANCE

MAS AUREOLAS DE INYECCION

TUNELES EN SUELOS BLANDOS

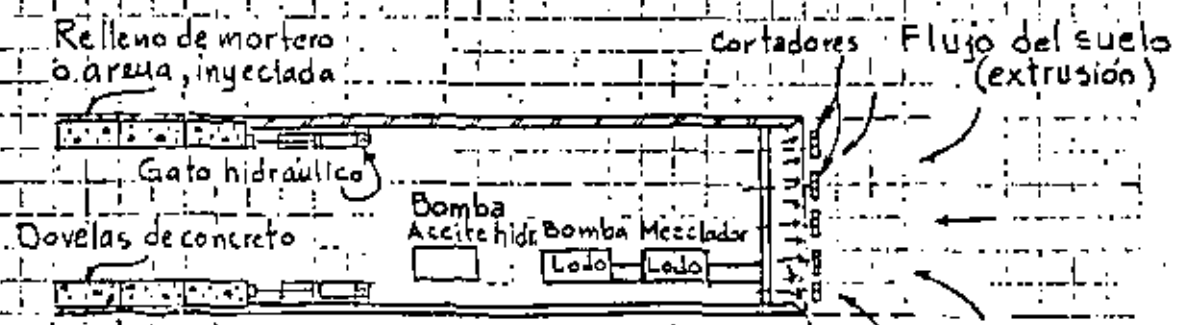
Los procedimientos más usuales son:

- Excavación con escudo
- Cajones hundidos

Los escudos pueden ser abiertos o cerrados según la consistencia del suelo.

Cuando el suelo es muy blando se usan los escudos cerrados con cámara de presión al frente ya sea con aire presurizado o lodo presurizado para evitar la extrusión del suelo hacia el escudo. En algunos casos se ha recurrido a la congelación del suelo para mejorar su consistencia y poderlo excavar.

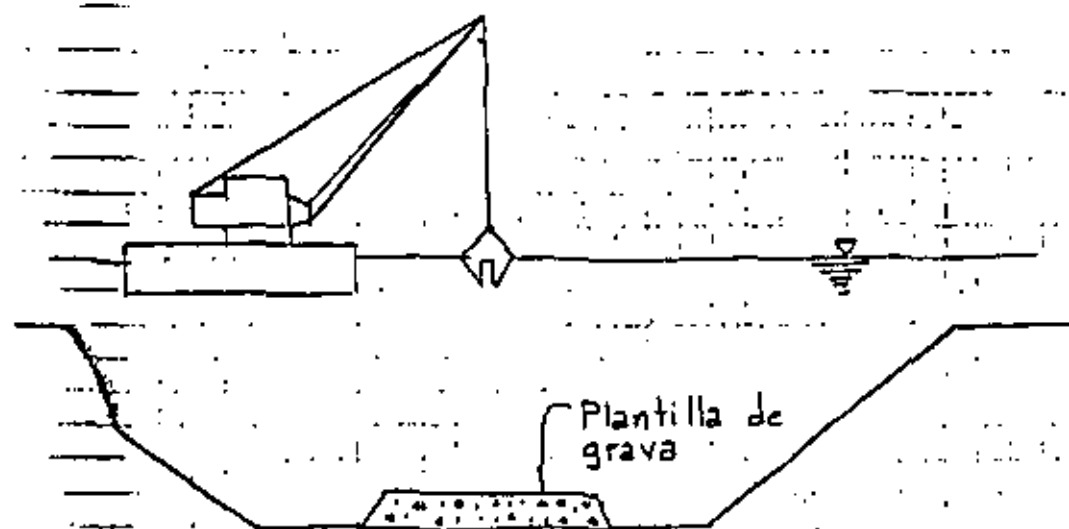
El material excavado se mezcla y se bombea como lodo (slurry) hacia afuera donde se separa el agua de los sólidos para volver a utilizarse.



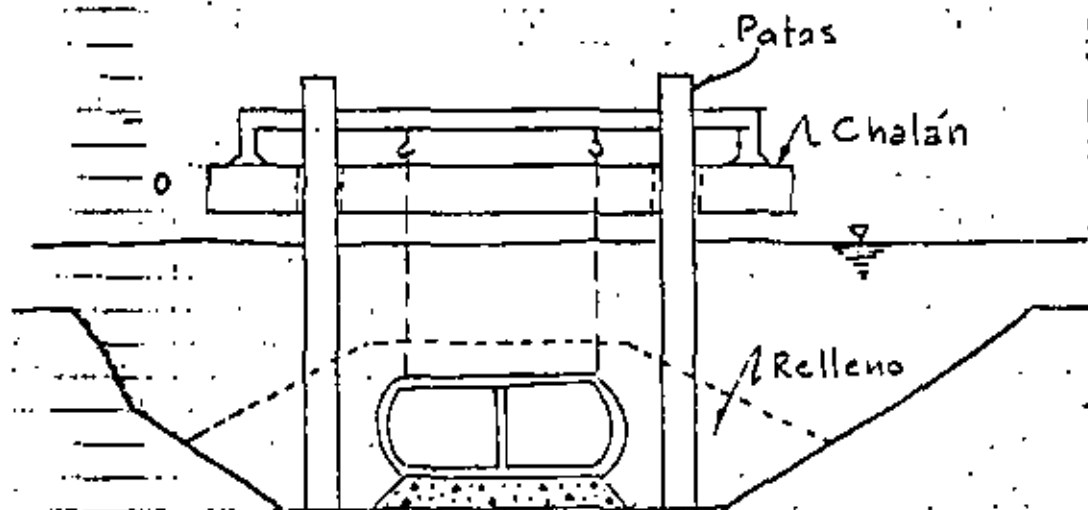
PRINCIPIOS DEL ESCUDO

La excavación del frente puede hacerse a mano o con cortadores

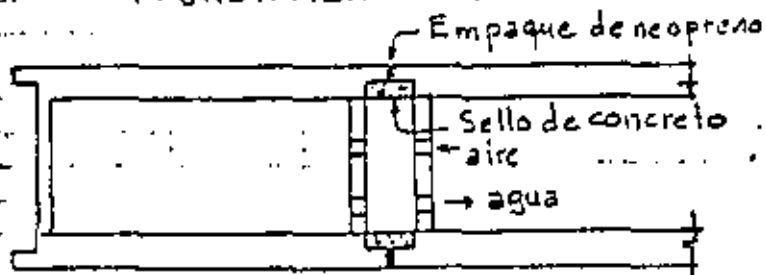
HUNDIMIENTO DE CAJONES



DRAGADO DEL CANAL



HUNDIMIENTO DE LOS CAJONES

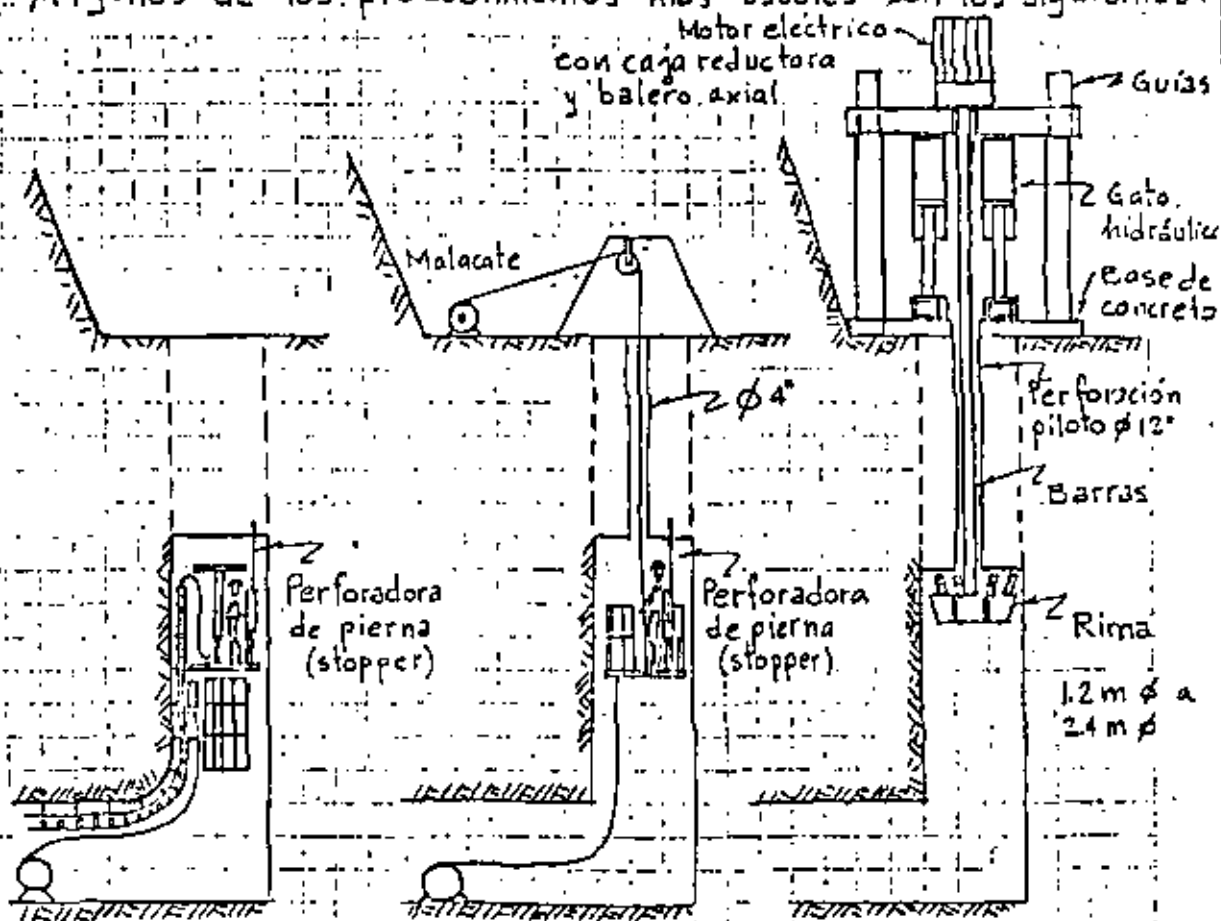


SELLO DE JUNTAS

EXCAVACION DE LUMBRERAS.

La excavación de lumbreras depende en buen grado del equipo disponible.

Algunos de los procedimientos más usuales son los siguientes:



JAUJA TREPADORA

3.6 a 5.4 m/día

JAUJA SUSPENDIDA CONTRAPOCERA

3.6 a 5.4 m/día

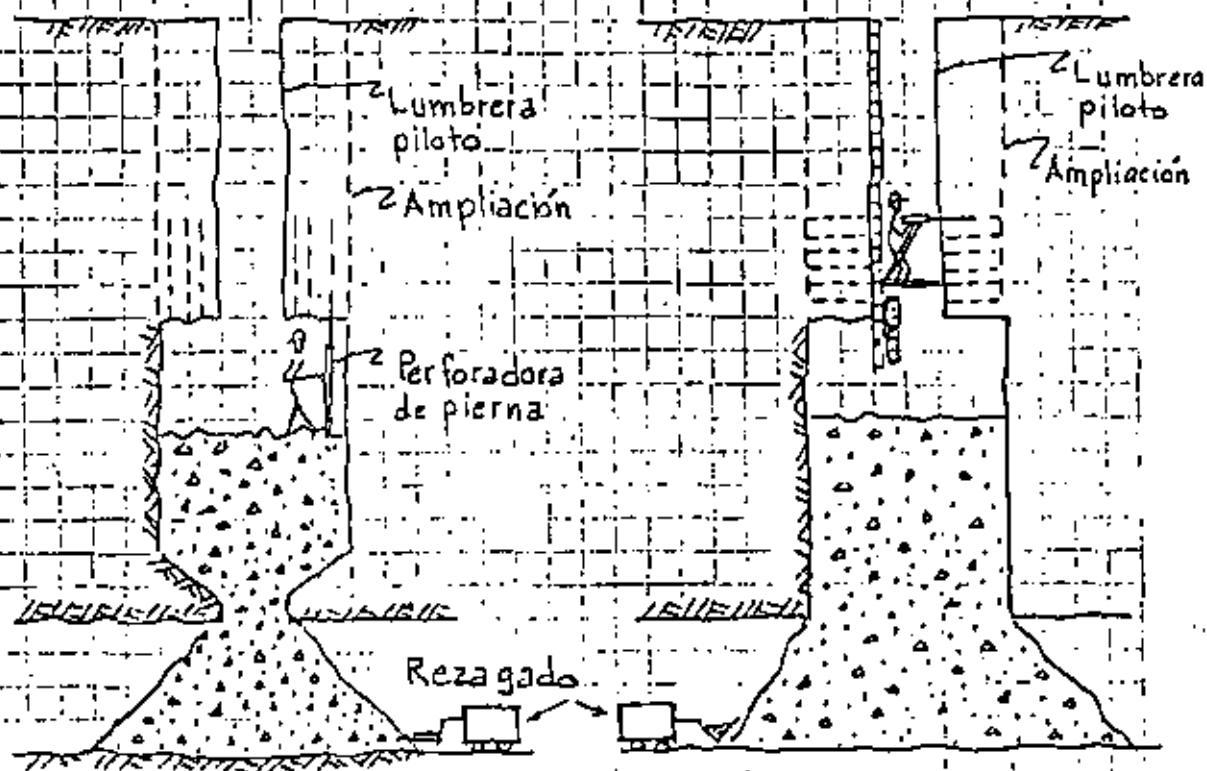
16 a 36 m/día

Ventajas de la contrapocera:

- Menor tiempo
- Lumbreras más largas
- Mayor producción

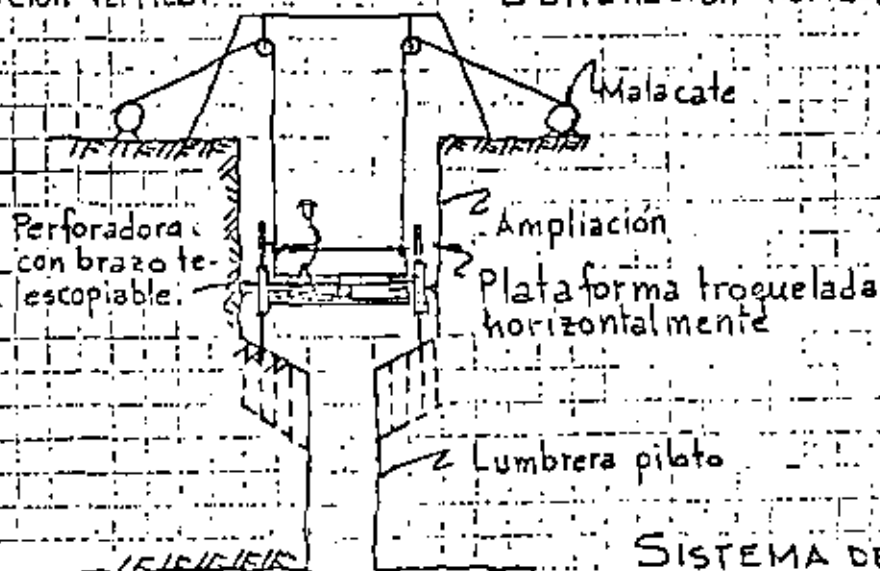
Las jaulas están quedando fuera de uso.

AMPLIACION DE LUMBRERAS

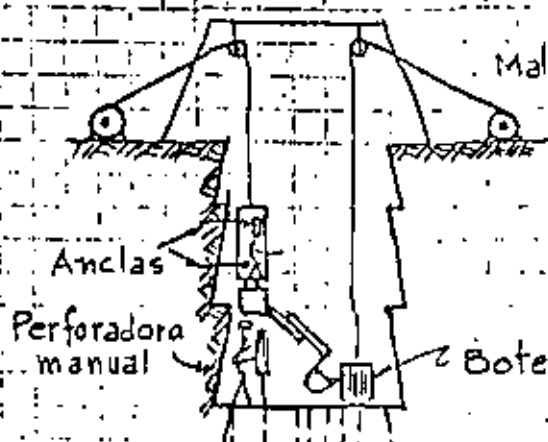


Barrenación vertical

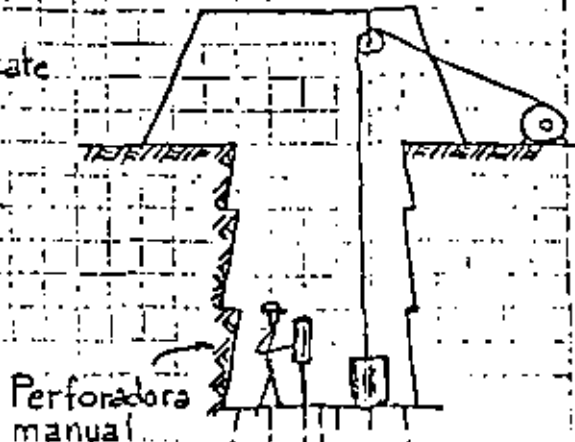
Barrenación horizontal

SISTEMA DE
BANQUEO

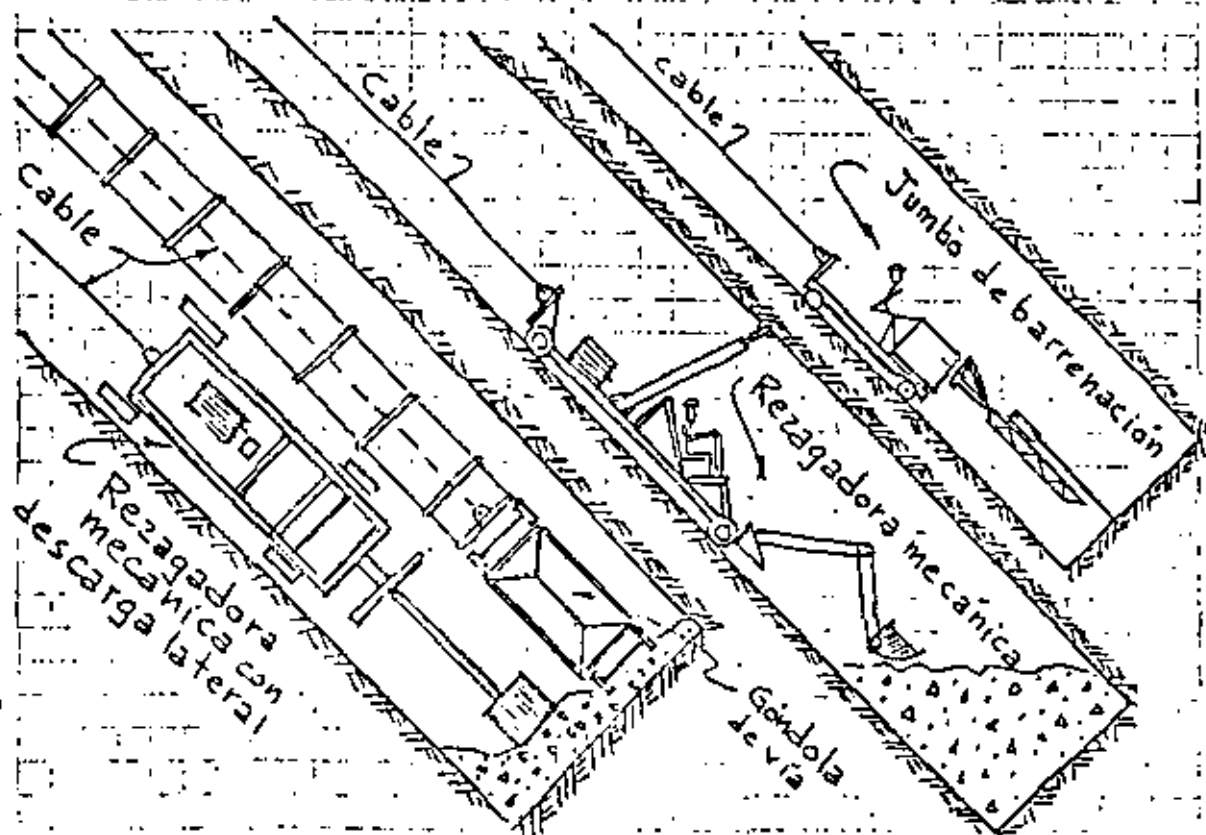
POZOS VERTICALES E INCLINADOS



REZAGADORA MECANICA

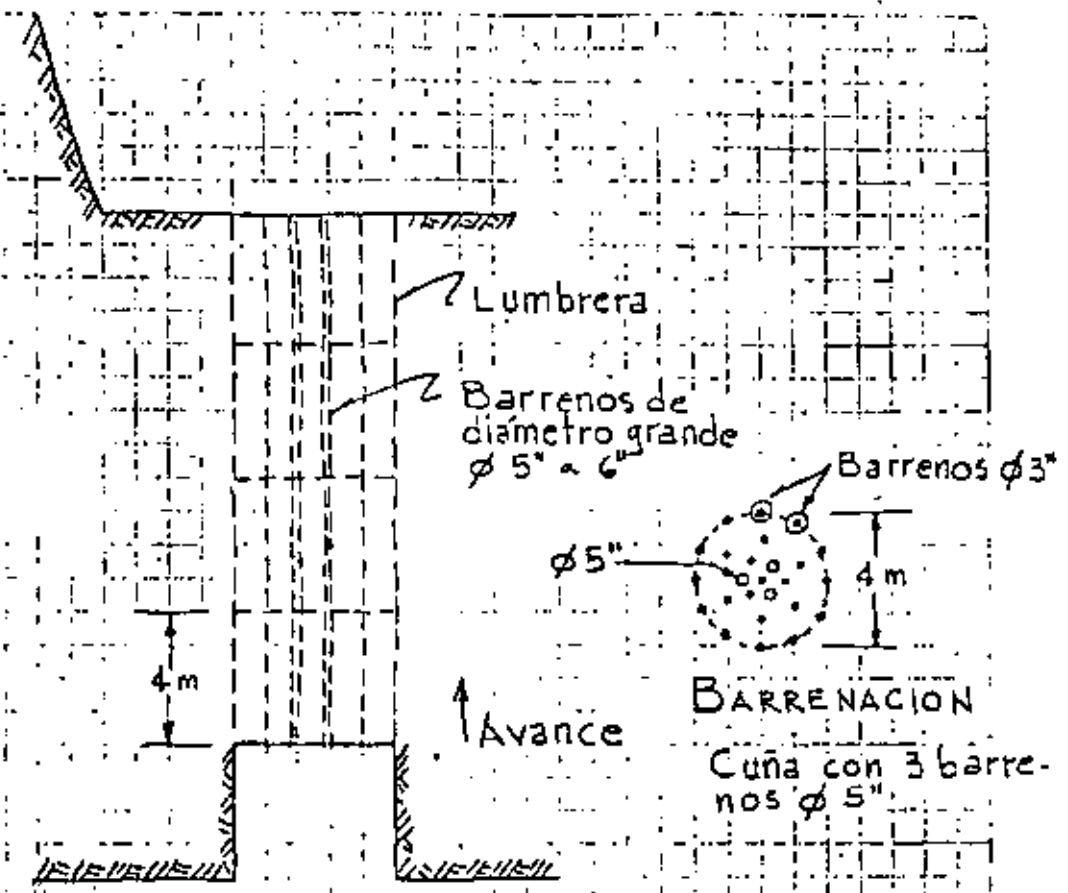


REZAGADO MANUAL



POZO INCLINADO CON EXCAVACION MECANIZADA

LUMBRERAS CON DETONACION HACIA ARRIBA



AVANCE VERTICAL HACIA ARRIBA



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

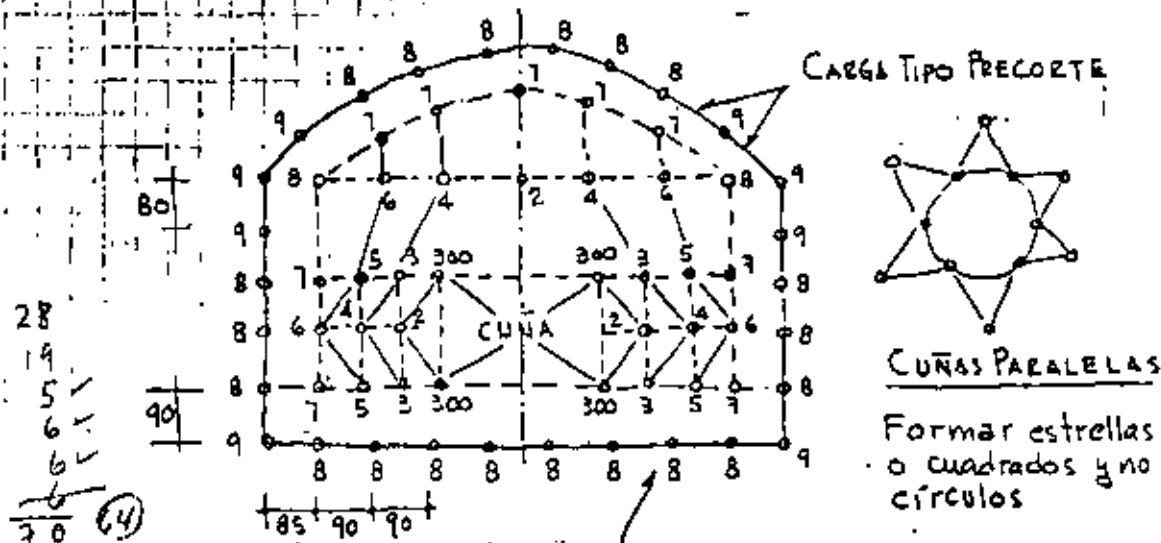
MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

EJEMPLO - VOLADURA EN TUNEL

RAUL CUELLAR

MAYO, 1984

EJEMPLO VOLADURA EN TUNEL

CALCULO

Ancho = 8m

Altura = 5.65m

Pared = 4.0m

Area = 40 m²

Ø 31mm = Serie II

Barreación = 3.20m

Avance = 0.9 x 3.20 = 2.90m

Explosivo: Gelatina extra 40%

Cuña: Paralela de 2 barras vacíos grandes

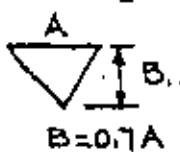
Barreación por picado = 10cm

Volumen por tronada = 40 x 2.9 = 116 m³Factor de barreación = $\frac{275}{116} = 2.37 \text{ m/m}^3$ Factor de carga F.C. = $\frac{131}{116} = 1.13 \text{ kg/m}^3$

Barreos de Piso: Bordo = 90cm.

$$B = \frac{Prof - 0.4m}{2}$$

$$B_{bor} = \frac{2.9 - 0.4}{2} = 1.25$$



Los barroes de piso se cargan completos
C.C. = 0.5 a 0.7 C.F.

Bordo real = $90 - \frac{0.10}{Picado} = 0.8$

Espaciamiento E = 1.1B

E = 1.1 x 0.8 = 0.88 → 0.90

Hay 9 espacios = 7 x 0.9 y 2 x 0.85

Long. barreación:

86 barroes x 3.2

L = 275.2

Barreos de pared $B = 0.80 - 0.10 = 0.70 \text{ m}$

Espaciamiento = $\frac{2.9 - 0.4}{2} = 1.25 \text{ mm para } E = 0.95 \text{ m.}$

Carga de fondo = 0.5 kg

Carga de columna = 0.9 kg

Barreos con salida horizontal

Carga de fondo = 1 kg

Carga de columna = 0.85 kg

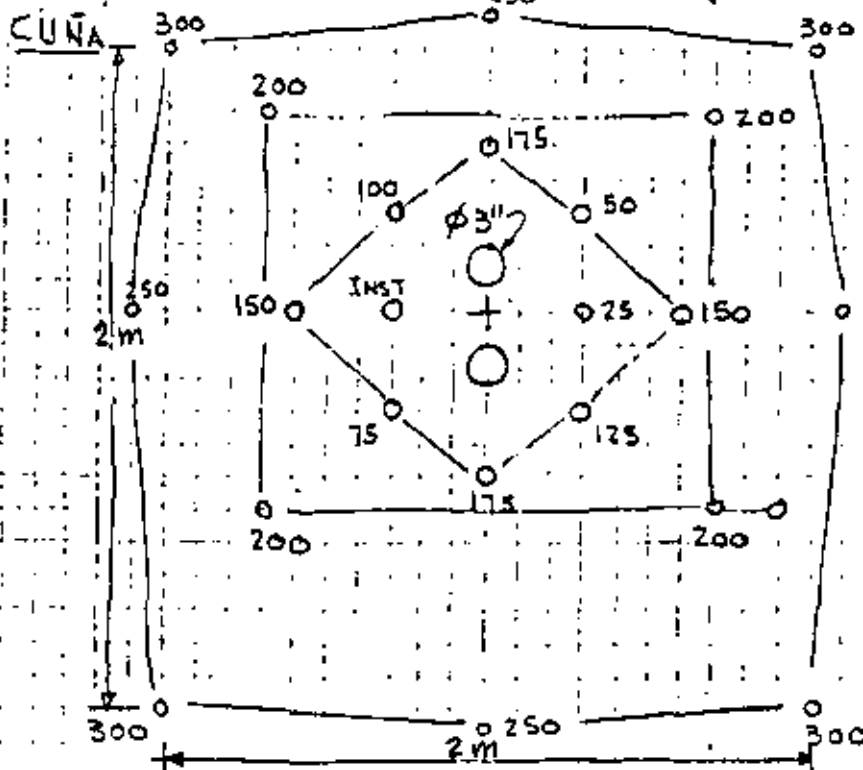
Barreos con salida hacia abajo

Bordo = 0.9 m c.f. = 0.90 kg

Espac = 1.1 m c.e. = 0.90 kg

Según Gustaffson:

Para una sección de 40 m^2 la carga específica = 1.2 kg/m^3



Los primeros 6 barr
concentración
c.c. 250gr/m
125 gr/carrucho

Los extremos se
acercan al resto
de barreos
c.e. = 0.5 kg
c.c. = 0.9 kg .



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA
Y A LA CONSTRUCCION**

BOMBEO EN TUNELES

RAIL CUELLAR

MAYO, 1984

BOMBEO EN TUNELES

Las condiciones y características del bombeo de agua en túneles es muy variable.

Dada la importancia que reviste el bombeo para evitar suspensiones de trabajo a causa de inundaciones a continuación presentamos algunos puntos de vista sobre el manejo del agua.

- Tener respaldo de bombas entre 300 y 400 %
- Personal especializado en instalación y mantenimiento.
- Suministro y protección eléctrica adecuado y/o suministro confiable de aire comprimido.

La bomba debera tener un F.S. = 1.5 para contrarrestar efectos de temperatura, humedad, desgaste y bajas de voltaje. Las pérdidas de carga por fricción son aproximadas al 20%.

BOMBAS USUALES :

Gasto de 2 a 10 lt/seg. con carga de 15m.	Bombas de turbina y/o de diafragma accionadas por aire comprimido. Sumergibles
Gasto de 2 a 10 lt/seg con cargas de 50 a 75m	Bombas de pistón, accionadas por bielas acopladas a motor eléctrico. Con pichanchar
Gasto de 25 a 100 lt/seg con cargas de 50 a 75 m	Bombas sumergibles de turbina acopladas a motor eléctrico estanco contra el agua.
Gasto de 100 a 1000 lt/seg con cargas de 50 a 100 m	Bombas sumergibles y/o de pozo profundo.

Potencia de una bomba $P = BQH$, $Q = m^3/seg$, $H = m$, $P = KW$

Si $Q = 80 lt/seg$ y $H = 80 m$; $P = 8 \times 0.8 \times 80 \times 1.2 = 61.44 Kw = 82 HP$

Utilizando un F.S. = 1.5 ; $P = 125 HP$

La cantidad de aire puede determinarse mediante la siguiente expresión, basada en los requerimientos de aire por kilogramo de combustible quemado en un metro cúbico de área de trabajo.

$$Q_e = \frac{P \times 0.27 \times Q_s \times k}{3600}, \text{ m}^3/\text{seg.}$$

en donde:

Q_e = cantidad de aire, $\text{m}^3/\text{seg.}$

P = potencia de máquinas, KW

0.27 = consumo específico, kg/kWh

Q_s = necesidad específica de aire, m^3/kg

recomendación $Q_s = 3000 \text{ m}^3/\text{kg}$ de combustible quemado, según datos de Kiruna.

k = factor de utilización

= 0.15 para operaciones de transporte

= 0.30 para carga y transporte

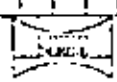
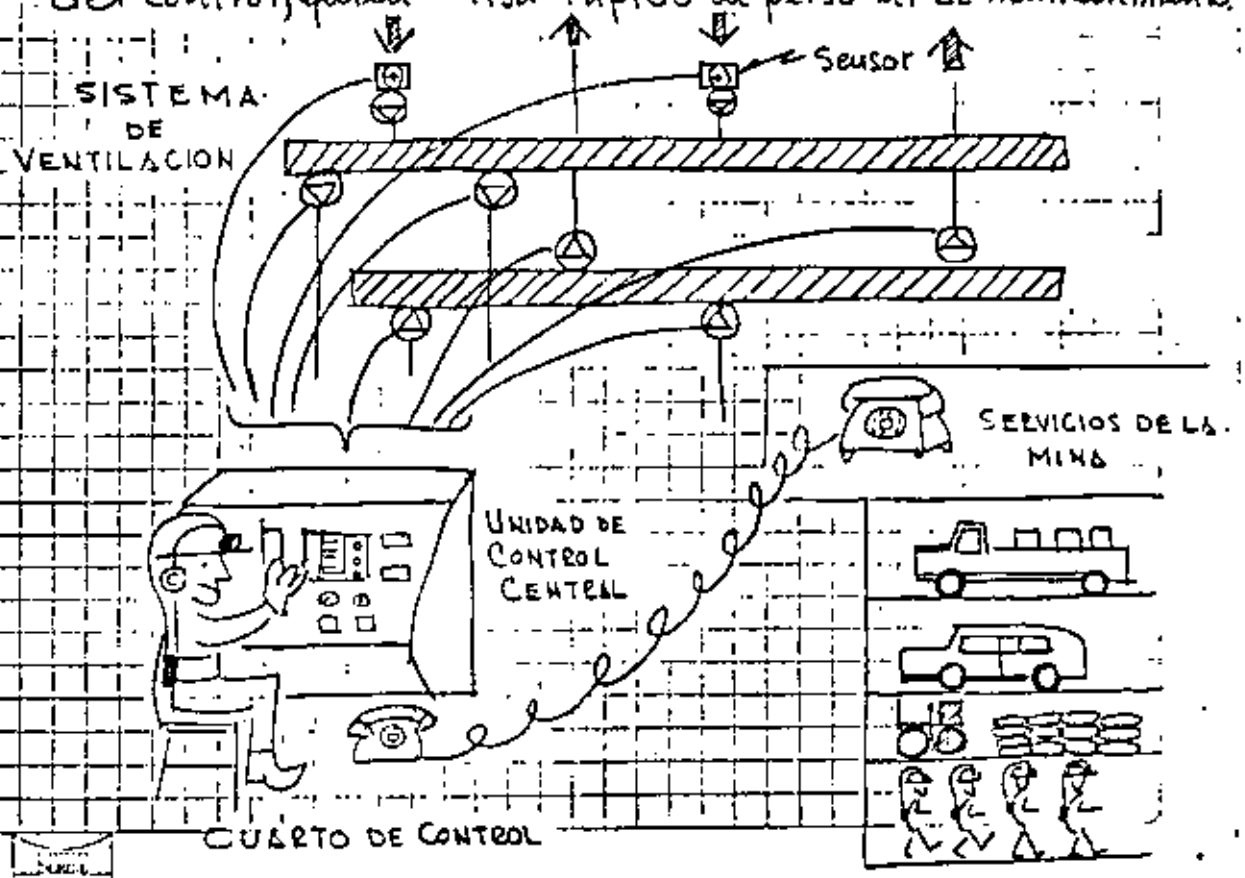
= 0.45 para carga

SISTEMA DE CONTROL

Para estar en mejor posición en el control de la operación del sistema de ventilación fundamentalmente para ahorrar dinero en energía deberá instalarse un sistema de control remoto.

Este sistema está basado sobre una cooperación muy cerrada entre un sistema de señales, un operador y un equipo de mantenimiento.

Si el sistema de ventilación llega a presentarse un defecto por ejemplo: la abertura de una puerta ocasionando fugas, o paro de ventiladores, o temperaturas muy altas, el control unitario manda una señal inmediata al operador del control, quien avisa rápido al personal de mantenimiento.



SELECCION DEL SISTEMA DE VENTILACION

Los arreglos de ventilación pueden hacerse en varias formas. El sistema más adecuado para cada caso dependerá de las condiciones particulares.

INYECCION DE AIRE.. consiste en soplar el aire a través de los ductos hasta los sitios de trabajo y hasta los frentes de excavación. Se obtiene buena ventilación en el frente, teniendo la desventaja que las fugas de aire pueden arrastrar el humo y los gases a todo lo largo del túnel.

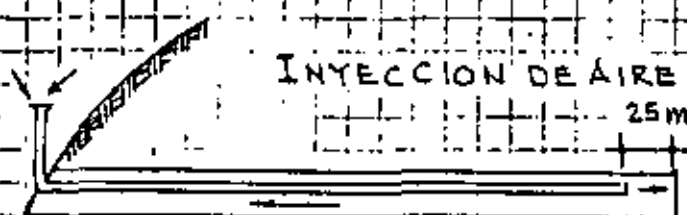
Los ductos de plástico son muy útiles en este caso ya que son fáciles de manejar y ocupan poco espacio.

EXTRACCION FORZADA.. consiste en lanzar los gases, polvo y humo a la atmósfera a través de un ducto metálico que llega hasta el frente. Para obtener una ventilación más eficiente conviene colocar un abanico auxiliar portátil en el piso del túnel junto al frente.

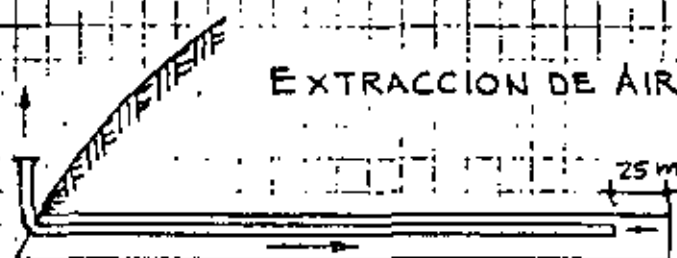
EXTRACCION E INYECCION ALTERNADAS.. da buenos resultados ya que el tiempo de extracción es suficientemente largo para asegurar que todos los gases han salido antes de invertir el sistema con soplado. El sistema implica el uso de ventiladores reversibles y ductos metálicos.

Los ductos deberán estar a 25m del frente para protegerlos de las voladuras. El ventilador auxiliar será de 30 a 70 % de la capacidad del ventilador principal.

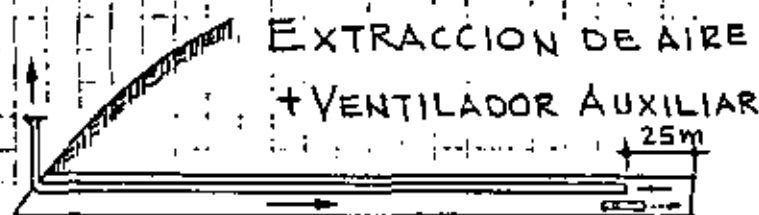
SISTEMAS DE VENTILACION



Simple, se tiene buen control sobre el trayecto del aire. Puede dispersar los gases a lo largo del túnel



No es muy adecuado. Se tiene pobre ventilación en el frente y en la entrada se produce frío durante el invierno.

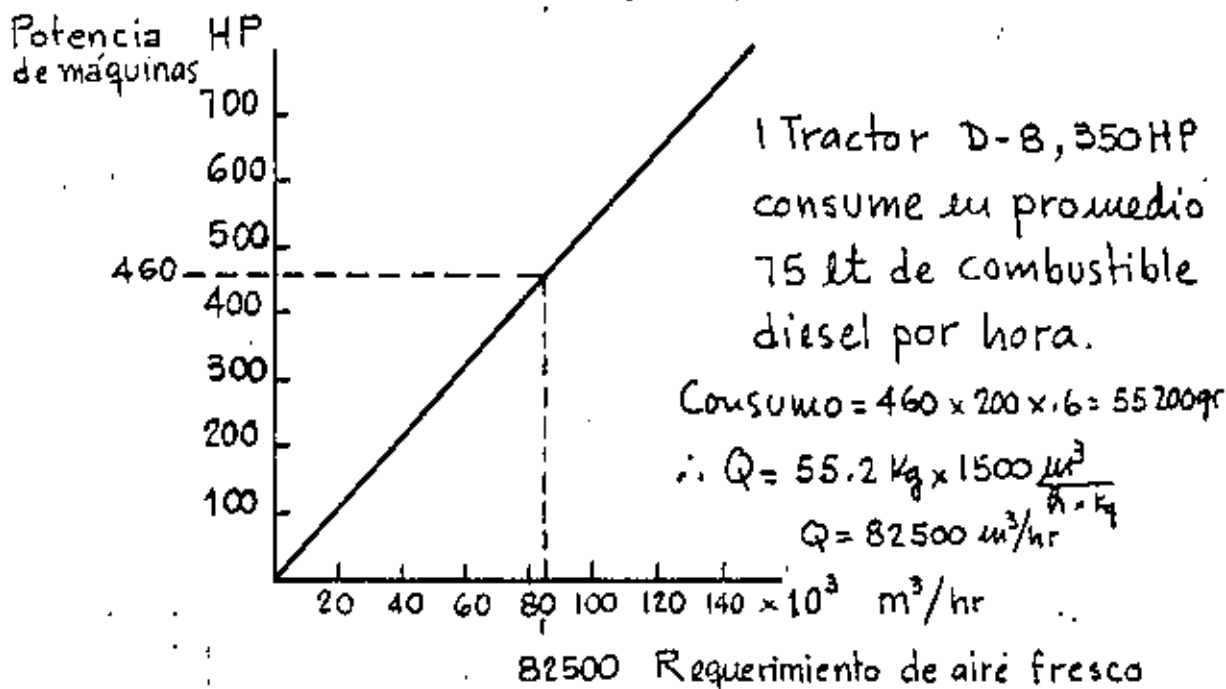


Se obtienen buenos resultados a o excepto que el enfriamiento en la entrada permanece

Los mejores resultados se obtienen inyectando aire durante la barreración y el rezagado con extracción inmediatamente después de la voladura.

CALCULO DEL ABASTECIMIENTO DE AIRE

Según el Cuerpo Nacional Sueco de Protección a los Trabajadores publicó en 1969 un método para calcular el abastecimiento de aire de ventilación. Para contrarrestar el efecto de los escapes de gas quemado, deberá abastecerse $1500 \text{ m}^3/\text{hr}$ por Kg de combustible quemado considerando un consumo de diesel de $200 \text{ gr}/\text{HP}/\text{hr}$.



La gráfica esta basada sobre un promedio de 60% sobre los $200 \text{ gr}/\text{HP}/\text{h}$ de consumo de combustible y $1500 \text{ m}^3/\text{hr}$ por kilogramo de combustible quemado.

Ejemplo: Si tenemos 136 HP en cargadores de llantas y 230 HP en tractores y 150 HP en camiones; estos últimos sobre 40' hora.
 tenemos: Total HP = $136 + 230 + 150 \frac{40}{60} = 460 \text{ HP}$; el aire requerido es: $Q = 82500 \text{ m}^3/\text{h} = 23.7 \text{ m}^3/\text{seg.} \approx 50000 \text{ p.c.m.}$

VENTILACION DE GASES POR EXPLOSIVOS

Los valores siguientes se utilizan en Suecia para el cálculo general de requerimiento de aire para la ventilación de gases:

$$q = \frac{A}{t} (L + 120) \text{ m}^3/\text{min}$$

en donde:

A = área del túnel m^2

t = periodo de ventilación en minutos.

L = longitud del ducto o del túnel.

q = flujo de aire fresco inyectado.

$$q = 180 \frac{A}{t} \text{ m}^3/\text{min} \text{ para extracción de aire}$$

$$\text{y } \frac{2}{3} q \text{ m}^3/\text{min} \text{ para el abanico auxiliar}$$

Ejemplo: Para un túnel de 1200 m de largo con 16 m^2 de área con un tiempo de ventilación de 30', se requiere un gasto $q = \frac{16}{30} (1200 + 120)$

$$\therefore q = 704 \text{ m}^3/\text{min} = 11.7 \text{ m}^3/\text{seg. de aire inyectado}$$

Para extracción de aire: = 24500 p.c.m.

$$q = 180 \times \frac{16}{30} = 96 \text{ m}^3/\text{min} = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg}$$

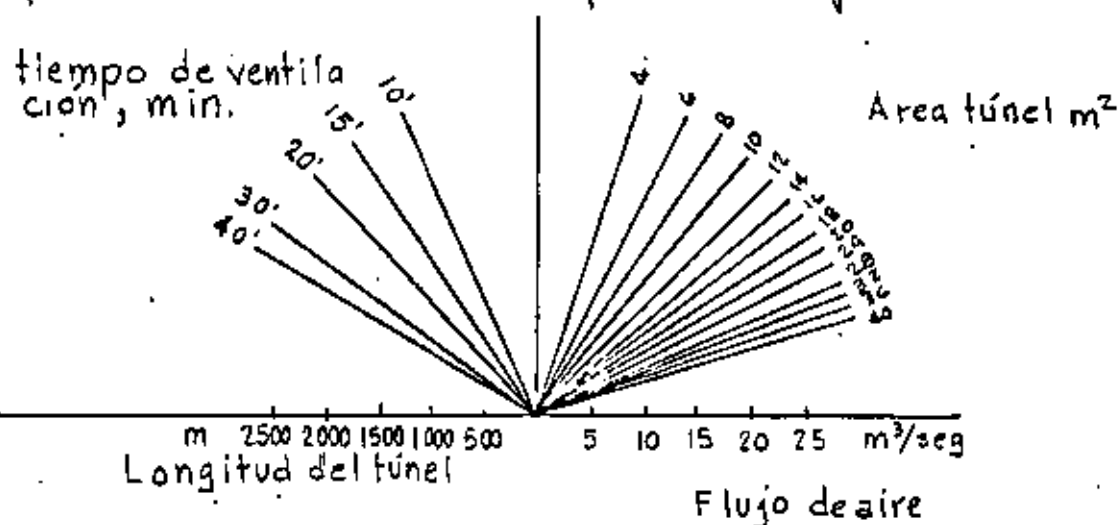
$$+ \text{abanico auxiliar} = \frac{2}{3} \times 1.6 = 1.06 \text{ m}^3/\text{seg}$$

La extracción es aproximadamente 20% de la inyección

VENTILACION DE GASES POR EXPLOSIVOS EN TUNELES

La expresión $q = \frac{A}{t} (L+120) \text{ m}^3/\text{min}$, en donde

A = área del túnel en m^2 ; L = longitud del ducto en metros y t = tiempo programado de ventilación. se presenta en el nomograma siguiente



Durante la barrenación el flujo de aire deberá ser por lo menos igual al aire consumido por las perforadoras para alcanzar la disolución del aire aceitoso.

La ventilación prevista para la construcción generalmente es suficiente para el arranque de otras actividades como soldadura, pintura, calentamiento, etc.

La velocidad del aire fresco debe variar entre 12 y 18 m/seg .

USO DE EXPLOSIVOS EN ROCA.

ANTECEDENTES

El uso de los explosivos es más una técnica que una ciencia. Hasta ahora el método más económico para fragmentar la roca es mediante el uso de explosivos.

La teoría está soportada por la práctica de tal manera que el diseño de voladuras se realiza más por la relación entre parámetros que mediante fórmulas teóricas por ejemplo: la relación entre el diámetro y el bordo. Es necesario comprender como trabaja el explosivo en la roca, para lo cual se requiere del conocimiento de las propiedades de los dos elementos, la roca y los explosivos.

En relación a la roca se puede decir lo siguiente:

- Calidad. - Tenemos una gran variedad en la calidad de los macizos rocosos en función de su estructura, y resistencia (caracterización del macizo rocoso). Este término de calidad involucra muchas propiedades del macizo rocoso p. ej. - velocidad de transmisión de ondas de compresión P, resistencia en compresión simple, densidad, dureza, anisotropía, homogeneidad, flujo de agua, temperatura y estado de esfuerzos interno son algunas de las propiedades más importantes de las rocas para su utilización en el diseño de voladuras.

Mecanismo de fragmentación :

En todos los tipos de roca tenemos que la resistencia en compresión simple es mucho mayor que la resistencia en tensión, cortante o flexión. (Del orden de 10 veces para tensión y cortante y 4.5 veces para flexión)

De acuerdo con lo anterior los mecanismos de fragmentación están diseñados para romper la roca por tensión, corte y flexión más que por compresión.

Cuando existe una cara libre se produce el fenómeno de reflexión y refracción de las ondas de choque de compresión o primarias P creándose vibraciones de alta frecuencia (150 a 200 c.p.s.) que dan lugar a impactos de tensión intermitentes por razón de la fuerza centrífuga hasta que estas fuerzas de inercia vencen la resistencia a la tensión de la roca y entonces se produce el desprendimiento de fragmentos de roca a partir de la periferie hacia el centro.

Por otro lado, las fracturas de tensión en el cilindro de pared gruesa avanzan y los gases penetran en ellas produciendo el desplazamiento de los fragmentos de roca.

También se produce un efecto combinado, semejante a una viga con un apoyo empotrado y otro libre bajo la carga de presión producida por el explosivo.

En relación al explosivo se tiene que la generación de la explosión o voladura ocurre por oxidación o reducción de combustible a alta presión.

Durante esta reacción se producen temperaturas de 5000°C y gases a presiones muy altas que varían entre 15 000 y 150 000 Kg/cm^2 .

Esta presión se produce súbitamente en forma de impacto, propagándose las ondas de choque a velocidades entre 2000 y 7000 m/seg .

El trabajo realizado por 1 Kg de TOVEX es de 580 $\text{ton}\cdot\text{m}/\text{seg}$ o sea que puede levantar 1 ton a una altura de 580m en un segundo, equivalente a 5800 KW . y 100 Kg a 580 000 KW .

INGREDIENTES Y COMPOSICION DE LOS EXPLOSIVOS

La mayor parte de los explosivos comerciales son mezclas de compuestos que contienen 4 elementos básicos: Carbono, Hidrogeno, Nitrogeno y oxígeno.

Otros compuestos con elementos tales como: sodio, aluminio y calcio se incluyen para producir ciertos efectos deseados.

Como regla general estos componentes debendrar un balance de oxígeno correcto.

Esto significa que durante la reacción todo el oxígeno disponible en la mezcla reaccione solamente para formar vapor de agua (H_2O) y que con el carbón reaccione para formar únicamente dióxido de carbono (CO_2) en forma de gas y el nitrógeno quede libre formando solo gas nitrógeno (N_2).

Cuando hay otros elementos además de los cuatro básicos p.ej. sodio, deberá incluirse suficiente oxígeno adicional para lograr una combinación balanceada.

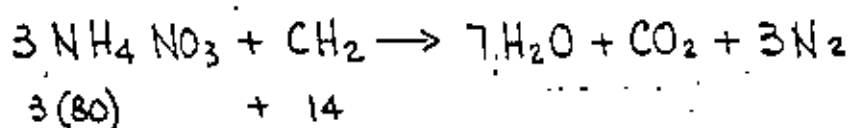
Cuando hay exceso de oxígeno disponible se producen gases altamente venenosos como los gases nitrosos NO ó NO_2 . (óxidos de nitrógeno). Estos gases son fácilmente detectables por su olor y color café-rojizo.

Por otro lado, si estamos en defecto de oxígeno se forma el mortal gas monóxido de carbono (CO) el cual desafortunadamente no es detectado por olor ni color.

Además de la formación de gases venenosos por exceso o de suficiencia de oxígeno se produce una disminución de temperatura con una consecuente reducción en la presión de los gases producidos.

Para ilustrar los efectos del balance de oxígeno en el AN-FO (nitrato de amonio - aceite combustible) como agente explosivo tenemos:

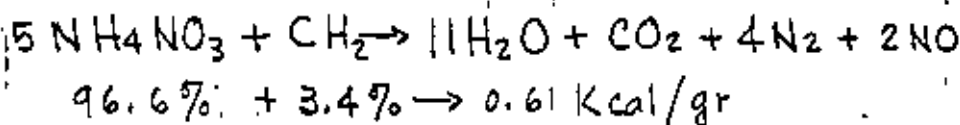
i. Oxígeno balanceado:



$$\frac{240}{254} = 94.5\% \quad ; \quad \frac{14}{254} = 5.5\% \Rightarrow 0.94 \text{ K cal/gr}$$

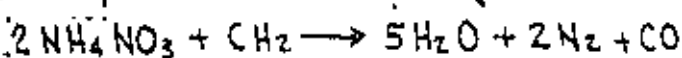
Nitrato de amonio + Aceite combustible (diesel)

2. Oxígeno en exceso : (positivo)



Además de que se produce menor temperatura y presión se produce gas nitroso (NO) que es un gas venenoso.

3. Oxígeno deficiente: (negativo)

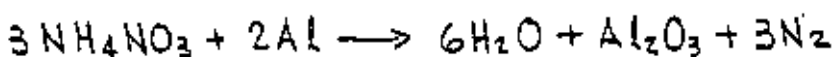


$$92\% \quad 8\% \rightarrow 0.82 \text{ Kcal/gr}$$

Se tiene mejor temperatura y presión y se produce monóxido de carbono (CO) que es mortal.

La reacción química más eficiente para el ANFO es 94% de nitrato de amonio y 6% de aceite combustible diesel.

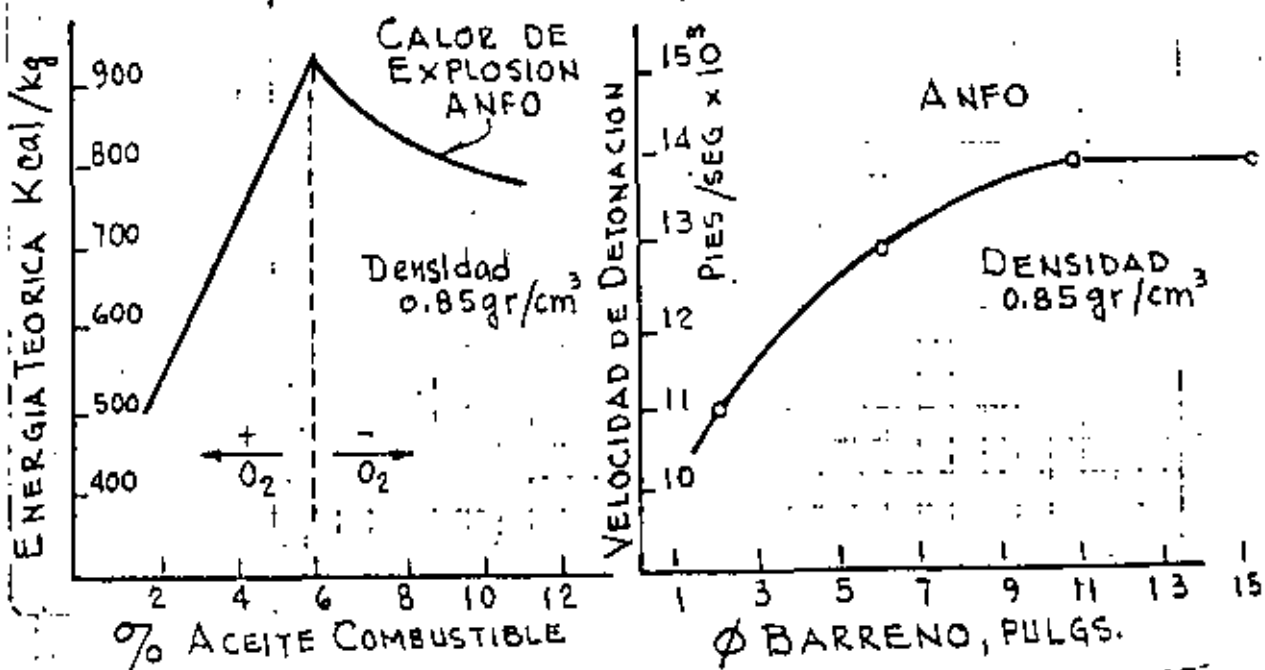
Se pueden producir otros agentes explosivos más potentes p.ej. utilizando aluminio:



$$240 \quad 2(27)$$

$$81.5\% \quad 18.5\% \rightarrow 1.55 \text{ Kcal/gr}$$

La desventaja de este compuesto para uso comercial es su alto costo. Se usa solo para explosivos militares.



CLASIFICACION DE LOS EXPLOSIVOS.

Los ingredientes usados en la fabricación de explosivos se definen como: explosivos bases, oxidantes, antiácidos y absorbentes.

Un explosivo base es un sólido o líquido que bajo la acción de suficiente calor o impacto se transforma en un producto gaseoso con acompañamiento de energía calorífica.

Los combustibles y oxidantes se agregan para lograr el balance del oxígeno.

Un antiácido se agrega para incrementar la estabilidad en almacenaje y un absorbente se agrega para absorber o proteger los explosivos bases.

Un agente explosivo es cualquier material o mezcla compuesto por un combustible y un oxidante de tal modo que ninguno de sus ingredientes sea explosivo base.

En este caso la mezcla ANFO no puede ser detonado por un estopín N° 8 que contiene 2 gr de una mezcla de

80% de fulminato de mercurio y 20% de clorato de potasio. El ANFO tiene baja resistencia al agua y es defla-

La adición de un ingrediente explosivo como el TNT cambia la clasificación de la mezcla de agente explosivo a explosivo.

Los agentes explosivos pueden ser clasificados como - agentes explosivos secos - o - agentes explosivos "sturry". El ANFO (agente explosivo seco) se inició en 1950

Hidrogeles.

Los hidrogeles son los explosivos más recientemente desarrollados y actualmente son los más utilizados. Se fabrican en formulaciones tanto de agentes explosivos como de explosivos.

Contienen alta proporción de nitrato de amonio parte del cual está en solución acuosa y dependiendo del resto de los ingredientes puede ser clasificado como agente explosivo o explosivo.

Los agentes explosivos contienen ingredientes no sensibilizadores como aceite combustible, carbón, azufre o aluminio. y no constituyen cápsulas-sensitivas, mientras que los explosivos hidrogeles si contienen ingredientes como TNT que los transforma en cápsulas-sensitivas, el TNT solo es una cápsula-sensitiva.

Las mezclas del nitrato de amonio y los aceites o los sensibilizadores se espesan o gelatifican con gomas para proporcionar resistencia al agua.

Los hidrogeles son más seguros y no detonan al barrerlos sobre ellos, lo cual no sucede con las gelatinas.

Dinamita pura

La dinamita pura esta compuesta por: Nitroglicirina (NG) y Silice (SiO_2) en proporción 50% (NG) y 50% (SiO_2) hasta 25% (NG) y 75% (SiO_2). Normalmente se fabrica en 20 a 60% (NG) y 40 a 80% (NS) + C donde NS = Nitrostarch.

TABLA I.. INGREDIENTES USADOS EN LOS EXPLOSIVOS

INGREDIENTE	FORMULA	FUNCION
Nitroglicerina (NG)	$C_3H_5(NO_3)_3$	Explosivo base
Trinitrotolueno (TNT)	$C_6H_2CH_3(NO_2)_3$	Idem
Dinitrotolueno (DNT)	$C_6H_4N_2O_4H_6$	Idem
Glicol de etileno dinitrato (EGDN)	$C_2H_4(NO_3)_2$	Idem, anticongelante
Nitrocelulosa	$C_6H_7(NO_3)_3O_2$	Idem, gelatizante
Nitrato de amonio (NA)	NH_4NO_3	Idem + oxidante
Clorato de potasio	$KClO_3$	Idem + oxidante
Perclorato de potasio	$KClO_4$	Idem + oxidante
Nitrato de sodio (SN)	$NaNO_3$	Oxidante, reduce congelación
Nitrato de potasio	KNO_3	Oxidante
Pulpa de madera	$C_6H_{10}O_5$	Absorbente, combustible
Aceite combustible	CH_2	Combustible
Parafina	CH_2	Idem
Aceite para lámpara	C	Idem
Gis	$CaCO_3$	Antiácido-estabilizador
Oxido de zinc	ZnO	Idem
Aluminio (metal)	Al	Catalizador
Magnesio (metal)	Mg	Catalizador
Kieselgur	SiO_2	Absorbente anti-cake diatomeas o infusorios
Oxígeno líquido	O_2	Oxidante
Azufre	S	Combustible
Sal	$NaCl$	Antiinflamante
Compuestos orgánicos nitrosos.		Explosivo base, sensibilizadores, anticake.

TABLA 2.- ENERGIA CALORIFICA (Q) PARA ALCUNOS EXPLOSIVOS

EXPLOSIVO	DENSIDAD	Q (cal/gr)
Nitroglicerina (NG)	1.6	1420
PETN	1.6	1400
Pentaeritritetetrinitrato		
RDX	1.6	1320
Compuesto B	1.6	1140
Tetrit	1.6	1010
NG, Gelatina 40%	1.5	820
Slurry (TNT-AN-H ₂ O) 20-65-15	1.5	770
NG, Gelatina 100%	1.4	1400
NG, Gelatina 75%	1.4	1150
AN, Gelatina 75%	1.4	990
NG, dinamita 40%	1.4	930
AN, gelatina 40%	1.4	800
NG, dinamita 60%	1.3	990
PETN	1.2	1200
Semigelatina	1.2	940
Dinamita extra 60%	1.2	880
Amatol, 50/50	1.1	890
RDX	1.0	1280
DNT	1.0	960
TNT-AN (50-50)	1.0	900
TNT	1.0	870
ANFO (94-6)	0.9	890
AN	0.8	350

Pólvora negra .- Es el explosivo comercial más antiguo. Originalmente era una mezcla de nitrato de potasio, carbón vegetal y azufre, ahora se usa nitrato de sodio en lugar del nitrato de potasio.

Composición:

Nitrato de potasio	75 %
Carbón vegetal	15 %
Azufre	10 %

Cuando se usa nitrato de sodio se disminuye un poco su porcentaje aumentando el carbón y el azufre

Tiene propiedades indeseables para su uso razón por la que ha sido sustituida.

Es extremadamente sensible al deflagarse o quemarse, explotando a baja velocidad (1300 pies/seg)

Se usa en forma limitada: en rocas blandas en canteras

VELOCIDAD DE DETONACION

La propiedad sola más importante a considerar al evaluar la potencia de un explosivo es su velocidad sónica y puede ser confinada o no confinada.

La velocidad de detonación confinada es una medida de la velocidad con que viaja las ondas de compresión a través de una columna de explosivo dentro de un barrero u otro espacio confinado mientras que la velocidad no confinada se obtiene cuando se detona el explosivo a cielo abierto.

Como los explosivos se usan con cierto grado de confinamiento es más significativa la velocidad confinada.

La velocidad de detonación confinada en los explosivos comerciales varía entre 5000 y 25000 pies/seg.

Las velocidades no confinadas son del orden de 70 a 80% de la velocidad confinada.

PRESION DE DETONACION

La presión de detonación es una función de la velocidad de detonación y de la densidad del explosivo.

Usualmente no se menciona como una propiedad pero es muy importante en la selección del explosivo. Cuando

se tiene una cara libre se producen esfuerzos por impulso que son reflejados en la roca y son parte importante del mecanismo de rotura o de fragmentación.

PRESION DE DETONACION --- Continuation

La relación entre la velocidad de detonación, la densidad y la presión de detonación es compleja.

La siguiente expresión es una de las aproximaciones obtenidas:

$$P = \frac{4.18 \times 10^{-7} D C^2}{1 + 0.8 D}$$

en donde: P = presión de detonación en, kbar

$$1 \text{ kbar} = 14\,504 \text{ lb/pulg}^2$$

D = densidad

C = velocidad de detonación en pies/seg

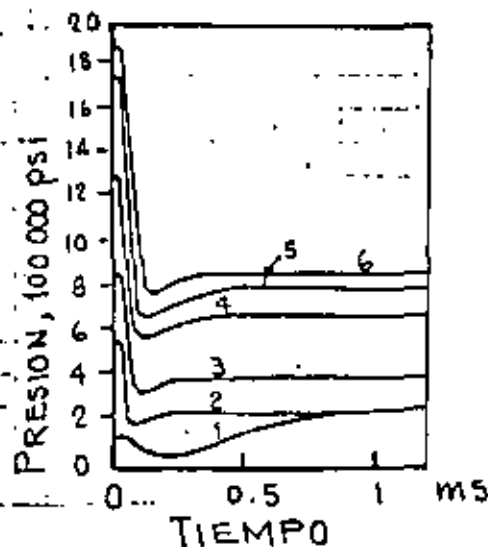
Hay que distinguir entre presión de detonación y presión de ignición o de explosión.

La presión de ignición o explosión es la que produce el choque o impacto y tiene un valor del doble de la presión de detonación. Esta presión de choque o ignición se caracteriza por una onda muy puntiaguda frente a la cual toda la materia

es ionizada y pulverizada

- 1.. ANFO-94/6 Granulado
- 2.. ANFO-94/6 Fino
- 3.. AN-Dinamita 60%
- 4.. NG-Dinamita 60%
- 5.. TNT-AN-H₂O-20/65/15
- 6.. AN-GELATINA, 75%

VALORES DE PRESION CALCULADA
CONFINAMIENTO PERFECTO



CALIDAD DE GASES

La detonación ideal de los explosivos comerciales deben producir vapor de agua, bióxido de carbono y nitrógeno. Sin embargo gases venenosos como el monóxido de carbono y óxidos de nitrógeno (gases nitrosos) se forman muchas veces. En excavaciones a cielo abierto los gases venenosos no son importantes, por lo contrario en excavaciones subterráneas hay que tener cuidado con ellos.

CRITERIOS PARA SELECCION DE UN EXPLOSIVO

Para cada sitio habrá un explosivo que proporcione los mejores resultados.

La selección del tipo más adecuado está en función de las propiedades geomecánicas de la roca como son: estructura, dureza, densidad, resistencia, humedad, ventilación, etc. y de la fragmentación obtenida, altura y proyección del banco. En rocas duras y densas como la Tacanita y los Gravitos un explosivo de alta velocidad tendrá buenos resultados sin embargo posiblemente el ANFO también diera buen resultado y es más económico.

En rocas blandas deben usarse explosivos de bajas velocidades. ejemplo: Caliches y basaltos vesiculares.

En general la velocidad de detonación debe ser igual a la velocidad sónica del macizo rocoso. (velocidad de las ondas P de compresión o primarias)

PROPIEDADES DE DINAMITAS PURAS
DE NITROGLICERINA

PORCIENTO EN PESO	DENSIDAD	VELOCIDAD CONFINADA pies/seg	RESISTENCIA DEL AGUA	CALIDAD DE GASES
60	1.3	19,000	Buena	Pobre
50	1.4	17,000	Regular	Pobre
40	1.4	14,000	Regular	Pobre
30	1.4	11,000	Pobre	Pobre
20	1.4	9,000	Pobre	Pobre

COMPOSICION DE LAS DINAMITAS PURAS
DE NITROGLICERINA

COMPONENTES	PORCENTAJE EN PESO				
	20	30	40	50	60
NITROGLICERINA	20.2	29.0	39.0	49.0	56.8
NITRATO DE SODIO	59.3	53.3	45.5	34.4	22.6
ACEITE VEGETAL	15.4	13.7	13.8	14.6	18.2
AZUPRE	2.9	2.0	-	-	-
ANTIACIDO	1.3	1.0	.8	1.1	1.2
HUMEDAD	.9	1.0	.9	.9	1.2

PROPIEDADES DE DINAMITAS DE AMONIO
DE ALTA DENSIDAD

PORCIENTO EN PESO	DENSIDAD	VELOCIDAD CONFINADA pies/seg	RESISTENCIA DEL AGUA	CALIDAD DE GASES
60	1.3	12,500	Regular	Buena
50	1.3	11,500	Regular	Buena
40	1.3	10,500	Regular	Buena
30	1.3	9,000	Regular	Buena
20	1.3	8,000	Regular	Buena

COMPOSICION DE LAS DINAMITAS DE AMONIO
DE ALTA DENSIDAD

COMPONENTES	PORCENTAJE EN PESO				
	20	30	40	50	60
NITROGLICERINA	12.0	12.6	16.5	16.7	22.5
NITRATO DE SODIO	57.3	46.2	37.5	25.1	15.2
NITRATO DE AMONIO	11.8	25.1	31.4	43.1	50.3
ACEITE VEGETAL	10.2	8.8	9.2	10.0	8.6
AZÚCARE	6.7	5.4	3.6	3.4	1.6
ANTIACIDO	1.2	1.1	1.1	.8	1.1
HUMEDAD	.8	.8	.7	.9	.7



TOVEX® 100

(HIDROGEL EN DIÁMETRO CHICO)

propiedades y especificaciones

ToVex 100 es un hidrogel (explosivo licuado) de diámetro pequeño, sensible al fulminante, diseñado para usos tanto subterráneo (excepto minas de carbón) como a cielo abierto en barrenos desde 25 mm (1") hasta 50 mm (2") de diámetro. Excelente para plasteos y moneos.

COMPORTAMIENTO: Adecuada densidad, velocidad y alta energía.

CUENTA DE CARTUCHOS:

Los cartuchos son de 203 mm (8") de longitud. Optativamente pueden ordenarse también en 305 y 406 mm (12" y 16"). Se empacan en cajas de cartón de alta resistencia con 25 kgs. netos.



Cebando un cartucho de TOVEX



Cargando en una operación subterránea



TOVEX® 700

(HIDROGEL ENCARTUCHADO)

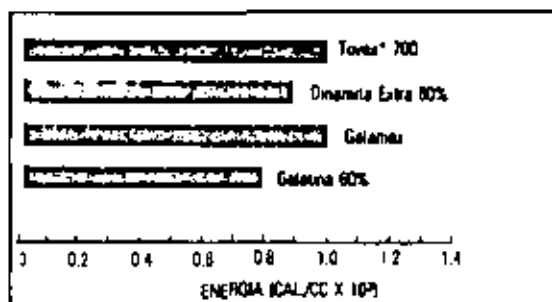
TOVEX-700 es un hidrogel (explosivo licuado) sensible al fulminante. Su diseño está particularmente dirigido para los diámetros de barrenación intermedios desde 50 mm (2") hasta 150 mm (6"). De gran versatilidad, tiene las características y propiedades

requeridas para todo tipo de voladuras de roca y mineral de dura a mediana dureza en minas subterráneas, tajos abiertos, canteras y construcción en general. Muy eficaz en plasteos, con superior plasticidad, consistencia y adherencia.

propiedades y especificaciones

Densidad: 1.18 gms./c.c.

Energía:



Velocidad: 4800 m/seg (15750 p/seg)

Gases Tóxicos: Mínimos (Clase 1)

Resistencia al Agua: Excelente

Cuenta de Cartuchos:

Diám. del Cartucho mm.	plgs.	Núm de Cartuchos por caja de 25 Kgs.
44	1 3/4	32
50	2	24
64	2 1/2	17
76	3	11

La longitud de los cartuchos es de 406 mm (16 plgs.)

requisitos de cebado:

Un fulminante ordinario No. 6 (Una vuelta y un nudo de Primacord* Reforzada de 50 granos, equivalen para el caso con este producto a un fulminante No. 6)

almacenamiento y transporte:

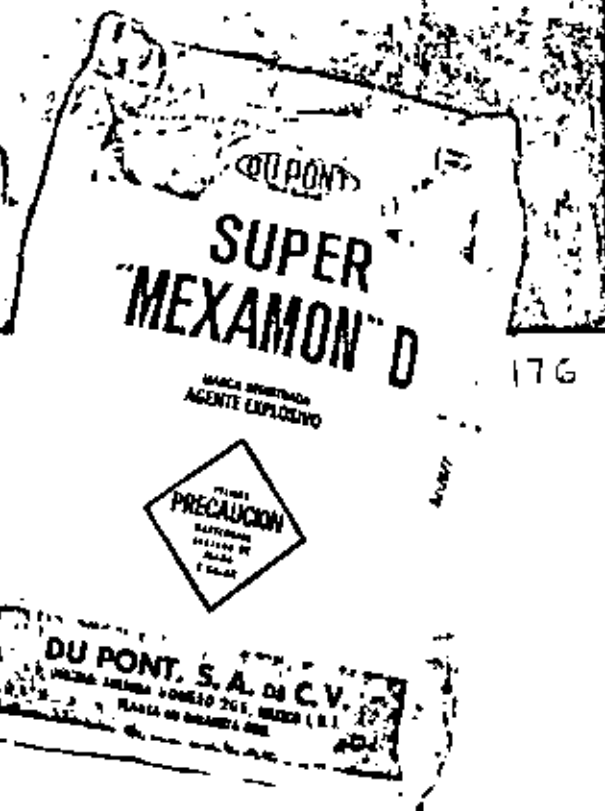
TOVEX* 700 es compatible con los altos explosivos (dinamitas y agentes explosivos). Es incompatible con los accesorios detonadores (fulminantes, estopines, etc.) En condiciones adecuadas de almacenamiento, polvorines secos, frescos y bien ventilados, puede conservarse durante 1 año.

USO:

TOVEX* 700 es sensible al fulminante. Para iniciarse no necesita ser cebado. Es un extraordinario producto como carga de fondo, carga de columna, como cebo iniciador de otros explosivos o agentes explosivos y como explosivo para plasteos.



SUPER MEXAMON D



Super Mexamon* D reúne las características principales de los Agentes Explosivos: seguridad, economía y la eliminación de los malestares físicos producidos por las Dinamitas. Conjunta las propiedades principales de trabajo de los altos explosivos potencia y velocidad, pero con dos ventajas: baja densidad, que permite ahorros substanciales y resultados superiores, al hacer posible la mejor distribución de la carga explosiva en el barreno. Además, un mínimo de gases tóxicos que lo hace indicado para uso subterráneo.

PROPIEDADES

Potencia: equivalente a Dinamita Extra 65%
Densidad vaciado en el barreno: 0.65 gms./c.c.
Densidad soplado neumáticamente: 0.75 gms./c.c. (a 4.20 Kg./cm² ó 60 lbs./pulg.²)
Velocidad: 3,800 mts./seg. (12,500 pies/seg.) aprox.

USOS

Super Mexamon* D proporciona buena fragmentación en roca de mediana dureza. Super Mexamon* D está diseñado para uso en minas bajo tierra. Fluye perfectamente con cargadores neumáticos y se compacta perfectamente aún en barrenaciones de contra-pozo. Super Mexamon* D es del todo recomendable para ser empleado a cielo abierto. Fluye con toda facilidad en barrenos inclinados.

VENTAJAS

1. Versatilidad: Super Mexamon* D puede usarse tanto en minas bajo tierra como en operaciones a cielo abierto.

2. Potencia: La velocidad de Super Mexamon* D y la energía que desarrolla por su gran volumen de gases de expansión lo equiparan en potencia a la Dinamita Extra 65%.

3. Distribución de la carga: Super Mexamon* D por su baja densidad permite la mejor distribución del explosivo en el barreno y en consecuencia, una mejor fragmentación.

4. No requiere mezclas adicionales: Super Mexamon* D es un Agente Explosivo cuidadosamente formulado e integralmente elaborado, listo para cargarse directamente de la bolsa, tal como se empaqueta. Resultado: economía, no hay desperdicio.

5. Sensibilidad: Super Mexamon* D ha demostrado ser más sensible a la onda de detonación que cualquier mezcla de Nitrato de Amonio y Aceite Diesel o combustible.

6. No es aceitosa: Super Mexamon* D por su elaboración integral, ofrece las máximas comodidades al usuario. Está libre de migraciones y evaporaciones.

7. Resultados reproducibles: Con Super Mexamon* D los resultados obtenibles, voladura tras voladura, son constantes y reproducibles siempre y cuando se cebe apropiadamente. Los resultados constantes no son posibles en las mezclas de Nitrato de Amonio a fertilizantes con combustibles, debido a las tantas variantes que intervienen en su preparación.

8. Seguridad: Super Mexamon* D no contiene nitroglicerina.

9. Economías: Super Mexamon* D puede en muchos casos sustituir ventajosamente a los otros explosivos, más altos en precio.

ACCESORIOSCápsulas de detonación o estopines.

Los estopines eléctricos son los accesorios más utilizados para iniciar o detonar los explosivos potentes. La cápsula puede insertarse directamente en el cartucho o sujetarse fuertemente al cordón detonante.

Una cápsula eléctrica consiste de dos alambres aislados insertados en una cápsula de metal que están conectados por un delgado filamento de alambre que forma un puente. Este alambre de puente a veces se pinta con una mezcla de fósforo que produce flama como los cerillos.

Cuando se le aplica la corriente eléctrica a los alambres el filamento de puente se calienta e inicia una carga instantáneamente de un explosivo altamente sensible al calor. La explosión del alambre detona una primera carga la cual a su vez detona una carga de un explosivo potente en el fondo de la cápsula tal como PETN ó RDX.

Esta carga de fondo tiene potencia suficiente para detonar una cápsula-explosiva sensitiva o cebo (primer) o bien un cordón detonante.

En las cápsulas eléctricas de retardos, un elemento retardante de explosivo en polvo se deposita entre filamento de puente y la carga potente del fondo.

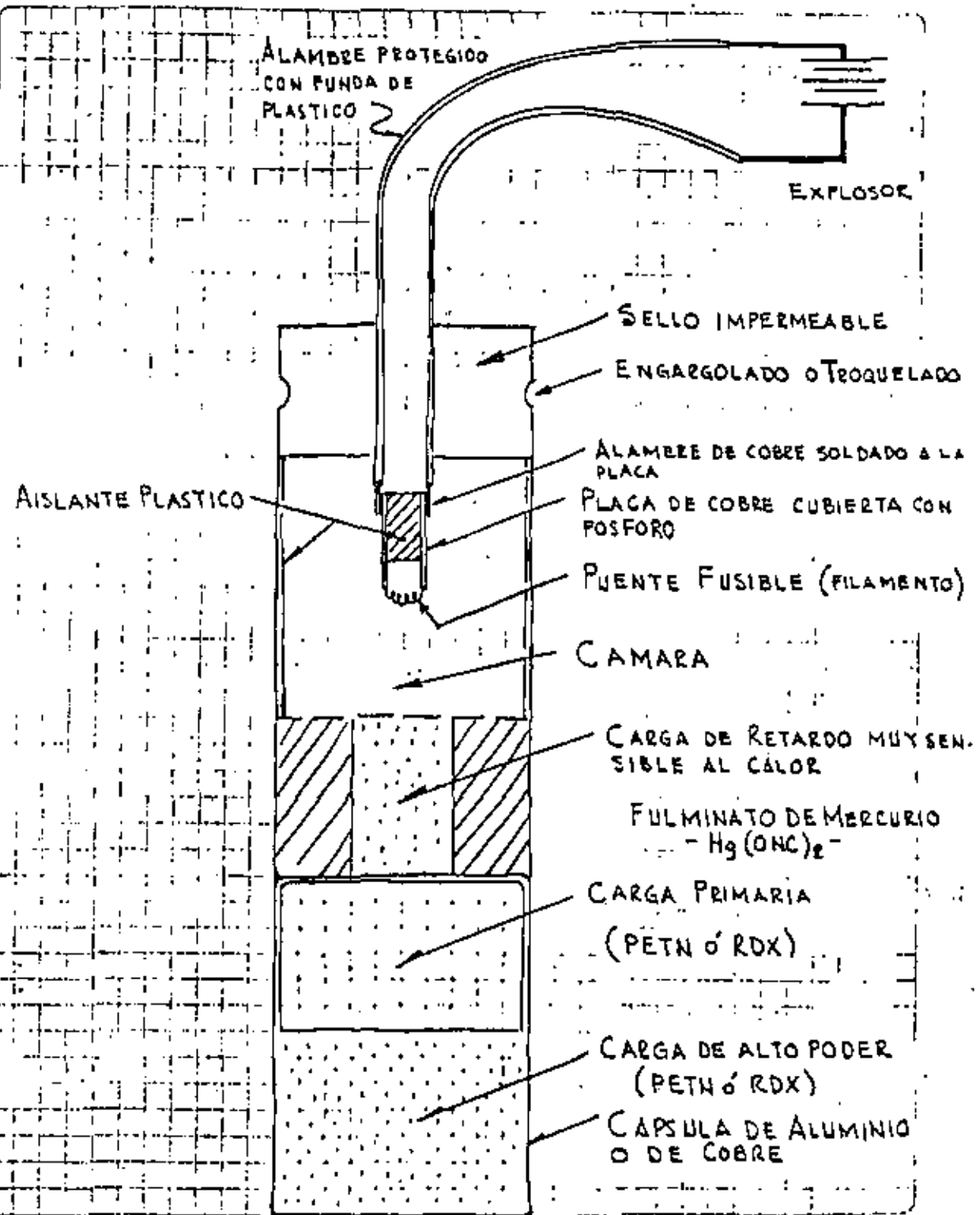
Este elemento de retardo está finamente calibrado para dar un intervalo de tiempo específico entre la aplicación de la corriente eléctrica y la detonación de la carga de fondo.

Hay dos series básicas de retardos disponibles: de retardos cortos o milisegundos con incrementos de retardo de 25 ms en el intervalo inferior y 50ms en el intervalo superior; y retardos largos a menudo llamados retardos lentos o simplemente retardos, con incrementos de retardo de 0.5 seg y 1 seg.

Con los estopines de milisegundos se produce mejor fragmentación y se reduce la presión de aire y las vibraciones del terreno.

Los estopines de retardo se usan en lumbreras o túneles para dar tiempo suficiente al movimiento de la roca. Probablemente se produce fragmentación más gruesa que la obtenida con milisegundos.

CAPSULA ELECTRICA O ESTOPIN



Cordón detonante

El cordón detonante consiste de un tubo de plástico resistente al agua que se protege con una cubierta o forro fabricado con una combinación de textiles, plástico y alambre a prueba de agua. Las cubiertas tienen diferentes grados de resistencia a la tensión, abrasión y flexibilidad.

Dentro del tubo de plástico está el núcleo o corazón constituido por un alto explosivo, usualmente PETN. La cantidad de PETN varía entre 1 gramo/pie a 400 gramos/pie y se produce en diferentes potencias.

Todas las potencias de PETN pueden detonarse con una capsula eléctrica y su velocidad de detonación es de 21000 pies/seg.

Su notable insensibilidad contra impacto y fricción es ideal para su uso en la línea de encendido y líneas troncales.

Como los estopines eléctricos se sujetan al cordón detonante hasta el final justamente antes de la voladura, la mayor parte de una falla aleatoria por detonación se elimina.

Usualmente se usa el cordón de 25 gramos/pie y el de 50 gr/pie se usa en trabajos especiales.

Cordón detonante... continuación

- El cordón detonante es un explosivo de alta potencia que explota con una gran producción de aire. Hay que tener cuidado con este efecto.
- Un cordón detonante de 25 a 50 gramos/pie detona cualquier cápsula-sensitiva (primer o cebo y cápsulas de alta potencia como son los boosters).
- En barrenos profundos y de grandímetro se usa mucho el cordón detonante combinado con las cápsulas de alta potencia (boosters)
- Un cordón detonante de 50 gramos/pie no detona un agente explosivo como el ANFO.
- El cordón detonante tiene amplias aplicaciones bajo el agua. Cuando se usa en ambiente húmedo sus extremos deberán protegerse. PETN absorbe lentamente la humedad y puede detonar si se inicia por el extremo seco.
- El cordón detonante se acopla mediante "conectores MS" o de milisegundos. Estos conectores contienen un elemento de retardo constituido por un pedazo de cordón detonante. Los conectores más usuales son de 5, 9 y 17 ms.
- Los conectores se acoplan con los extremos del cordón detonante a las líneas troncales y permite el uso ilimitado de periodos de retardo.
- Es muy útil para disminuir vibraciones detonando un solo barreno en cada retardo, conectado en serie.

Cordón detonante Non-electric. (NONEL)

Este es un cordón detonante muy útil para voladuras subterráneas pues se eliminan las fallas por electricidad estática. También se usa en voladuras a cielo abierto para evitar vibraciones detonando barrenos por barrenos al igual que el cordón detonante y en zonas altas donde se quieren tormentas eléctricas.

El NONEL detona en una sola dirección por lo que hay que tener cuidado en su acoplamiento.

También existen conectores especiales de retardo, constituidos por el mismo tubo de NONEL en longitudes de 2 pies con terminales de plástico.

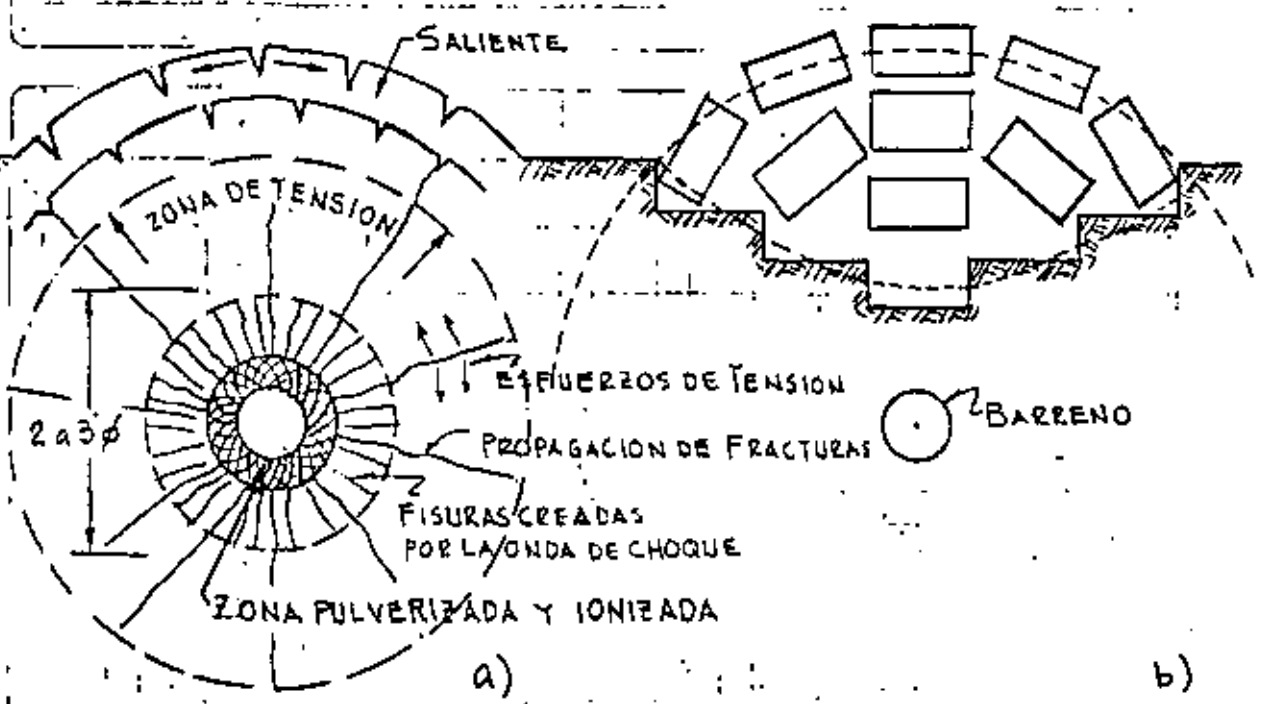
El NONEL tiene una gran resistencia al agua ya que un extremo está sellado contra la cápsula de detonación y el otro está sellado contra una terminal de plástico.

El NONEL no explota, pudiendo sostenerse perfectamente con las manos.

Tiene una velocidad de 9000 pies/seg.

Su composición química es:

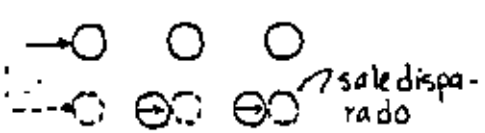
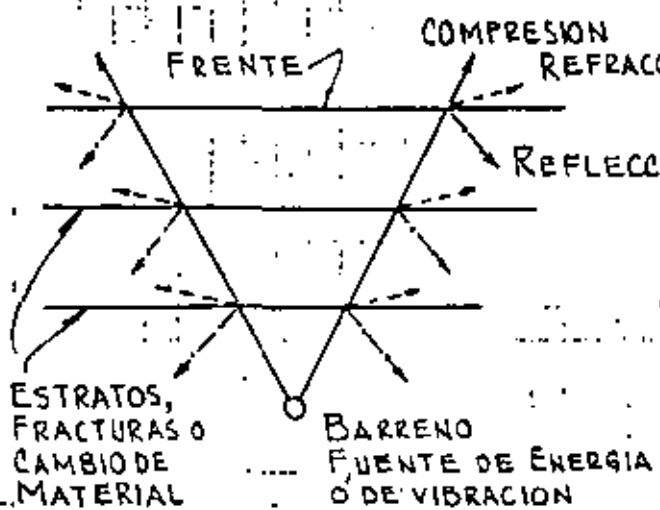
MECANISMO DE FRAGMENTACION



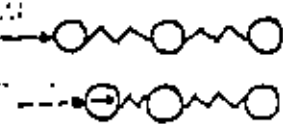
FRACTURAS RADIALES

SECUENCIA EN LA FORMACION DEL CRATER

FRAGMENTACION Y DESPLAZAMIENTO = FUERZA - DISTANCIA = TRABAJO



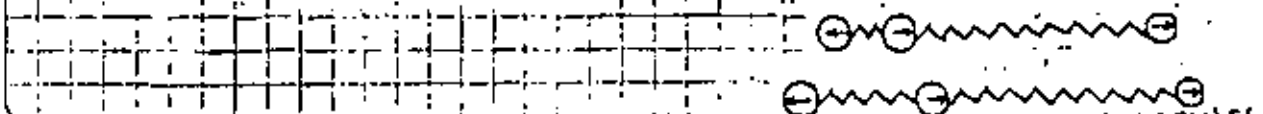
MATERIAL NO COHESIVO



MATERIAL COHESIVO Y ELASTICO

COMPONENTES DE LA ENERGIA POR IMPACTO DEL EXPLOSIVO

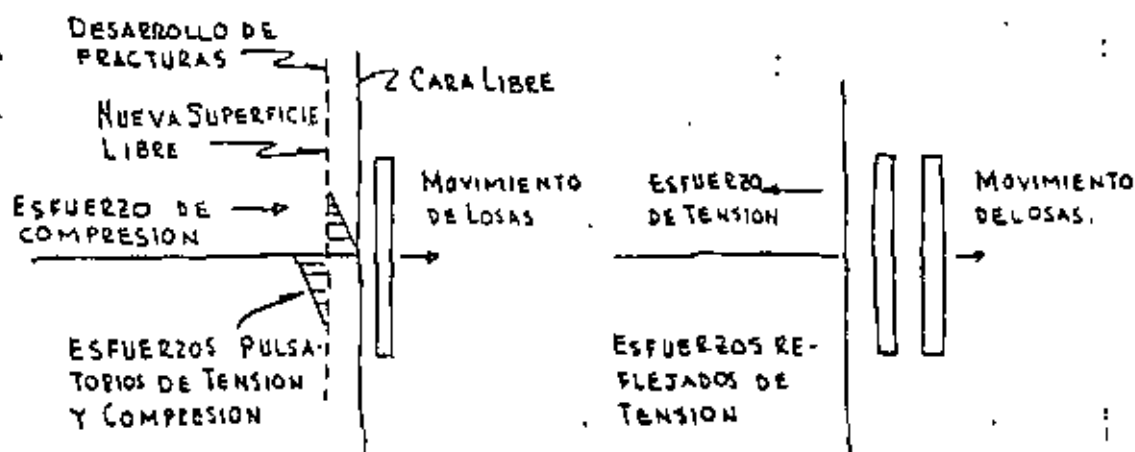
TRANSMISION DE ENERGIA EN MATERIALES BAJO CARGAS DE PULSACION



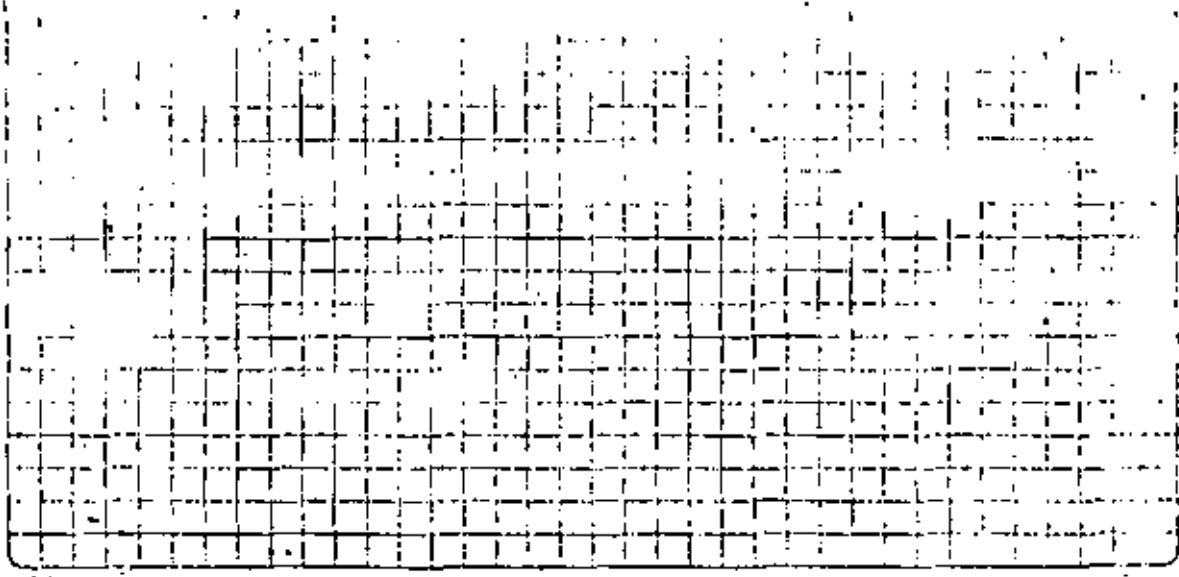
MECANISMO DE FRAGMENTACION... Continúa



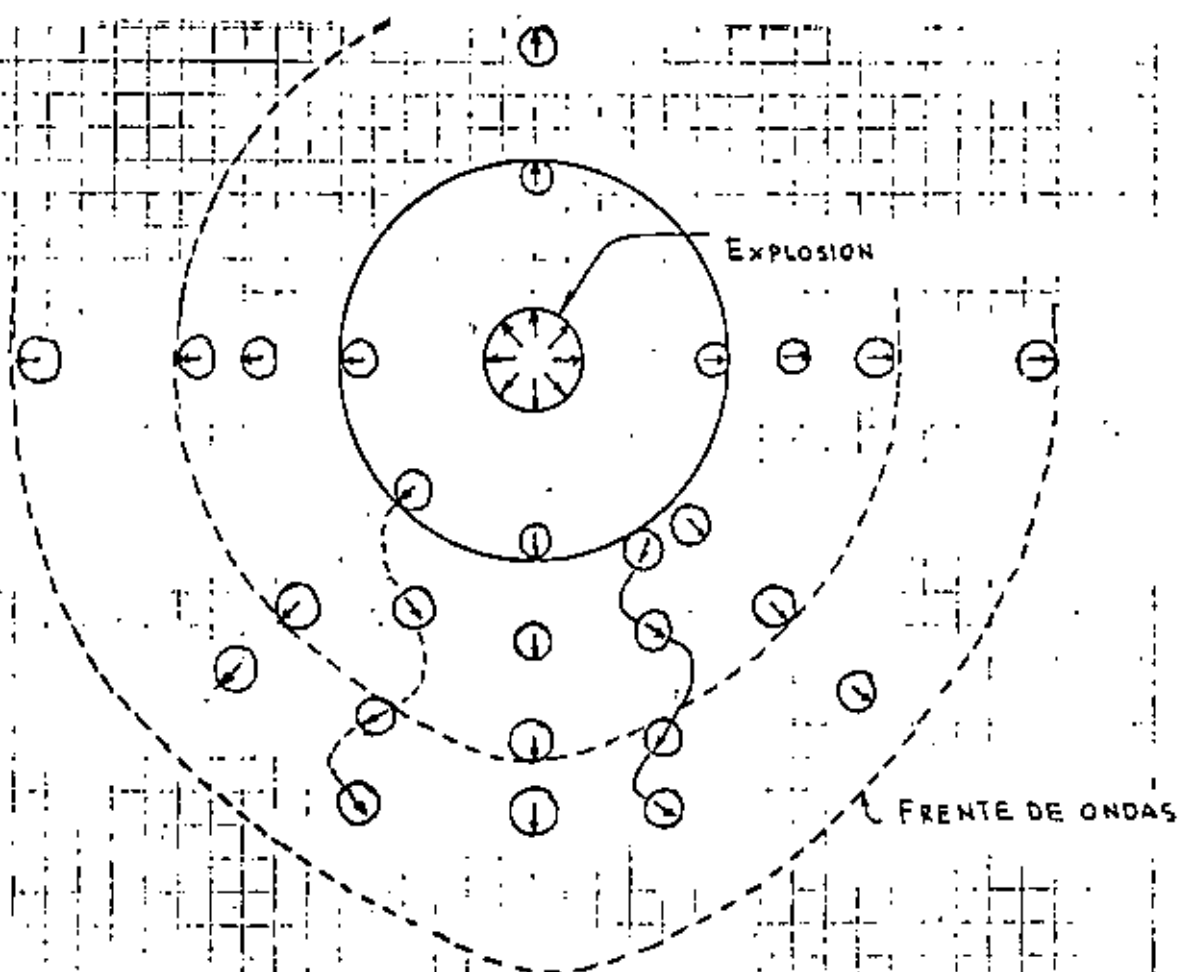
BARRA EXPERIMENTAL DE CONCRETO



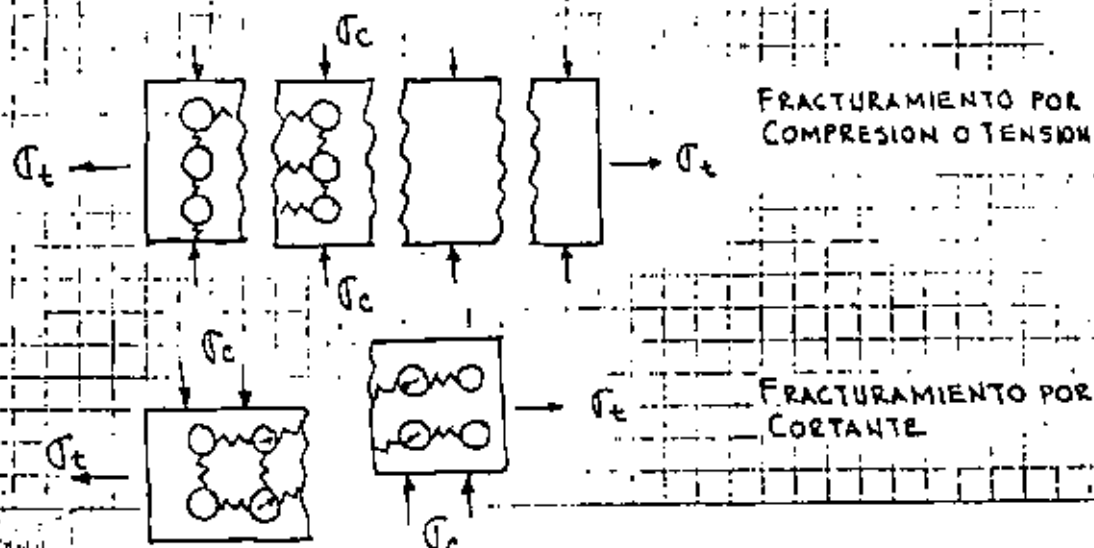
FRAGMENTAMIENTO DE TENSION POR REFLEXION DE IMPULSOS.



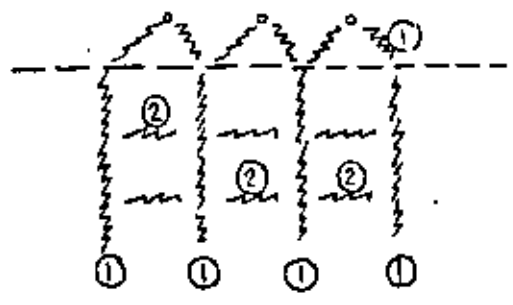
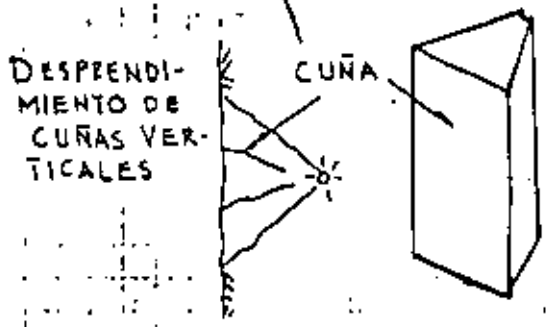
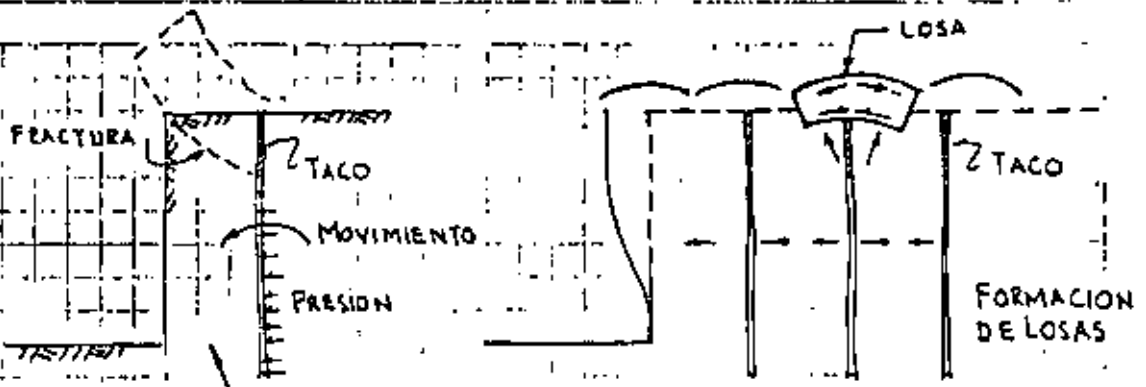
MECANISMO DE FRAGMENTACION..... Continúa



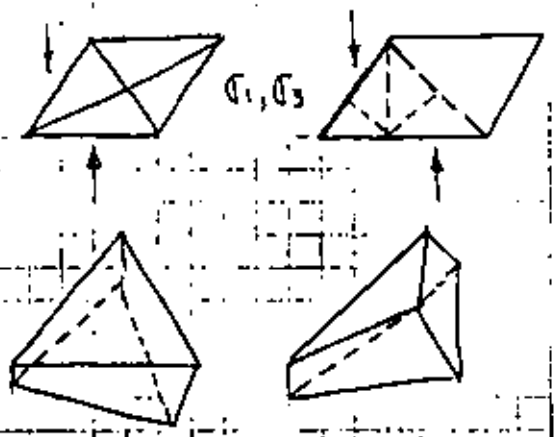
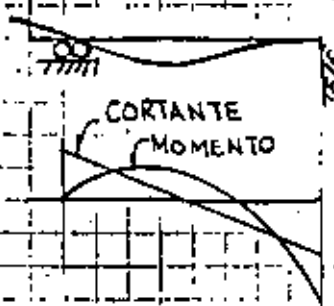
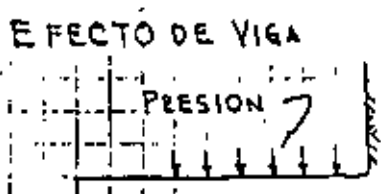
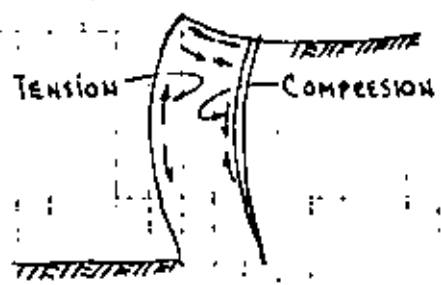
INFLUENCIA DEL PATRON ESTRUCTURAL DE LAS PARTICULAS



MECANISMO DE FRAGMENTACION Continúa



- ① FRACTURAS VERTICALES COMO CUÑAS
- ② FRACTURAS HORIZONTALES
- ③ SALIDA DE GASES



FRAGMENTOS EN FORMA DE TRIANGULOS
 POR EFECTO DE CORTANTE (TORSION)
 Y FLEXION

ANALOGIA DE LA VIGA

MECANISMO DE FRAGMENTACION... Continúa

Mecanismos de fragmentación

Las rocas normalmente son más resistentes en compresión y trituración que por tensión. P.ej. algunas calizas tienen resistencias a compresión entre 250 y 1500 Kg/cm² y resistencias en tensión tan bajas como 35 a 150 Kg/cm².

Por otro lado los explosivos y agentes explosivos utilizados producen presiones muy altas que reaccionan con velocidades entre 2500 a 8000 m/seg. (5300 a 17000 mph)

La presión desarrollada súbitamente dentro del barreno alcanza valores desde 18000 hasta 150000 Kg/cm² dependiendo del tipo de explosivo y de las condiciones de confinamiento.

El efecto del explosivo que reacciona contra la roca produce un impacto, o impulso, desde un golpe aplicado rápidamente de extremadamente alta intensidad.

Cuando el explosivo está dentro de un barreno circular se ejerce igual presión en todas direcciones a lo largo de todo el perímetro del agujero. La roca en toda esa región es comprimida y pulverizada hasta una distancia limitada del orden de $\phi/4$.

La aplicación súbita del impacto es seguida por la producción de alta presión que introduce ondas de esfuerzos compresionales que rápidamente penetran

en forma de abanico a través del macizo rocoso como ondas elásticas. Esta acción se produce aún cuando las rocas son más bien frágiles, pero son algo elásticas. La velocidad con que viajan las ondas de choque a través de la roca es función de la densidad del medio. Las rocas densas dan lugar a altas velocidades y las rocas blandas porosas, o ligeras a bajas velocidades.

Parte de la energía transmitida a través de las ondas compresionales es reflejada y refractada (flexionada) por cambios de densidad o discontinuidades de la estructura. Cualquier frente libre o cambio en el tipo de roca produce este efecto.

El resto de la energía tiende a mantener su dirección original de viaje.

Los ángulos de reflexión son iguales a los que van hacia las fronteras. Los ángulos de refracción dependen de las características de los dos materiales. Esto es que cuando un cambio de densidad se produce reflexión y refracción de los impulsos de la energía, al equilibrarse la energía sigue viajando en su dirección original.

Si un golpe es ejercido a una partícula la energía es transmitida en la dirección de aplicación del golpe hacia las partículas adyacentes hasta que la energía

es consumida como resultado del trabajo realizado y por efectos como fricción, amortiguamiento, fragmentación, etc.

Los suelos granulares no tienen cohesión de modo que tienen poca o ninguna atracción entre partículas, aún cuando cada partícula pueda tener un poco de elasticidad por sí mismas.

La mayor parte de las rocas son cohesivas y algo elásticas teniendo diferentes efectos que los producidos en fragmentos sueltos.

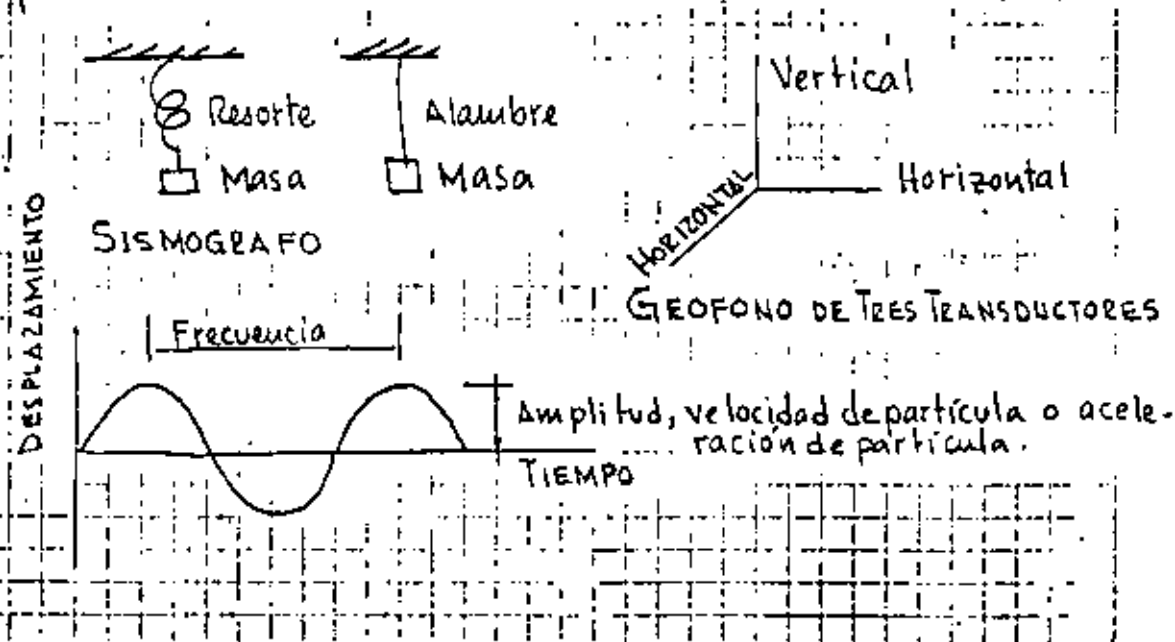
VIBRACIONES

Las vibraciones del terreno pueden medirse mediante los desplazamientos que se produzcan a una masa sujeta a un resorte o a un alambre. Los impulsos pueden ser proyectados en una pantalla de un osciloscopio en el cual puede determinarse la velocidad de la partícula, su aceleración y la amplitud de su desplazamiento.

Generalmente la masa viene a ser el núcleo de un pequeño transformador lineal en el cual al desplazarse

... el núcleo se producen cambios de voltaje y amperaje en el transformador pequeño que significan los desplazamientos de la masa

Estos transformadores (LVDT) constituyen los geófonos y pueden instalarse en tres direcciones dentro de un geófono



ONDAS SISMICAS

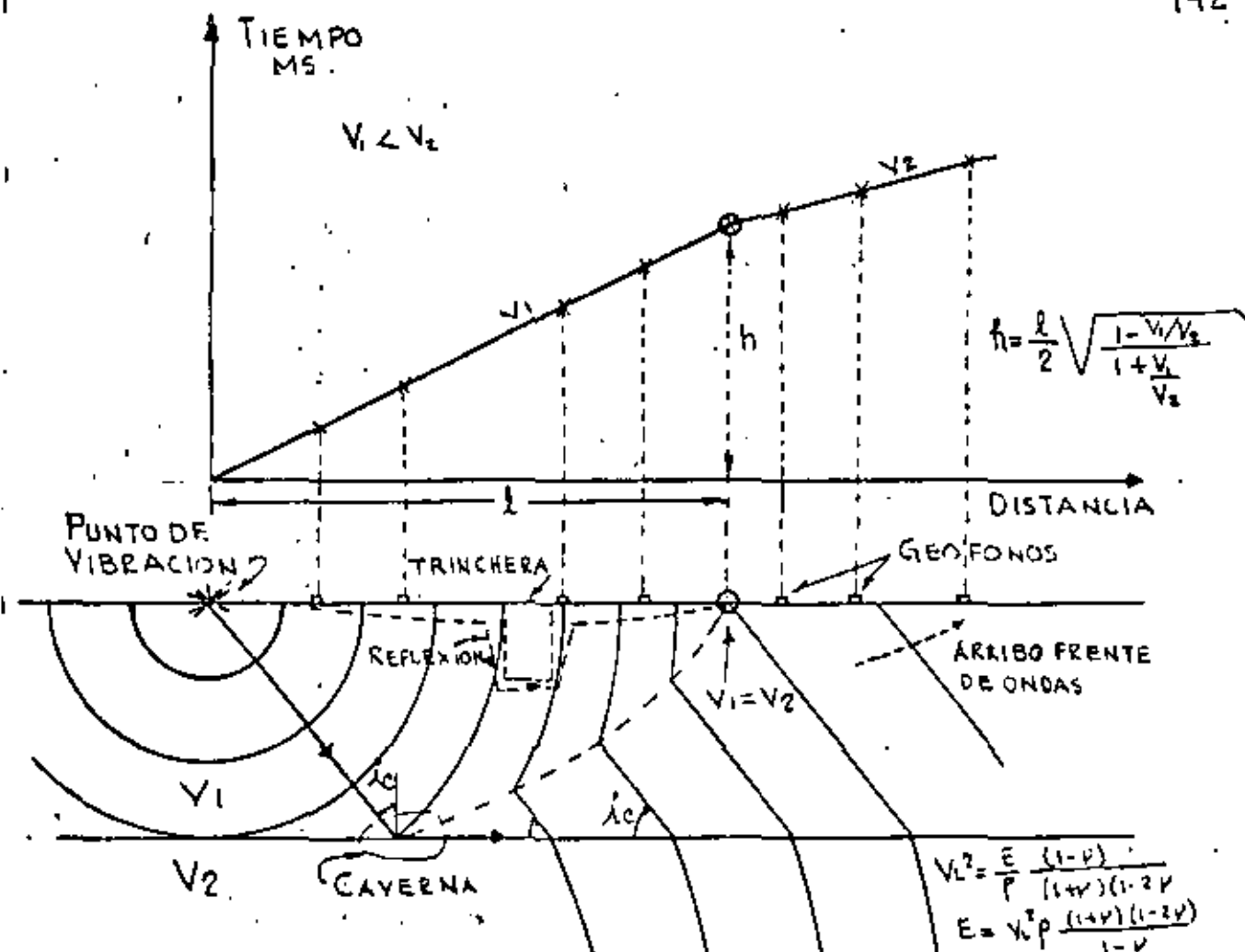
ONDAS DE CUERPO:

- 1.- Compresional
Longitudinal
Primaria - P
De empuje
- 2.- Corte
Onda transversal
Onda secundaria - S

ONDAS DE SUPERFICIE

- 3.- Love } Igual de peligrosas que
Rayleigh } las P y S.

En la Fig 1 se presenta la transmision de ondas de compresion por reflexion y refraccion sismica.

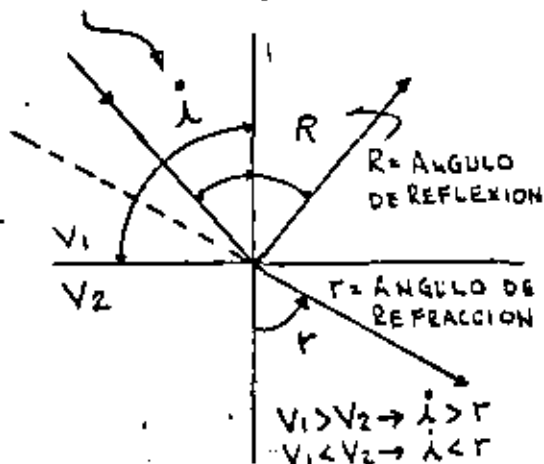
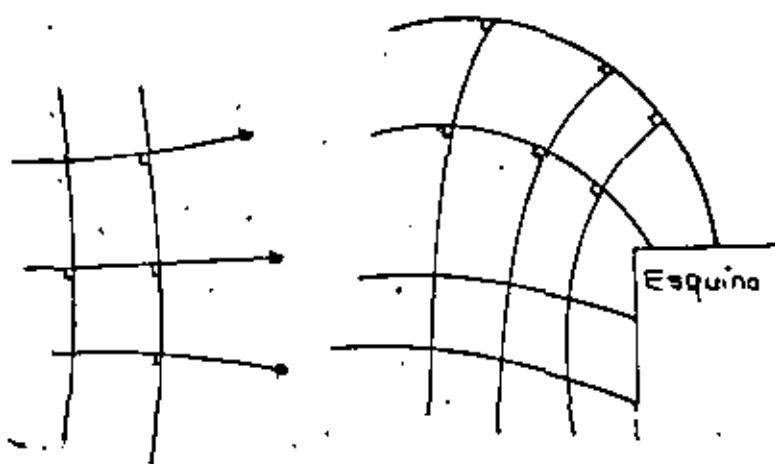


REFLEXION Y REFRACCION DE ONDAS

$v_1^2 = \frac{E}{\rho} \frac{1}{2(1+\nu)}$

$E = v_1^2 \rho \cdot 2(1+\nu)$

$\lambda = \text{ANGULO DE INCIDENCIA}$



PRINCIPIOS DE REFLEXION

PROPAGACION DE ENERGIA

La energía se propaga disminuyendo con la distancia. es directamente proporcional con la presión de detonación e inversamente proporcional al cuadrado de la distancia

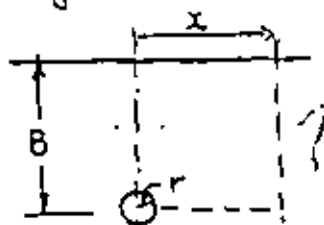
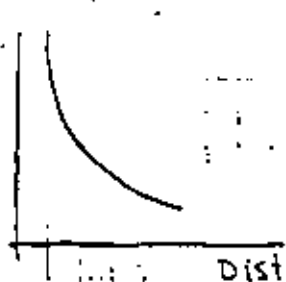
el Bordo:

$$B = k \left(\frac{P_e}{\sigma_t} \right)^{1/2}$$

donde B = bordo ; k = constante

P = presión de detonación y σ_t = resistencia a tensión.

Energía.



$$\sigma_t = \frac{-4P(x^2 + r^2 - B^2)}{x^2 - r^2 + B^2} \quad x = (B^2 + r^2)^{1/2}$$

El valor más significativo de la energía es la velocidad de la partícula. El Bureau of Mines usa la siguiente expresión

$$V = H \left(\frac{D}{W^{1/2}} \right)^{-\beta}$$

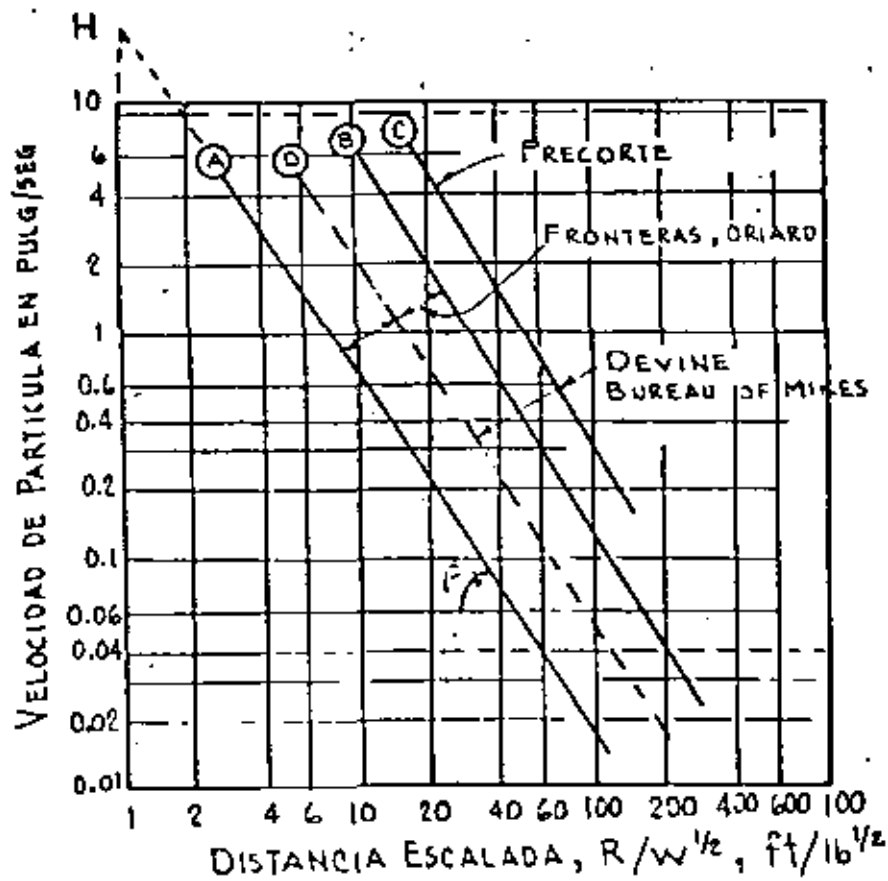
Esta expresión puede graficarse en escala logarítmica como se presenta en la fig. 2. en la cual la distancia escalada es $SD = \frac{D}{W^{1/2}}$ o sea $W = \left(\frac{R}{SD} \right)^{1/2}$ en donde

W = máxima carga por retardo

La velocidad de partícula máxima permisible es de 2°/seg.

En las tabla: I. se presentan las cargas de explosivo máximas permisibles por retardo en Suecia.

En la Fig 3 se presentan los efectos de la velocidad de la partícula en la respuesta humana.



$$V = H \left(\frac{D}{W^{1/2}} \right)^{-\beta}$$

$$SD = \frac{R}{W^{1/2}} ; W = \left(\frac{R}{SD} \right)^2$$

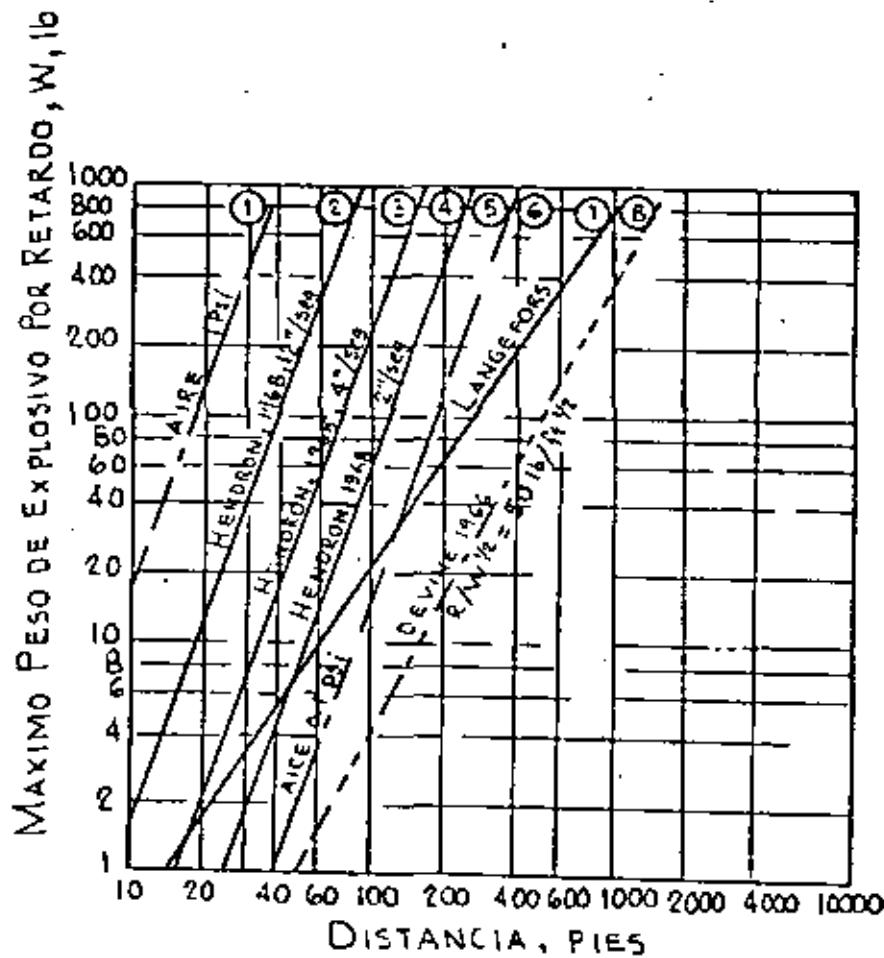
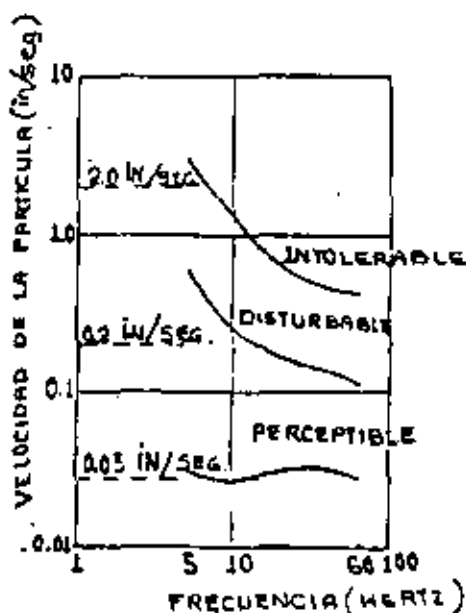


TABLA I

DISTANCIA m	CARGA EN KG. POR RETARDO						
	GRUPO A	B	C	D	E	F	G
0.5				0,02	0,04	0,08	0,16
1	0,008	0,015	0,03	0,06	0,12	0,25	0,50
2	0,025	0,05	0,09	0,2	0,4	0,7	1,4
3	0,40	0,08	0,16	0,33	0,65	1,3	2,6
4	0,06	0,12	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0
5	0,09	0,18	0,36	0,73	1,4	2,8	5,6
6	0,12	0,23	0,47	0,95	1,9	3,8	7,2
7	0,14	0,27	0,57	1,15	2,3	4,6	9,2
8	0,18	0,36	0,72	1,45	2,9	5,8	11,6
9	0,2	0,42	0,85	1,70	3,4	6,8	13,6
10	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	8,0	16,0
12	0,3	0,6	1,3	2,5	5,2	10,5	21
14	0,4	0,8	1,6	3,2	6,4	13,0	26
16	0,5	1,0	2,0	3,9	7,8	15,5	31
18	0,6	1,2	2,4	4,7	9,4	19	38
20	0,7	1,4	2,8	5,6	11	22	44
25	1,0	2,0	4,0	8,0	16,0	32,0	64
30	1,3	2,6	5,2	10,4	21	42	84
35	1,6	3,2	6,5	13	26	52	104
40	2,0	4,0	8,0	16	32	64	128
45	2,4	4,8	9,5	19	38	76	152
50	2,8	5,5	11	22	44	88	176
55	3,3	6,5	13	26	52	104	208
60	3,8	7,5	15	30	60	120	240
65	4,3	8,5	17	34	68	136	272
70	4,8	9,5	19	38	76	152	304
75	5,3	10,5	21	42	84	168	336

TABLA I... (continuación)

DISTANCIA m	CARGA EN KG. POR RETARDO						
	GRUPO A	B	C	D	E	F	G
80	5,8	11,5	23	46	92	184	368
85	6,4	12,8	25,5	51	102	204	408
90	7,0	14,0	28	56	112	224	448
95	7,6	15,2	30	61	122	244	488
100	8,5	16,5	33	66	132	264	528
110	9,3	18,5	37	74	148	296	592
120	10,5	21,0	42	84	168	336	672
130	11,7	23,5	47	94	188	376	752
140	13,2	26,6	52,5	105	210	420	840
150	14,5	29,0	58	116	232	464	928
160	16,0	32,0	64	128	256	512	1024
170	17,5	35,0	70	140	280	560	1120
180	19,0	38,3	76,5	153	306	612	1224
190	20,7	41,5	83	166	332	664	1328
200	22,5	45,0	90	180	360	720	1440



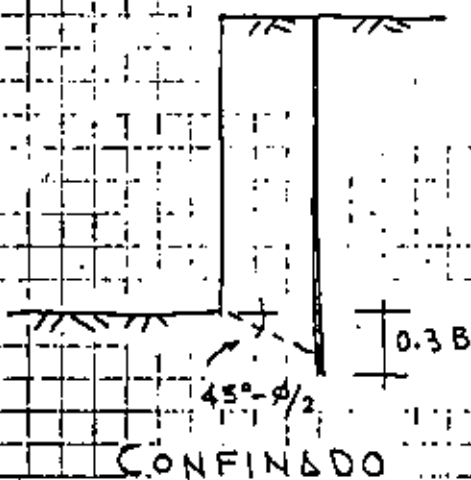
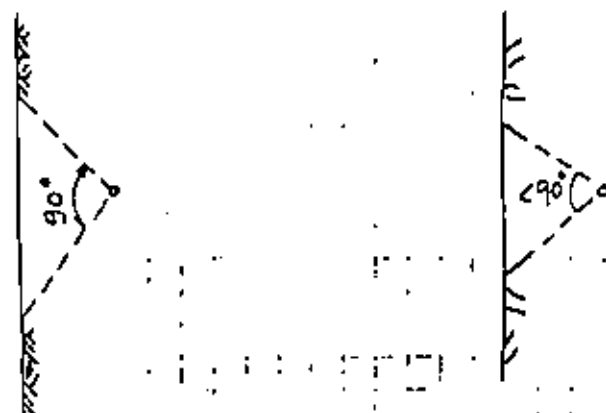
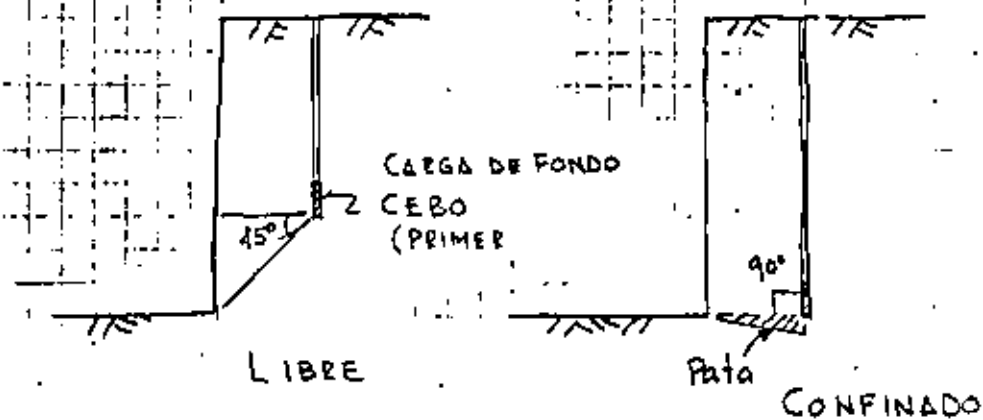
RESPUESTA HUMANA A LA VIBRACION (SEGUN RATHBONE)

REDUCCION DE EFECTOS DE VIBRACIONES 198

Para reducir los efectos de las vibraciones las siguientes acciones deberán tomarse:

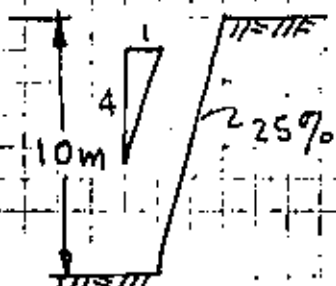
- 1.- Seccionar la voladura (dividir el banco)
- 2.- Reducir la carga por retardo
- 3.- Cerrar el patrón de barrenación.
- 4.- Utilizar dos cargas por barrero.

ROTURA DE LA ROCA



EJEMPLO DE CALCULO VOLADURA DE BANQUEO

Banco de 10 m de alto

Constante de roca $r = 0.33 \text{ Kg/m}^3$ Barrenación $\phi 3''$ Desviación = $0.05 + 0.03 \text{ m/m}$.

Estopines MS.

EXPLOSIVO: TOVEX 700 +

SUPERMEXAMON

Fórmulas: $B_{\text{máx}} = 45 \times d$

$$F.C. = \frac{d^2}{1000}$$

Bordo máximo = $45 \times 76 = 3420 \text{ mm} = 3.42 \text{ m}$.

Corrección del explosivo:

G.E. 40% $p = 1.00$ Densidad = 1.25 Kg/lt TOVEX 700 $p = 0.75$ Densidad = 1.10 "

$$B_{\text{máx, TOVEX 700}} = B_{\text{máx}} \sqrt{\frac{0.75 \times 1.10}{1.00 \times 1.25}} = 3.42 \times 0.81 = 2.78 \text{ m}$$

Ajuste por constante de roca:

$$B_{\text{máx } r=0.33} = 2.78 \sqrt{\frac{0.4}{0.33}} = 3.06 \text{ m}$$

Bordo práctico = $3.06 - 0.05 - 10 \times 0.03 = 2.71 \text{ m}$ Espaciamiento práctico = $2.71 \times 1.25 = 3.39 \text{ m}$ $\therefore B_1 = 2.70 \text{ m}$; $E_1 = 3.40 \text{ m}$.

$$\text{Carga de fondo} = 1.3 B_{\text{práct.}} = 1.3 \times 3.06 = 4.0 \text{ m}$$

Considerando que se trata de una caliza de resistencia intermedia se puede hacer una reducción de la carga de fondo:

$$1.3 \times 3.06 \times 0.70 = 2.80 \text{ m}$$

reducción arbitraria

$$\text{Subbarrenación} = 0.3 \times 3.06 = 0.90 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad barrenos} = 1.03 \times (10.00 + 0.90) = 11.2 \text{ m}$$

$$\text{Taco} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Altura carga de columna} = 11.20 - 2.80 - 3.0 = 5.40 \text{ m}$$

Usando Supermexamón con $d = 65\%$ se ajusta al Tovex 700

$$\text{Carga de columna C.C.} = 5.40 \times \underbrace{4.54}_{\text{lt/m } \phi=3''} \times \underbrace{0.65}_{\text{densidad}} = 16 \text{ Kg}$$

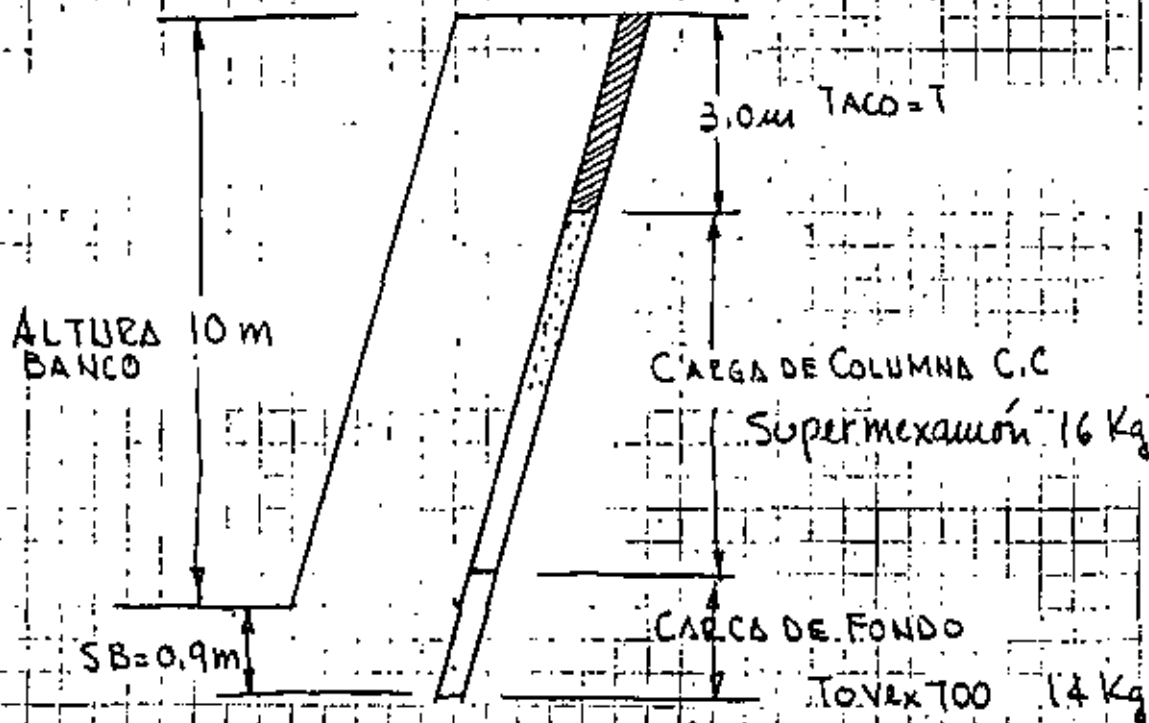
$$\text{Carga de fondo C.F.} = 2.80 \times \underbrace{4.54}_{\text{lt/m } \phi=3''} \times 1.10 = 14 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga total} = 30 \text{ Kg}$$

$$\text{Factor de carga} = \frac{30}{10 \times 2.70 \times 3.40} = 0.325 \text{ Kg/m}^3$$

Haciendo intervenir la potencia del explosivo el factor de carga se reduce a $\approx 290 \text{ gr/m}^3$.

BORDO B = 2.70m



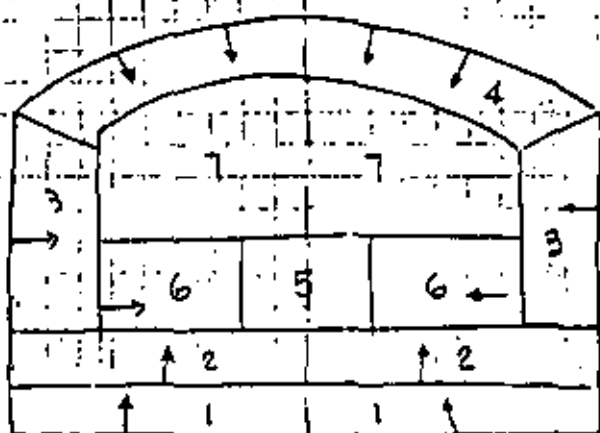
TIPO DE ROCA	CONSTANTE DE ROCA
DIAMANTE	0.86
CUARZO	0.62
BASALTO	0.62
HORSTENO	0.59
FELDESPATO	0.57
GNEISS	0.54
ESQUISTOS	0.53
MAGNETITA	0.50
GRANITO	0.48
AARENISCA	0.46
DOLOMITA	0.44
ROCA CALIZA	0.40
PIZARRA	0.38
LUTITA	0.38
CALCITA	0.36
ANTRACITA	0.36
MARMOL	0.36
CARBON BITUMINOSO	0.30
MICA	0.28
YESSO	0.24

CONSTANTE DE VOLADURA; (EXPLOSIVIDAD)

ESTA CONSTANTE TOMA EN CUENTA LA CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO.

+ ROCA MUY SOLIDA Y FISURADA	0.60	KG/m ³
+ ROCA MUY SOLIDA	0.55	KG/m ³
+ ROCA NORMAL CON GRIETAS	0.50	KG/m ³
+ ROCA RELATIVAMENTE HOMOGENEA	0.45	KG/m ³
+ ROCA HOMOGENEA	0.40	KG/m ³

DIAGRAMA DE BARRENACION Y CARGA DE UN TUNEL



GEOMETRIA PARA EL CALCULO
(No es diagrama de barrenación)

- 1.- Piso
- 2.- Salida hacia arriba
- 3.- De pared
- 4.- De techo
- 5.- Cuña con ayudantes
- 6.- Salida horizontal
- 7.- Salida hacia abajo

DIRECCION DE SALIDA DE
LA ROCA

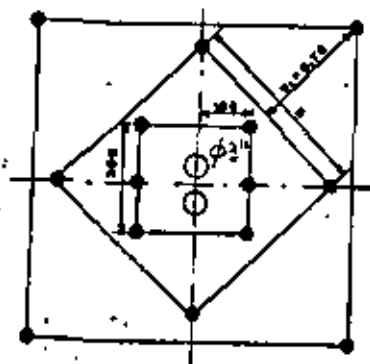


CUNA "CINCO DE OROS"
CON UN BARREÑO DE GRAN DIAMETRO

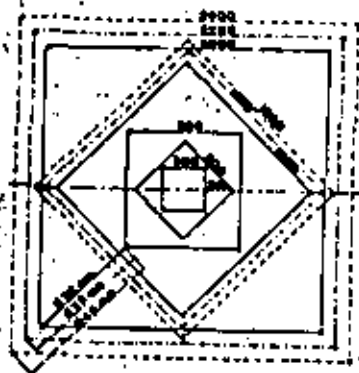


CUNA COROMANT
(ADECUADA PARA GALERIA PEQUEÑA)

El dispositivo guía se fija a la roca mediante un expansor.



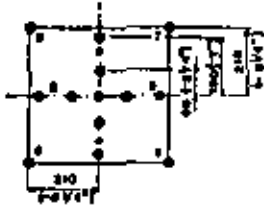
CUNA DE EXPANSION CON DOS
BARRENOS QUEMADOS DE
GRAN DIAMETRO



CUNA DE EXPANSION PARA UNO
O DOS BARRENOS QUEMADOS

Avance de 3.9 a 4m

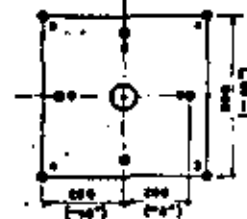
- No se debe trabajar con diámetros grandes en todo el frente del túnel.



CUÑA QUEMADA CON
CUATRO BARRENOS
HUECOS \varnothing 35 mm
(CUÑA GRONLUND)

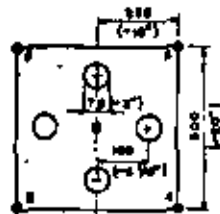
Buena hasta 3.2 m de
profundidad.

- En el barreno central el estopín
esta en la boca del barreno
- En los ayudantes el estopín
esta al fondo.

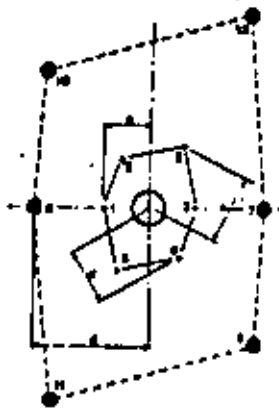


CUÑA QUEMADA MICHIGAN

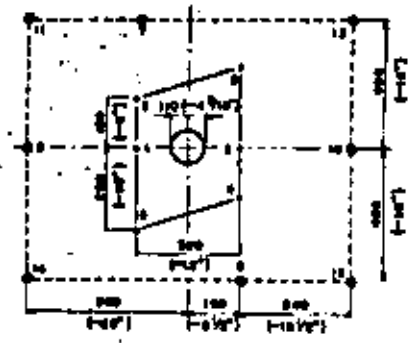
Avance 3.9 m



CUÑA TIPO GATO CON
CUATRO BARRENOS
VACIOS DE DIAMETRO
GRANDE

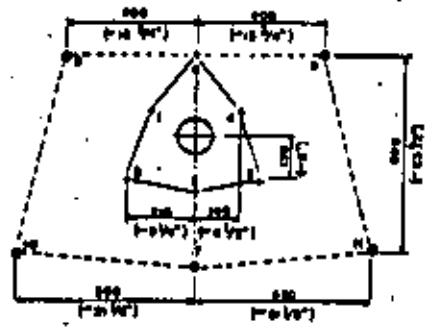


CUÑA EN DOBLE ESPIRAL CON UN BARRENO DE DIAMETRO GRANDE

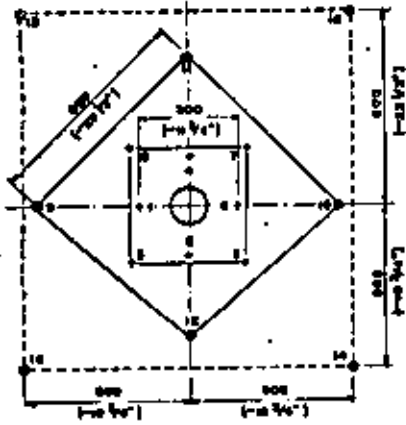


CUÑA EN DOBLE ESPIRAL MODIFICADO (CUÑA TABY) CON UN BARRENO DE DIAMETRO GRANDE

Más eficiente que la Fagersta



CUÑA DE TRES SECCIONES 25% MAS EFICIENTE QUE LA TABY



CURA EN CUATRO SECCIONES CON
UN BARRENO DE GRAN DIAMETRO
(ES LA CUÑA CILINDRICA MAS
UTILIZADA)



CURA FAGERSTA
(ADECUADA PARA GALERIA PEQUEÑA)

PATRONES DE BARRENACION USUALES PROMEDIO

Todos los valores en pies excepto el diámetro del explosivo

D (pulg)	B	J	T	L _{max}	Patrones equivalentes	
					Rectangular	Cuadrado
1	2 ^{1/2}	1	2	10	2 ^{1/2} x 4	3 x 3
2	5	2	4	20	5 x 9	7 x 7
3	7 ^{1/2}	2 ^{1/2}	5	30	7 ^{1/2} x 13	10 x 10
4	10	3	6	40	10 x 18	13 x 19
5	12 ^{1/2}	4	8	50	12 ^{1/2} x 22	16 x 16
6	15	5	10	60	15 x 27	20 x 20
7	17 ^{1/2}	5 ^{1/2}	12	70	17 ^{1/2} x 31	23 x 23
8	20	6	14	80	20 x 36	26 x 27
9	22	7	15	88	22 x 40	29 x 30
10	24	7 ^{1/2}	16	96	24 x 43	32 x 32
11	26 ^{1/2}	8	18	106	26 ^{1/2} x 48	35 x 36
12	29	9	20	116	29 x 59	38 x 39

B = Bordo PROMEDIOS : B = 30 φ ; E = 1.25 B

J = Sub-barrenación J = 0.3 B

T = Taco T = 0.7 B

L = Altura banco L = 2.6 B

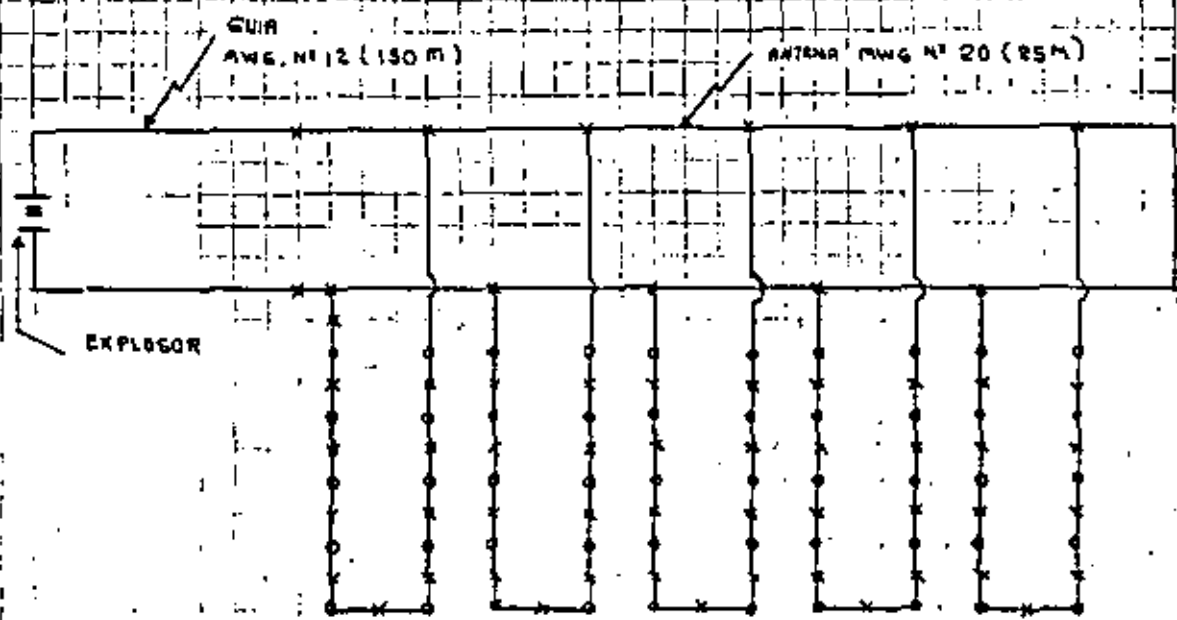
VOLADURAS DE POST-CORTE Y PRECORTE

Diámetro del barreno d (mm)	Concentración de carga Kg/m	Post-corte		Precorte
		E _i m	V _i	E _i m
30		0.5	0.7	0.25-0
37	0.12	0.6	0.9	0.30-0.5
44	0.17	0.6	0.9	0.30-0.5
50	0.25	0.8	1.1	0.45-0.70
62	0.35	1.0	1.3	0.55-0.80
75	0.5	1.2	1.6	0.6-0.9
87	0.7	1.4	1.9	0.7-1.0
100	0.9	1.6	2.1	0.8-1.2
125	1.4	2.0	2.7	1.0-1.5
150	2.0	2.4	3.2	1.2-1.8
200	3.0	3.0	4.0	1.5-2.1

POTENCIA DE UNA RED ELECTRICA VOLADURA DE CANTERA EN CHICOASEN, CHIS.

1) CARACTERISTICAS ELECTRICAS DEL CIRCUITO UTILIZADO

CIRCUITO: PARALELO CON 5 CIRCUITOS DE 12 ESTOPINES DE RETARDO



No. series = 5
 ESTOPINES DE RETARDO DE 16 pies, alambre de cobre
 ANTENA: Alambre de cobre AWG No 20- 25 M C/U
 GUIA: Alambre de cobre AWG N° 12- 150 M C/U

a). CORRIENTE NECESARIA

$$I = 5 \text{ Series} \times 15 \text{ A por serie} = 75 \text{ A}$$

b). RESISTENCIA DE CADA SERIE

$$R_1 = 12 \text{ estopines} \times 1.65 \Omega = 19.8 \Omega$$

c). RESISTENCIA EN PARALELO DE TODAS LAS SERIES.

$$R_2 = \frac{19.8 \Omega}{5 \text{ series}} = 4 \Omega$$

d). RESISTENCIA DE LA ANTENA.

$$R_3 = 25 \text{ M} \times 2 \times \frac{10.15 \Omega}{0.304 \text{ M} (1000 \text{ pies})}$$

e). RESISTENCIA DE LA GUIA

$$R_g = \frac{150 \text{ m} \times 2 \times 1.588}{0.309 (1000 \text{ ft})} = 1.567 \Omega$$

f). RESISTENCIA TOTAL DEL CIRCUITO

$$R_T = 4 \Omega \times 1.67 \Omega \times 1.57 \Omega = 7.24 \Omega$$

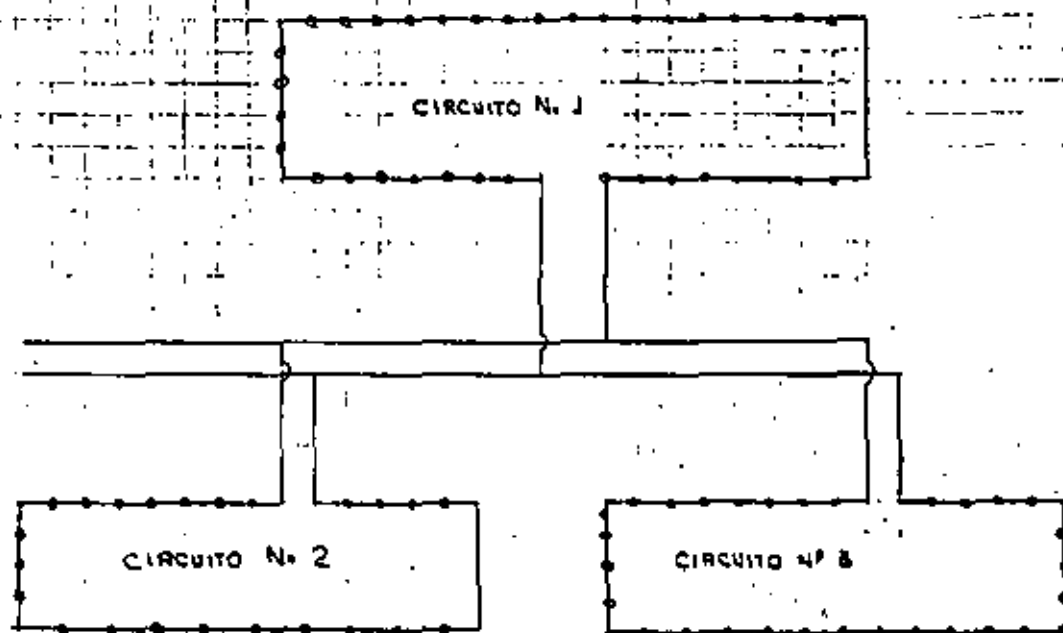
g). VOLTAGE REQUERIDO

$$E = 7.5 \text{ A} \times 7.24 \Omega = 54.3 \text{ V}$$

h). POTENCIA REQUERIDA

$$P = I^2 R = (7.5)^2 \text{ A} \times 7.24 \Omega = 407 \text{ Watts}$$

$$P = IE = 7.5 \text{ A} \times 54.3 \text{ V} = 407 \text{ Watts}$$



CIRCUITO No.	ESTOPINES		RESISTENCIA DEL CIRCUITO
	DE RETARDO	INSTANTANEOS	
1	57	—	$57 \times 1.32 = 75.24 \Omega$
2	22	9	$22 \times 1.32 + 9 \times 1.42 = 41.82 \Omega$
3	28	5	$28 \times 1.32 + 5 \times 1.42 = 36.14 \Omega$

Se consideró que la longitud de los alambres de los estopines fue de 8-ft.

a) RESISTENCIA DEL ALAMBRE GUÍA:

$$\text{Calib. 20: } \frac{93 \text{ m} \times 3.28 \times 10^{-12}}{1000} = 3.10 \Omega$$

$$\text{Calib. 14: } \frac{66 \text{ m} \times 3.28 \times 2.5 \times 10^{-12}}{1000} = 0.55 \Omega$$

b) RESISTENCIA DE LOS TRES CIRCUITOS EN PARALELO

$$R_c = \frac{1}{\frac{1}{75.24} + \frac{1}{41.82} + \frac{1}{36.14}} = 15.41 \Omega$$

c) RESISTENCIA TOTAL.

$$R_t = 15.41 + 3.10 + 0.55 = 19.06 \Omega$$

d) INTENSIDAD REQUERIDA.

$$I = 3 \text{ Series} \times 1.5 \text{ Amp. per. serie} = 4.5 \text{ Amp.}$$

e) VOLTAGE NECESARIO

$$V = IR = 4.5 \text{ A} \times 19.06 \Omega = 85.77 \text{ Volts}$$

f) POTENCIA:

$$P = IV = 4.5 \times 85.77 \text{ volts} = 385.97 \text{ Watts}$$



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA
CONSTRUCCION**

COMPLEMENTO

RAUL CUELLAR

MAYO, 1984

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

REQUISITO: CARACTERIZACION DEL MACIZO ROCOSO

ESTUDIOS: GEOLOGICOS Y DE MECANICA DE ROCAS

GEOLOGIA:

FOTOGEOLOGIA: Imágenes de radar y fotos de vuelos altos y de satélites.

GEOLOGIA REGIONAL.. Tectónica (Plano Caracoi).

GEO MORFOLOGIA.. Geología estructural.. Idem..

GEOLOGIA DETALLADA.. Levantamientos superficiales e cavonies y barrenos.

GEOHIDROLOGIA.. Drenaje superficial (arroyos, manantiales) disolución, flujo subterráneo.

GEOFISICA.. Refracción sísmica, resistividad, rayos gamma, flujo térmico, etc.

MECANICA DE ROCAS:

PROPIEDADES GEOMECANICAS (geométrico-mecánicas)

Propiedades físicas: (Laboratorio)

Compresión, tensión, corte, módulo de ruptura, compresión triaxial, módulo elástico, expansibilidad.

Propiedades índice: (Laboratorio y campo)

Peso volumétrico, densidad, porosidad, relación de vacío permeabilidad, alterabilidad, mineralogía.

Módulo de deformabilidad, resistencia al corte.

Recuperación, R.Q.D., familias de fracturas, permeabilidad Lugeon

ESTADO DE ESFUERZOS INTERNO (Campo)

Roseta, gato plano, de formación de barrenos y fracturamiento hidráulico.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

NOTAS ADICIONALES

DR. RAUL CUELLAR BORJA

MAYO, 1984.

very important, particularly to rock fracturing, is the type and strength of the bonding between individual grains. For example, rock may have pronounced jointing at widely separated distances, but the material between joint planes may be strongly bonded, or massive in character. Large boulders invariably result when blasting is carelessly done under this condition. On the other hand, rocks may be highly laminated or stratified, or the bond between grains may be very weak, so that fragmentation is always easily accomplished by merely moving the material from its original place.

Resilience This property, sometimes called sponginess or toughness, refers to the elasticity of a material. It is used to express the capability of a rock to resist shock and recover its original position and shape without being ruptured. If a rock on being dropped, for example, makes a dull thud and does not rebound, it would be very difficult to break by impact. Brittle rocks, however, shatter easily, particularly those types having a high silica (quartz) content. A blaster can generally determine quite easily whether or not a material will break into small sizes or large coarse fragments by conducting a simple drop test. Furthermore, the test provides a clue as to the energy absorption power of the material, which is important for estimating the amount of additional charge, or energy, that would be necessary to overcome expected energy losses.

Strength Of the characteristic strengths of materials, blasting is normally concerned only with that of tension. Most rocks are very weak in tension, more resistant to shear, and strongest in compression, having approximately only one-tenth the resistance to tensile rupture that they have to failure by compression (Table 7). However, shear is not actually a force by itself but rather the result of two forces, either two tensile or two compressive forces, or a combination of one of each, which act along different lines and directions.

To know the actual strengths of a material, samples must be tested in a laboratory. (Regular tensile-

Table 7—Properties of Various Selected Materials

Name and Location	Compressive Strength (psi)	Modulus of Rupture (psi)	Specific Gravity (SG)	Density (d.) (ton/cu. ft.)	Longitudinal Velocity (v.) (ft/s)
Amphibolite (fine grain, India)	61,400	7,400	3.12	0.097	19,000
Basalt (New York)	46,600	8,000	2.94	0.092	18,700
Basalt (Michigan)	33,400	3,800	2.85	0.089	15,200
Basalt glass	—	—	2.81	0.088	21,000
Diabase (fine grain, Michigan)	44,200	5,300	2.94	0.092	16,700
Dolomite (Missouri)	8,800	1,000	2.80	0.087	—
Dolomite (Tennessee)	46,700	3,800	2.84	0.089	17,900
Gabbro (altered, New York)	40,200	5,400	2.93	0.091	17,600
Granite (Georgia)	28,000	2,000	2.64	0.082	8,900
Granite (Vermont)	33,200	2,900	2.66	0.083	11,100
Granite (Nevada)	39,500	3,900	2.63	0.082	14,500
Granite (North Carolina)	30,400	1,600	2.60	0.081	8,000
Greenstone (Michigan)	45,500	3,300	3.30	0.103	16,600
Gypsum (Indiana)	3,200	1,200	2.32	0.072	—
Limestone (Ohio)	28,500	2,900	2.69	0.084	15,400
Limestone (Utah)	28,000	2,200	2.78	0.087	15,900
Limestone (fossiliferous, Indiana)	10,900	1,600	2.31	0.072	12,400
Limestone (West Virginia)	23,000	1,900	2.68	0.084	16,400
Marble (Maryland)	30,800	2,800	2.37	0.074	13,700
Marble (New York)	18,400	1,700	2.72	0.085	14,500
Obsidian	—	—	2.35	0.073	16,100
Quartzite (taconite, Minnesota)	51,200	3,400	2.75	0.086	18,200
Rock salt (Louisiana)	5,000	Negligible	2.50	0.078	—
Sandstone (Ohio)	10,400	500	2.06	0.064	5,600
Sandstone (West Virginia)	19,400	3,400	2.50	0.078	12,900
Sandstone (Utah)	11,500	620	2.17	0.068	8,400
Sandstone (Alabama)	26,800	2,200	2.76	0.086	12,300
Shale (Utah)	31,300	2,500	2.81	0.088	14,900
Shale (West Virginia)	11,600	4,200	2.40	0.075	13,600
Syenite (New York)	34,300	2,800	2.72	0.085	14,500
Alluvium, broken rock, loose	—	—	1.3-1.5	0.044	2,300
Clay	—	—	2.58	0.081	3,900
Air	—	—	0.0012	—	1,080
Water	—	—	1.00	0.031	4,750

strength tests are usually difficult to conduct.) However, tests for what is known as the modulus of rupture are much easier to perform; yet they provide information that is just as useful in providing tensile-strength data of equal practical value. In fact, the laboratory test for the modulus breaks samples in tension by bending test slabs until they fracture, much in the same manner that rock is stretched and broken at an open face during blasting (Figure 3).

Quite often it is impossible or quite impracticable for quarry operators to have tests conducted. Also, test results on samples may not necessarily provide information on the over-all strength of a rock deposit, except when the material is homogeneous and very massive. Nevertheless, if tests could be made, the data would aid greatly in determining the stress levels (psi) required for fracture. It is the resistance to tensile rupture that must be exceeded by the energy pulses at

the free faces, and thus, if known, could also give an approximation of the required burden dimension and the explosive pressures needed for proper breakage. In the event specific test data cannot be obtained, the operator may find the information in Table 7 quite useful. From the various moduli listed for many of the representative rock-types, a practical estimate can be made that will approximate the characteristics of his particular deposit.

Density Denser materials require greater amounts of work energy to be satisfactorily broken and displaced, and heavier explosives or large charges will therefore be needed. However, from Table 7 it can be concluded that for most rocks there is a very narrow range of density differences, with SG values varying from 2.3 to 3.3 in most instances. The materials generally requiring blasting have densities confined to the 2.5-2.9 SG range. This can be interpreted to mean that the

TABLE 1

CHARACTERISTICS OF SOME INGREDIENTS USED IN EXPLOSIVE MIXTURES

	Short Name	Freezing Temp., °F	Explosion Temp., °F	Ideal Reaction Products	Available Oxygen Atoms
	Chlorate	695	752 (Decompose)	+ 6O ₂ + 4KCl	12
	SN	585	712 (Decompose)	4NO + 3O ₂ + 2Na ₂ O	10
	AN	340	460	8H ₂ O + 3N ₂ + 2HO ₂	4
0 ₉	NG	55	420	10H ₂ O + 5N ₂ + 12CO ₂ + 2NO	2
0 ₆	IGDN	- 4	239 (Boils)	8H ₂ O + 4N ₂ + 8CO ₂	0
	Limestone	--	--	4CO ₂ + 4CaO	0
0 ₁₂ *	PETN	282	420	16H ₂ O + 8N ₂ + 12CO ₂ + 8CO	- 8
0 ₆ *	RDX	252	500	12H ₂ O + 12N ₂ + 12CO	-12
0 ₁₁ *	Nitrocellulose, 212 (Decomp.)		345	14H ₂ O + 6N ₂ + 6CO ₂ + 18CO	-18
0 ₇	Picric Acid	255	610	6H ₂ O + 6N ₂ + 22CO + 2C	-26 (2)
0 ₈	Tetryl	265	495	10H ₂ O + 10N ₂ + 22CO + 6C	-34
0 ₆	TNT	180	888	10H ₂ O + 6N ₂ + 14CO + 14C	-42
	Cellulose, Wood Pulp, or Starch			20H ₂ O + 24C	-48
0 ₄	DNT	158	752 (Decompose)	12H ₂ O + 4N ₂ + 4CO + 24C	-52
	Lead Azide	480 (Decomp.)	660	12N ₂ + 4Pb	-

NOTE: * - These compounds are used in the water-wet condition. PETN can be initiated by a single #6 blasting cap with up to 35 per cent water content. Nitrocellulose and nitrostarch are very sensitive to initiation when dry.

TABLE 2

HEATS OF FORMATION FOR SELECTED
CHEMICAL COMPOUNDS

(Rf: Handbook of Chemistry and Physics, 48th Ed., 1967-68)

<u>Compound</u>	<u>Formula</u>	<u>Form</u>	<u>Mol.Wgt.</u>	<u>Qp or Qr Kcal/mole</u>
	AlO	g	43.0	+ 10.7
	Al ₂ O	g	70.0	- 31.7
Corundum	Al ₂ O ₃	s	102.0	-399.1
	CaCl ₂	s	111.1	-190.0
Calcite	CaCO ₃	s	100.0	-208.5
Lime	CaO	s	56.1	-151.9
	CaO ₂	s	72.1	-158.3
Paraffin	CH ₂	s	14.0	- 7.0
Formaldehyde	CH ₂ O	g	30.0	- 27.7
Formic acid	CH ₂ O ₂	g	46.0	- 86.7
Methyl alcohol	CH ₃ OH	l	32.0	- 57.0
Nitromethane	CH ₃ O ₂ N	l	61.0	- 21.3
Methane	CH ₄	g	16.0	- 17.9
Urea	CH ₄ ON ₂	s	60.0	- 79.9
Acetylene	C ₂ H ₂	g	26.0	+ 54.2
Oxalic acid	C ₂ H ₂ O ₄	s	90.0	-197.6
Ethylene	C ₂ H ₄	g	28.0	+ 12.5
Acetic acid	C ₂ H ₄ O ₂	l	60.0	-116.4
Ethylene glycol dinitrate	C ₂ H ₄ O ₆ N ₂	l	153.0	- 56.0
Ethyl alcohol	C ₂ H ₅ OH	l	46.0	-66.4
Ethane	C ₂ H ₆	g	30.0	- 20.2
RDX	C ₃ H ₅ O ₆ N ₆	s	222.1	+ 18.3
Propane	C ₃ H ₈	g	44.1	- 24.8
Glycerine	C ₃ H ₈ O ₃	l	92.1	+159.7
Nitroglycerine	C ₃ H ₅ O ₉ N ₃	l	227.1	- 82.7
Butane	C ₄ H ₁₀	g	58.0	- 29.8
PETN	C ₅ H ₈ O ₁₂ N ₄	s	316.1	-123.0
Pentane	C ₅ H ₁₂	g	72.1	- 35.0
Picric acid	C ₆ H ₃ O ₇ N ₃	s	229.0	- 53.5

(2)

TABLE 2 (cont.)

Compound	Formula	Form	Mol. Wgt.	Qp or Qr Kcal/mole
Phenol	C_6H_5OH	s	94.1	+ 39.2
Benzene	C_6H_6	g	84.1	+ 19.8
Nitrocellulose and Nitrostarch	$C_6H_7O_{11}N_3$	s	297.1	- 45.7
Cellulose	$C_6H_{10}O_5$	s	162.2	-170.5
Starch	$C_6H_{10}O_5$	s	162.2	-205.2
Dextrose & Glucose	$C_6H_{12}O_6$	s	180.2	+303.6
Hexane	C_6H_{14}	g	86.2	- 40.0
Mannitol	$C_6H_{14}O_6$	s	182.2	+317.3
→ Trinitrotoluene	$C_7H_5O_6N_3$	s	227.1	- 13.0
→ Tetryl	$C_7H_5O_8N_5$	s	287.2	+ 9.3
→ Dinitrotoluene	$C_7H_6O_4N_2$	s	182.1	- 6.9
Toluene	C_7H_8	l	92.2	+ 12.0
Heptane	C_7H_{16}	g	100.2	- 44.6
Octane	C_8H_{18}	g	114.3	- 49.8
Nonane	C_9H_{20}	g	128.3	- 54.7
→ Nicotine	$C_{10}H_{14}N_2$	l	162.2	- 5.2
Camphor	$C_{10}H_{16}O$	s	152.3	+ 79.8
→ Castor Oil	$C_{11}H_{10}O_{10}$	l	302.2	-
Sucrose	$C_{12}H_{22}O_{11}$	s	342.4	+535.1
	ClO	g	51.5	+ 33.0
	ClO ₃	g	83.5	+ 37.7
	CO	g	28.0	- 26.4
	CO ₂	g	44.0	- 94.1
	H ⁺	ion	1.0	+ 52.1
	OH ⁻	ion	17.0	+ 10.4
→ Water	H ₂ O	g	18.0	- 57.8
Peroxide	H ₂ O ₂	l	34.0	- 47.1
Hydrochloric acid	HCl	l	36.5	- 40.0
Carbonic acid	H ₂ CO ₃	l	62.0	-167.0
	HN ₃	g	58.0	+ 70.3
Nitric acid	HNO ₃	l	63.0	- 49.4
→ Mercury fulminate	HgC ₂ O ₂ N ₂	s	284.7	+ 64.0

⑤

TABLE 2 (cont.)

10.

<u>Compound</u>	<u>Formula</u>	<u>Form</u>	<u>Mol. Wgt.</u>	<u>Qp or Qr Kcal/mole</u>
Sylvite	KCl	s	75.6	-104.2
Potassium chlorate	KClO ₃	s	122.5	- 93.5
Potassium perchlorate	KClO ₄	s	138.6	-103.6
Salt peter	KNO ₃	s	101.1	-117.8
Caustic potash	KOH	s	56.1	-111.8
	K ₂ O	s	94.2	- 86.4
Arcanite	K ₂ SO ₄	s	135.2	-342.7
Periclase	MgO	s	40.3	-143.8
Halite	NaCl	s	58.5	- 98.2
Sodium chlorate	NaClO ₃	s	106.5	- 85.7
Sodium perchlorate	NaClO ₄	s	122.5	- 92.2
	Na ₂ CO ₃	s	106.0	-270.3
Soda niter	NaNO ₃	s	85.0	-101.5
Caustic soda	NaOH	s	40.0	-102.0
	Na ₂ O	s	62.0	- 99.4
	N ⁺	ion	14.0	+ 85.1
Ammonia	NH ₃	g	17.0	- 11.0
Sal ammoniac	NH ₄ Cl	s	53.4	- 75.4
Ammonium hydroxide	NH ₅ O	l	35.1	- 87.6
	NO	g	30.0	+ 21.6
	NO ₂	g	46.0	+ 8.1
Ammonium nitrate	N ₂ H ₄ O ₃	s	80.1	- 87.3
	N ₂ O	g	44.0	+ 19.5
	N ₂ O ₃	g	76.0	+ 17.4
	N ₂ O ₄	g	92.0	+ 2.3
	N ₂ O ₅	g	108.0	+ 3.6
	O ⁺	ion	16.0	+ 59.2
Lead azide	PbN ₆	s	291.3	+110.0
	SO ₂	g	64.1	- 71.0
	SO ₃	g	80.1	- 95.1
Quartz	SiO ₂	s	60.1	-205.0
Zincite	ZnO	s	81.4	- 83.2

(6)

TABLE 2 (cont.)

ATOMIC WEIGHTS

Al = 27.00,	C = 12.01,	Ca = 40.08,	Cl = 35.46,	H = 1.01,
Hg = 200.61,	K = 39.09,	Mg = 24.31,	N = 14.00,	Na = 23.00,
O = 16.00,	Pb = 207.21,	S = 32.07,	Si = 28.09,	Zn = 65.37

CONVERSION FACTORS

1 lb = 454 gm,	1 cal/gm = 1403 ft-lb/lb,	1 BTU = 252 cal
----------------	---------------------------	-----------------

TABLE 3.

HEATS OF EXPLOSION (Q_e) FOR SELECTED
EXPLOSIVE COMPOUNDS AND MIXTURES

A. COMPOUNDS.

<u>Formula</u>	<u>Products</u>	Q_e , cal/gm	Q_e , ft-lb/lb
(Salt peter) KNO_3	K_2O, NO, O_2	+956	+1,334,950
(SN) $NaNO_3$	Na_2O, NO, O_2	+860	+1,206,580
(AN) $N_2H_4O_3$	H_2O, N_2, NO_2	-663	- 888,520
(NG) $C_3N_3H_5O_9$	H_2O, N_2, CO_2, NO	-1,468	-2,060,170
(EGDN) $C_2N_2H_4O_6$	H_2O, N_2, CO_2	-1,629	-2,285,770
$CaCO_3$	CaO, CO_2	+420	+ 420,275
→ (PETN) $C_5N_4H_8O_{12}$	H_2O, N_2, CO_2, CO	-1,402	-1,967,570
(RDX) $C_3N_6H_6O_6$	H_2O, N_2, CO	-1,220	-1,711,250
(NC&NS) $C_6N_3H_7O_{11}$	H_2O, N_2, CO_2, CO	-1,402	-1,966,870
(Tetryl) $C_7H_5H_5O_8$	H_2O, N_2, CO, C	-1,009	-1,415,210
(Picric Acid) $C_6N_3H_3O_7$	H_2O, N_2, CO, C	-779	+1,092,940
(TNT) $C_7N_3H_5O_6$	H_2O, N_2, CO, C	-986	-1,383,220
(DNT) $C_7N_2H_6O_4$	H_2O, N_2, CO, C	-1,054	-1,478,480
(Cellulose) $C_6H_{10}O_5$	H_2O, C	-777	-1,089,710
(Starch) $C_6H_{10}O_5$	H_2O, C	-517	-725,770
(Lead ozide) PbN_2	N_2, Pb	-370	-519,110
(FO) CH_2	H_2, C	-500	-701,500
$KClO_3$	KCl, O_2	-87	-122,480

B. MIXTURES

$2CH_2 + 3O_2$ (23/77)	H_2O, CO_2	-2,337	-3,278,950
$C + O_2$ (27/73)	CO_2	-2,139	-3,000,600
$C + 2AN$ (7/93)	H_2O, N_2, CO_2	-868	-1,217,800
$CH_2 + 2AN$ (8/92)	H_2O, N_2, CO	-761	-1,057,560
$CH_2 + 3AN$ (6/94)	H_2O, N_2, CO_2	-897	-1,257,790
$CH_2 + 5AN$ (3/97)	H_2O, N_2, CO_2, NO	-580	-813,040
Cellulose + 12AN (15/85)	H_2O, N_2, CO_2	-911	-1,277,570
$2CH_2 + 9Al + 2Al$ (3/90/7)	H_2O, N_2, CO_2, Al_2O_3	-1,160	-1,626,920
$2CH_2 + 9AN + 4Al$ (2/85/13)	H_2O, N_2, CO_2, Al_2O_3	-1,398	-1,961,113
$2CH_2 + AN + 2SN$ (10/29/61)	H_2O, N_2, CO_2, Na_2O	-693	-971,580

TABLE 3 (Cont.)

Formula	Products	Q _c , cal/gm	Q _c , ft-lb/lb
(Amatol 53AN + 10TNT (65/35)	H ₂ O, N ₂ , CO, C	-500	-701,500
(AMATOL) 21AN + 2TNT (79/21)	H ₂ O, N ₂ , CO ₂	-1,310	-1,840,000
(TRITONAL) 10TNT + 21A1 (80/20)	H ₂ O, N ₂ , Al ₂ O ₃ , CO, C	-3,938	-5,525,300
(PENTOLITE) 14TNT + 10PETN (50/50)	H ₂ O, H ₂ , CO, C	-998	-1,400,330
(COMP. B) 70TNT + 10ORDX + 103 Wax + 8 Polyisobutylene	H ₂ O, N ₂ , CO, C	-1,157	-1,623,270
(COMP. C-4) 100ORDX + 28 Wax + 8 Polyisobutylene + 3 Sebacate	H ₂ O, N ₂ , CO, C	-1,293	-1,814,080
C + 4NG (1/99)	H ₂ O, N ₂ , CO ₂	-1,598	-2,242,130
Cellulose + 24NG (3/97)	H ₂ O, N ₂ , CO ₂	-1,595	-2,237,080
Cellulose + 12NG + 6AN (5/81/14)	H ₂ O, H ₂ , CO ₂	-1,481	-2,077,420
Cellulose + 2NG + 11AN (11/30/59)	H ₂ O, N ₂ , CO ₂	-1,124	-1,577,390
Cellulose + 4NG + 4SN (12/64/24)	H ₂ O, H ₂ , CO ₂ , Na ₂ O	-1,289	-1,807,770
Nitrocellulose + 9NG (13/87)	H ₂ O, N ₂ , CO ₂	-1,632	-2,290,000
Cellulose + 2NG + 6AH + 2SN (13/36/38/13)	H ₂ O, H ₂ , CO ₂ , Na ₂ O	-1,121	-1,572,623
CH ₄ + 2O ₂ (20/80)	H ₂ O, CO ₂	-2,375	-3,332,130

2. 10/2/55

Small sample (20/80) pressure



Small sample (20/80) pressure =
 = Evulsion pressure
 = Ignition pressure

Small sample (20/80) pressure =
 = Ignition pressure

EXPERIENCIAS SOBRE EL USO DE ANCLAS DE FRICCIÓN CON RESINAS EPOXICAS EN TUNELES DE LA MINA DE CARBÓN DE RÍO ESCONDIDO, COAH.

Por: Jorge E. Castilla Camacho*

1. INTRODUCCION

Como parte integrante de los programas de expansión de la Comisión Federal de Electricidad se planea la construcción de la Planta Termoeléctrica de Río Escondido en el Estado de Coahuila, aproximadamente a 35 km al Sur de la Ciudad de Piedras Negras, Coah.

La planta tendrá una potencia instalada total de 1200 MW y en ella se utilizará como combustible el carbón mineral que será explotado de una mina construida ex profeso en la misma zona.

La ubicación de la planta obedece a que en el sitio se encuentra la mayor cuenca carbonífera explorada en el país, cuya explotación permitirá suministrar a la planta un máximo de 16,000 toneladas diarias de carbón. Las reservas detectadas permiten estimar la vida útil de la planta en 26 años.

El programa de la mina, cuya producción será mayor que la producción anual total en el país en los últimos años, ha propiciado numerosos estudios siendo uno de ellos el relacionado con el soporte de las bóvedas de los túneles en la forma más eficiente desde los puntos de vista de seguridad, economía y maniobrabilidad en el interior de la mina.

* Oficina de Mecánica de Rocas, Departamento de Estudios Experimentales.

A principio de 1977 las autoridades encargadas del proyecto de la mina invitaron a la Oficina de Mecánica de Rocas del Departamento de Estudios Experimentales de C.F.E. y al Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. a colaborar en los programas de estudio para el diseño de un sistema de soporte adecuado para las características de la mina.

El presente trabajo describe las actividades desarrolladas por la Oficina de Mecánica de Rocas de C.F.E. en tramos experimentales de túneles, cuyas bóvedas se soportaron mediante anclas de fricción con resinas epóxicas, la instrumentación colocada en dichos tramos, los resultados obtenidos en las mediciones y las conclusiones derivadas de los mismos.

2. PRACTICA USUAL EN EL SOPORTE DE MINAS DE CARBON

Generalmente las minas de carbón se explotan mediante sistemas de túneles a partir de los cuales se extrae el mineral hasta provocar la falla del techo, por lo que en estos la estabilidad de la bóveda sólo es necesaria por un cierto tiempo. Sin embargo, existen túneles principales que deben ser estables durante toda la vida productiva de la mina y que por lo tanto deben contar con sistemas permanentes de soporte.

En México el sistema de soporte para bóvedas en minas de carbón se ha desarrollado por métodos empíricos y ha consistido principalmente en el uso de marcos de madera constituidos por dos troncos verticales de madera rolliza que soportan libremente a un tercero horizontal, el cual sostiene al techo.

Los troncos son generalmente de 6" u 8" de diámetro, con longitud variable. Ocasionalmente el tronco horizontal es substituído por una vigueta de acero de 4" ó 6" de peralte en túneles en los que la carga de roca es excesiva. La separación de los marcos es usualmente de un metro, en el sentido del túnel, pero llega a ser menor cuando por observación del comportamiento se juzga necesario.

En los túneles que funcionarán permanentes se acostumbra construir muros de mampostería paralelos al eje del túnel y próximos a las paredes a través de los cuales se transmite la carga del techo al piso. Transversalmente a ellos se colocan viguetas de acero con espaciamentos variables, generalmente de un metro.

En los frentes de explotación, sea esta por medio de pequeños túneles ó por el método de pared larga, en donde la carga aumenta por falta de apoyo al extraer el carbón, y el techo está en franco proceso de falla, se colocan, para seguridad de los mineros y del equipo de ataque, "huacales" formados por pares de troncos superpuestos hasta llegar al techo, tratando de formar una columna.

En países de Europa (Francia, Bélgica, Alemania, Inglaterra, etc.) y en los Estados Unidos, es práctica común el uso de anclas como soporte en túneles de duración temporal. El tipo de ancla más utilizado es el de fricción y de entre estos lo es el de resinas epóxicas que ofrecen un fraguado rápido y por lo tanto su trabajo es prácticamente in

mediato. Las anclas del tipo de expansión ó de cuña son menos utilizadas debido a que en la mayoría de los casos la roca se encuentra junto con los depósitos de carbón no tiene la dureza necesaria para propiciar un buen trabajo de este tipo de ancla.

El sistema de soporte mediante anclas ofrece algunas ventajas con respecto al sistema tradicional del uso de marcos de madera como son un aumento en la maniobrabilidad dentro de los túneles al evitarse la presencia de postes verticales, que aunque próximos a las paredes ocupan un área dentro del túnel; la disminución del riesgo de derrumbes por deterioro del sistema de soporte al golpear los elementos verticales por los movimientos propios en el interior del túnel; el menor volumen de material que constituye el soporte lo que frecuentemente puede representar también disminución en su costo; la facilidad de colocación sistematizada, así como la rapidez en lograr el trabajo de los elementos de soporte.

No obstante lo anterior, existen desventajas del sistema de soporte con anclas como pueden serlo el que se requieren condiciones especiales de la roca sobre el techo de la mina para lograr un buen trabajo de las anclas, y el efecto psicológico que causa en el personal que trabaja en la mina al no observar los elementos de soporte por estar estos ocultos en perforaciones.

3. LA MINA DE CARBON DE RIO ESCONDIDO, COAH.

3.1 Aspectos generales del proyecto

La breve descripción que a continuación se incluye, corresponde con el proyecto elaborado por la compañía polaca que asesoró a la C.F.E. en el año de 1976. No obstante que el proyecto ha sufrido modificaciones a la fecha, se efectúa esta descripción general debido a que los programas de ensayos en los tramos experimentales se realizaron con base en las características del proyecto mencionado. Sin embargo, las experiencias obtenidas pueden ser aplicadas a otros proyectos pues las características de los túneles serán similares.

Como se mencionó anteriormente la mina se proyectó para una producción máxima de 16,000 toneladas diarias. La explotación será por medio del sistema de pared larga con derrumbre de techo. El acceso a la mina se hará por tiros inclinados hasta la profundidad del manto. La mina se dividirá en dos secciones.

En cada sección de la mina existirán tres túneles ó cañones principales que deberán funcionar durante toda su vida productiva. Un cañón será el de arrestre, para extracción de material; otro el de transporte de personal y equipo y un tercero de ventilación. Consistirán en túneles de 4.0 m de ancho por 2.2 m de altura, y serán paralelos dejando entre ellos un espesor de 25 m de carbón. La longitud de los túneles permanentes será en total del orden de 20 km.

Transversalmente a estos túneles existirán los cañones de acceso a los frentes de pared larga. Estos consistirán en pares de túneles de 4.5 m de ancho por 2.5 m. de alto separados por un espesor de 15 m de carbón. Cada par de túneles quedará separado del siguiente por 180 m de carbón, que corresponde con el largo del frente de explotación.

Las medidas anteriores corresponden con las mínimas necesarias para la maniobrabilidad del equipo para explotación de los túneles, lo que se hará con mineros continuos, y para el movimiento de los escudos de protección de la frente de pared larga al trasladarlos de una frente a otra.

Los túneles ó cañones de acceso a los frentes de pared larga, deberán ser estables durante la explotación del frente al que dan acceso, lo que de acuerdo a los programas es del orden de un año. El soporte de estos túneles, los cuales en conjunto tendrán una longitud total del orden de 180 km, es el objeto de los trabajos que se incluyen en el presente reporte.

3.2 Descripción de la geología

La geología en la zona de la mina se ha determinado con ayuda de más de 200 barrenos con recuperación de núcleos.

La secuencia litológica en el área es muy uniforme existiendo en la superficie, con espesor variable entre 15 y 22 m, una capa de caliza de origen continental, de color blanco lechoso a café claro. Su dureza es muy variable.

Subyaciendo a este depósito existe un manto de lutita co-

lor pardo en el que se encuentran lentes de conglomerado e interestratificaciones de arenisca de grano fino a medio, - constituida por fragmentos de diferentes tipos de roca y - por faldespatos y cuarzo. Su matriz es arcillosa. En la zona de la mina la parte inferior de este manto se encuentra entre 42 m y 172 m de profundidad.

Bajo este manto y con espesor promedio de 2.0 m y máximo - de 2.8 m se encuentra el estrato de carbón explotable. Presenta una inclinación hacia el este de 1 a 2 grados y se - alarga en dirección Norte-Sur.

A continuación del manto de carbón existen areniscas de - grano fino a medio, de matriz arcillosa.

El nivel freático se define entre 5 y 10 m abajo de la superficie del terreno. Sin embargo, es probable que corresponda con mantos colgados confinados en los acuíferos constituidos por el conglomerado.

3.3 Propiedades de la roca

De ensayos efectuados en laboratorio en núcleos de roca extraídos de profundidades próximas al manto de carbón se determinaron las siguientes propiedades.

Propiedad	Valor medio	Coefficiente de variación
a) Lutita:		
peso volumétrico seco	2.15 ton/m ³	4%
resistencia a la compresión	137 kg/cm ²	17"
resistencia a la tensión	11 "	65"
resistencia al corte simple	4 "	25"

Propiedad	Valor medio	Coefficiente de variación
b) Carbón:		
peso vulemétrico seco	1.37 ton/m3	11%
resistencia a la compresión	175 kg/cm2	33"
resistencia a la tensión	9.5 "	38"
resistencia al corte simple	10.5 "	50"
c) Arenisca:		
peso vulemétrico seco	2.20 ton/m3	6%
resistencia a la compresión	323 kg/cm2	59"
resistencia a la tensión	38 "	55"
resistencia al corte simple	19 "	38"
índice de alteración	10 "	7"

4. TRAMOS EXPERIMENTALES DE TUNEL

La falta de experiencia en el uso de los sistemas de anclaje como soporte de la bóveda en minas de carbón, originaron la necesidad de efectuar ensayos en tramos de túnel y observar el comportamiento de los mismos:

Para la ejecución de los ensayos se eligió una pequeña mina, propiedad de C.F.E., próxima al sitio, de la que se extrae carbón para abastecer a la Planta Termoeléctrica de Nave, Coah. Esta mina se explota por métodos manuales; a base de túneles de 3 m de ancho y 2 m de alto, para obtener una producción de 400 ton diarias de mineral. El soporte en los túneles temporales de esta mina es el usual, a base de marcos de madera, dejándose además in situ los 10 ó 15 cm superiores del manto de carbón para proteger del intemperismo a la lutita que lo superyace.

(10)

Las características de los tramos de prueba se fijaron con la asesoría de los ingenieros A.G. Douthwaite y C. Rudge - del National Coal Board de Inglaterra quienes visitaron la mina antes mencionada y conocieron el proyecto de la nueva mina.

En un principio se pensó en ejecutar cinco tramos de prueba, de 50 m cada uno, en los que se soportaría el techo de la siguiente forma:

Tramo 1: anclas de 2.4 m de longitud espaciadas 1.20 m en dos direcciones ortogonales. Entre las hileras de anclas se colocaría malla de 3 x 3 pulgadas de alambre calibre 20, sujetándolo con las placas de las anclas.

Tramo 2: anclas de 2.4 m de longitud espaciadas 1.20 m en dos direcciones ortogonales. En cada hilera de anclas transversales al túnel se colocaría en tablón de 14 pies de largo, 8 pulgadas de ancho y dos pulgadas de grueso que estaría sujeto por las placas de las anclas y atravesado por estas últimas.

Tramo 3: igual al tramo 2 pero con anclas de 1.80 m de longitud.

Tramo 4: igual al tramo 2 pero con anclas de 1.80 m de longitud.

Tramo 5: sistema de anclaje "truso" patentado por la Torque Tensión, Ltd. de Inglaterra, consistente en un par de anclas colocadas con una inclinación de 45° en

el techo, junto a las paredes, unidas por un tensor horizontal que troquela al techo con polines de madera.

Las anclas deberían de ser del tipo de fricción colocadas con resina. Los tramos de prueba deberían tener 4.8 m de ancho y la altura sería igual a la del manto de carbón menos 15 cm que se dejarían para proteger a la lutita del intemperismo. Deberían escogerse tramos recién excavados de túnel para colocar las anclas, evitando así tramos en que el techo hubiera sufrido deformaciones anteriores. Los sistemas de soporte experimental deberían colocarse junto con el soporte de uso convencional en la mina y sólo cuando en los túneles se suspendiera la circulación de personal se procedería a retirar el soporte convencional y a observar el comportamiento de los tramos.

Una vez establecidas las características que deberían reunir los tramos experimentales y con el fin de no alterar los planes de explotación de la mina, se eligieron los cañones de regreso de ventilación números 3 y 4 para localizar los tramos de prueba. La elección se hizo también considerando que estos cañones irían a permanecer abiertos un período de un año y medio, tiempo en que se realizarían las observaciones.

5.3. INSTALACIONES DEL SISTEMA DE SOPORTE

Los tramos elegidos para la ejecución de las pruebas se ampliaron de 3 a 5 m como se aprecia en las Figs. 1 y 3. Para soportar el techo se colocaron dos marcos colineales cada metro.

El sistema experimental de soporte se colocó intermedio a los marcos.

- 5.1 En este cañón la longitud del tramo de prueba fue de 41 m, como se ve en el recuadro de la Fig. 2. Se colocó también malla ciclón de 2 1/2 pulgadas por 2 1/2 pulgadas cubriendo el ancho del techo del túnel. En un tramo de 20 m de longitud, indicado en las figuras 1 y 2, se colocó un ancla adicional de 2.40 m de longitud, inclinada 45° y a una distancia del orden de un metro de la pared derecha del cañón, como refuerzo adicional, pues en esta parte, en el resto del tramo de prueba, se venía abriendo una grieta inclinada hacia el centro del techo del túnel.

Las anclas instaladas en el tramo fueron de dos tipos. Hasta la línea de anclas número 26 se colocaron anclas constituidas por varilla corrugada de acero grado duro ($f_{yp}=4200\text{kg/cm}^2$) de 1 pulgada de diámetro con una tuerca soldada en su extremo exterior; el resto de las anclas consistió en varillas corrugadas de 7/8 de pulgada de diámetro con cabeza en forma de tuerca preparada en fragua.

Las anclas se instalaron en perforaciones de 1 3/8 de pulgada de diámetro en las que se introdujeron dos o tres cartuchos de resina epóxica de 20 pulgadas de longitud y 32 mm de diámetro. Se experimentó con diferentes cantidades de resina tratando de que se rellenara completamente el espacio entre las paredes de la perforación y el ancla. Se optó por utilizar 3 cartuchos pues el uso de más impedía la entrada del ancla hasta el fondo.

Las perforaciones se efectuaron con "stoooper" y con este mismo se introdujo el ancla previa colocación de los cartuchos en el interior de la perforación. El stoooper permitió introducir el ancla en la perforación con una velocidad de rotación de 200 revoluciones por minuto aproximadamente, lo que provocó el batido del catalizador y el endurecerdor de la resina. La instalación de cada ancla desde el inicio de la perforación hasta su introducción total en la misma tomó entre 3 y 4 minutos. Para lograr un fraguado inicial suficiente se sostuvo el ancla, posteriormente a su colocación por un lapso de 5 minutos.

La resina utilizada fue la Celtite cuyas características son siguientes:

peso volumetrico:	1.85 gr/cm ³
resistencia a la compresión:	1125 kg/cm ²
resistencia a la tensión:	170 kg/cm ²
resistencia al corte:	527 kg/cm ²
tiempo de fraguado	1 minuto
tiempo de mezclado	15 segundos

5.2 Cañón 3

En este cañón el tramo de prueba fue de 50 m de longitud, dividido en tres zonas. Conforme se aprecia en la figura 3, en la zona A se colocó un ancla central de 1.80 m de longitud completamente vertical, dos anclas con 60° de inclinación --

hacia las paredes del túnel y 2.40 m de longitud y dos anclas a 45° también de 2.40 m de longitud. Estas cinco anclas se colocaron atravesando una pieza de madera rolliza de 14 pies de longitud y 8 pulgadas de diámetro que sostenía a la malla ciclón. Además se colocó un ancla adicional, de 2.4 m de longitud y con 45° de inclinación separada entre 60 cm y un metro de la pared izquierda del cañón.

En la zona B no se colocó anclaje para poder contar con un tramo de referencia con el sistema convencional de soporte.

En la zona C el anclaje colocado consistió en anclas verticales de 1.80 m de longitud, espaciadas como se ve en la figura 3, colocadas sujetando un tablón de 16 pies de largo, 8 pulgadas de ancho y dos de espesor, el cual sostenía una malla ciclón.

Las anclas utilizadas en este cañón fueron todas varillas corrugadas de acero grado duro, de 7/8 de pulgada de diámetro con cabeza formada en fragua.

Por lo que respecta al procedimiento de instalación tipo de resina, etc. fueron los mismos utilizados en el cañón 4.

Durante la instalación de los sistemas de soporte experimental en ambos cañones, se procuró estar siempre lo más próximo posible al frente de explotación. Se llevaron registros del avance del frente, de la colocación de los marcos de madera y del anclaje en el techo. Con los datos reunidos se

formaron las gráficas de las figuras 2 y 4. Se observó que el hecho de no colocar el anclaje inmediatamente después de abierto el frente, permite la deformación del techo, aunque estén colocados los marcos. Cuando el anclaje se se paró del frente del orden de 3 m, se produjo una grieta paralela al eje del túnel en cada lado del techo. No se pudo determinar la profundidad de la grieta pero su dirección tenía tendencia a ir hacia el centro del túnel con aproximadamente 60° de inclinación con la horizontal.

6. INSTRUMENTACION

Para observar el comportamiento de las paredes, piso y techo del túnel, se fijaron secciones instrumentadas cada cinco metros de distancia en los tramos experimentales.

La instrumentación de las secciones consistió en la colocación de extensómetros de barra cuyo dispositivo de medición fue un potenciómetro eléctrico de presión. En el techo y paredes se utilizaron potenciómetros Helipot de 10 ohms, 0.5 de linealidad y 1.5 cm de radio. En el piso se utilizaron potenciómetros Spectrol también de 10 Ohms y 0.5 de linealidad pero de 3.5 cm de radio y sellados para protegerlos contra el agua.

La distribución de extensómetros en las secciones instrumentadas puede apreciarse en las figuras 7 a 17, junto con la profundidad a la que fueron fijados dentro de la roca. En algunas secciones se colocó, además de los extensómetros, un dispositivo para medir la convergencia del piso y

(24)
el techo.

En la figura 5 se incluye un croquis de la colocación de los extensómetros y del dispositivo para medir convergencia.

A los lados de la sección instrumentada 7 se colocaron dos extensómetros de 2 m de longitud y 2 de 3 m para conocer la distribución de los movimientos de la roca sobre el techo.

Todos los cables de los potenciómetros se llevaron a una consola fuera del área de prueba para evitar riesgos del personal que efectuaba las mediciones. Estas se realizaron con un Puente de Wheatstone.

Se colocó además un sistema de niveles hidráulicos para seguir las deformaciones del techo, pero este presentó problemas por la evaporación que ocurría en el interior de los túneles.

7. PRUEBAS EFECTUADAS

Como primer paso del programa de pruebas se extrajeron tres anclas de 1.80 m de longitud y 1 pulgada de diámetro, instaladas en perforaciones de 1 1/2 pulgada de diámetro. La figura 6 muestra las gráficas carga-deformación determinadas en los ensayos.

Una vez que los tramos experimentales dejaron de funcionar para la circulación en la mina, se procedió a la ejecución de las pruebas programadas.

Para retirar el soporte convencional se construyeron cerca de 100 gatos mecánicos de tornillo que se utilizaron para substituir los troncos verticales de los marcos de madera, - .

colocándose con una distribución de 1 m x 1 m bajo los troncos horizontales.

Al ir aflojando los gatos mecánicos el techo comenzó a deformarse y las anclas comenzaron a trabajar. Las deformaciones que se fueron presentando se detectaron con los instrumentos colocados. Algunas de las gráficas elaboradas se incluyen en las figuras 7 a 17.

La deformación máxima permisible en el techo se fijó en 12 cm correspondiente a 2% de expansión del techo entre el punto de medición y la cara libre (profundidad del extensómetro igual a 6 m).

A continuación se detallan las pruebas y resultados obtenidos en cada cañón.

7.1 Cañón 4

La prueba en este cañón se verificó en dos etapas. En la primera etapa, iniciada el 26 de septiembre de 1977 se movieron seis marcos, tres a cada lado de la sección instrumentada número 8 (ver fig. 1). La segunda etapa se inició el 17 de octubre siguiente moviendo 8 marcos más, hasta llegar a la sección instrumentada 6.

Al inicio de la primera etapa se aflojaron los tornillos de los gatos mecánicos hasta dejarlos prácticamente sin cargar. Se observaron las deformaciones en forma continua principalmente en la sección 8 llegándose a tener una deformación de 2 cm en el extensómetro central del techo después de 2 hrs. de iniciada la prueba, y 3.4 cm después de 24 hrs. Se prosiguió de esta forma, aflojando los gatos que se notaban cargando, diariamente, registrándose las deformaciones que

se iban produciendo.

Al comenzar la segunda etapa, ampliando el tramo con marcos apoyados en gatos mecánicos, las deformaciones sufrieron un aumento brusco llegando a ser del orden de 12 cm en el extensómetro central del techo de las secciones 7 y 8, el día 24 de octubre. En este momento se decidió suspender la prueba para no poner en peligro la estabilidad del túnel, por lo que se colocaron nuevamente los postes verticales de los marcos de madera y se retiraron definitivamente los gatos mecánicos. Las lecturas de deformaciones continuaron tomándose por un tiempo.

Las figuras 7 y 12 muestran gráficas de deformación de algunas de las secciones instrumentadas, de los extensómetros cortos (2 y 3 m) y de las mediciones de convergencia.

7.2 Cañón 3

En este tramo sólo fue posible efectuar pruebas en la zona A, iniciándose ésta el 18 de enero del presente año. Se removieron todos los marcos de la zona (ver figura 3), en total 8 marcos, teniéndose lecturas de las deformaciones que ocurrían. El día 26 de enero en la sección 2 la deformación acumulada en el extensómetro central del techo alcanzó 12 cm por lo que se decidió suspender la prueba colocando nuevamente los postes verticales de madera y retirando los gatos mecánicos.

No fue posible efectuar la prueba en la zona C de este cañón.

debido a que la mina fue cerrada al dejarse de operar la Planta Termoeléctrica de Nava, Coah.

8. CONCLUSIONES

- a) Los instrumentos colocados proporcionaron mediciones congruentes con el comportamiento estructural del túnel y consistencia durante su operación por lo que los datos obtenidos se juzgan confiables.
 - b) Las deformaciones que ocurrieron en el techo en los tramos experimentales (secciones 7 y 8 del cañón 4 y sección 2 del cañón 3) fueron excesivas para la estabilidad del túnel de acuerdo a experiencias publicadas*. Se alcanzaron deformaciones de 12 cm, correspondientes a una expansión del 2% entre el punto de medición y la cara libre de la roca, en un tiempo corto para lo que deben estar abiertos los túneles temporales de la mina.
 - c) Las deformaciones del techo ocurridas en secciones en las que no se removieron los postes verticales de madera fueron entre 1 y 2 cm en el tiempo que duraron las pruebas (ver figuras 7, 13, 15, 16).
 - d) De acuerdo a las mediciones de extensómetros colocados a diferentes profundidades en el techo, entre 2 y 3 m hay una deformación importante, posiblemente una grieta.
 - e) Las anclas de 1.80 m de longitud parecen ser reducidas para el ancho de túnel ensayado. Anclas de mayor longitud.
-

RAFFOUX, J.F., P.SINOU y E.TENCELIN "Le boulonnage des voies et des galeries minières" Revue de L'industrie minerale, Julio 71.

podrían conducir a resultados más prometedores.

- f) La deformación de las paredes de los túneles fue muy reducida con valores máximos de 2 ó 3 mm.
- g) El piso del túnel manifestó expansión con valores del orden de 2 cm como máximo.
- h) Los dispositivos para medición de convergencia proporcionaron datos congruentes con los obtenidos por medio de los extensómetros de piso y techo combinados.
- i) El tramo en el que se colocaron anclas con madera rolliza como trabes (zona A del cañón 3) presentó un comportamiento más uniforme que el tramo con anclas solas (cañón 4). Además hubo menos agrietamiento en el techo. Sin embargo, la longitud de anclaje y separación del mismo, no representó un soporte adecuado por la rapidez con que se llegó a la deformación máxima permisible.
- j) Se pudo observar que es muy importante para el buen funcionamiento del anclaje colocarlo inmediatamente atrás del frenteabierto para evitar deformaciones entre ambas operaciones se formaron grietas en el techo, próximas a las paredes y paralelas a ellas.

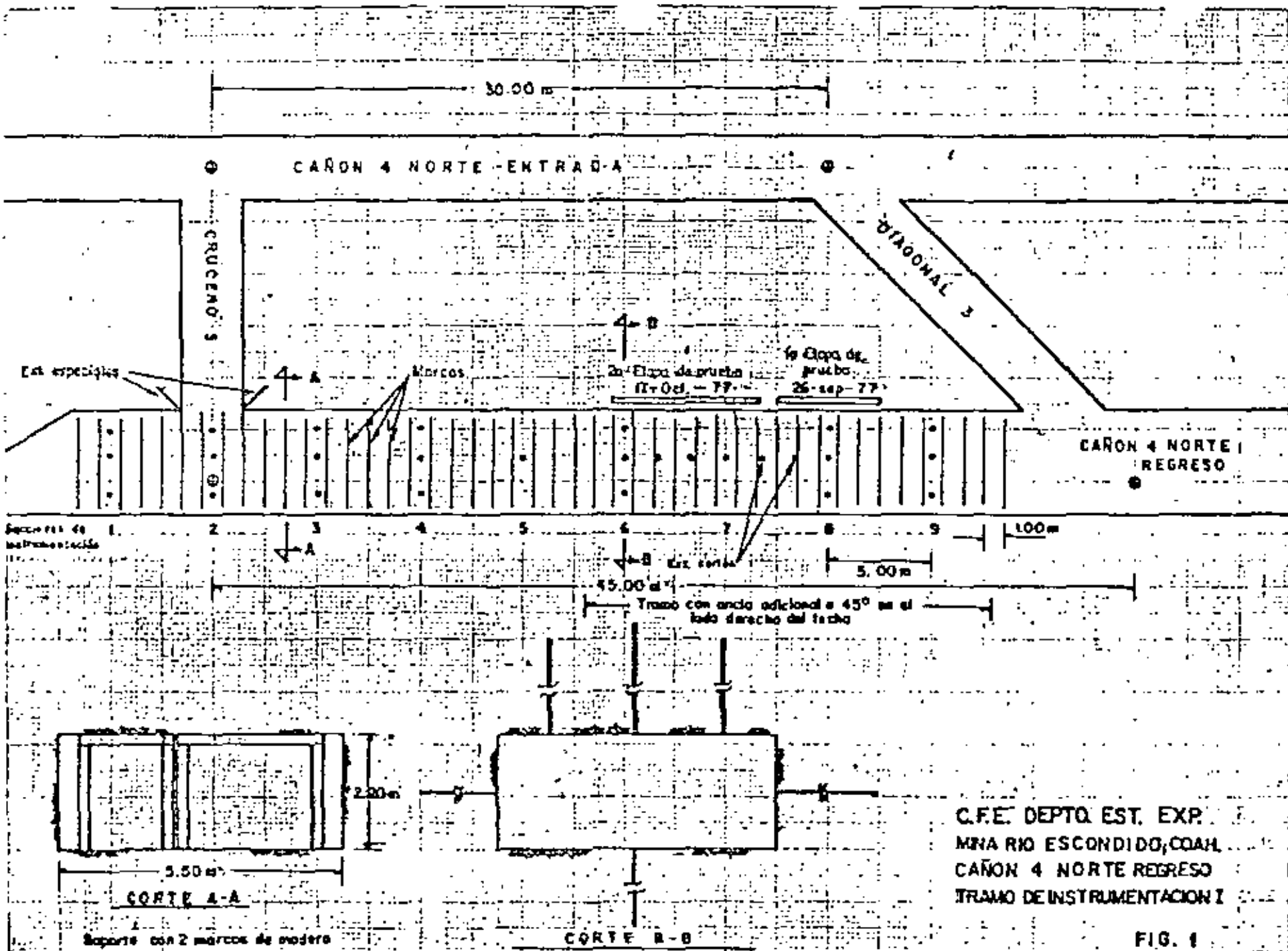
9. RECONOCIMIENTOS

Los trabajos descritos en el presente reporte fueron posibles gracias al patrocinio de la Coordinadora de Río Escondido, Coah. La colaboración del personal de la Mina de Río Escondido, Coah.

(27)

y especialmente del Ing. Salvador Uribe V., Superintendente de la Mina, permitieron el desarrollo de los programas de ensaye. La colocación del anclaje estuvo a cargo del Sr. Mario Urquijo B. En la coordinación de los trabajos de campo participaron los Ings. Raúl Ramírez Aranda, Sergio Ochoa y Alfonso Rodríguez García. La colocación de instrumentos y ejecuciones de mediciones fue hecha por los Sres. Filadelfo Ayanegui U., y Humberto León M. Los trabajos de laboratorio fueron ejecutados por los Sres. Efraín Esperón Q., y Francisco Vallejo C. La fabricación de instrumentos fue hecha por personal del taller del Departamento de Estudios Experimentales, a cargo del Ing. Jorge Borbón.

NOTA: La suspensión imprevista de la operación de la mina - al cerrarse la Planta Termoeléctrica de Nava, Coah. - impidieron llevar a cabo la totalidad de las pruebas programadas. Se pretende continuar con los ensayos - una vez se cuente con la mina nueva.



C.F.E. DEPTO. EST. EXP.
 MINA RIO ESCONDIDO, COAH.
 CAÑON 4 NORTE REGRESO
 TRAMO DE INSTRUMENTACION I

FIG. 1

Sección de Instrumentación

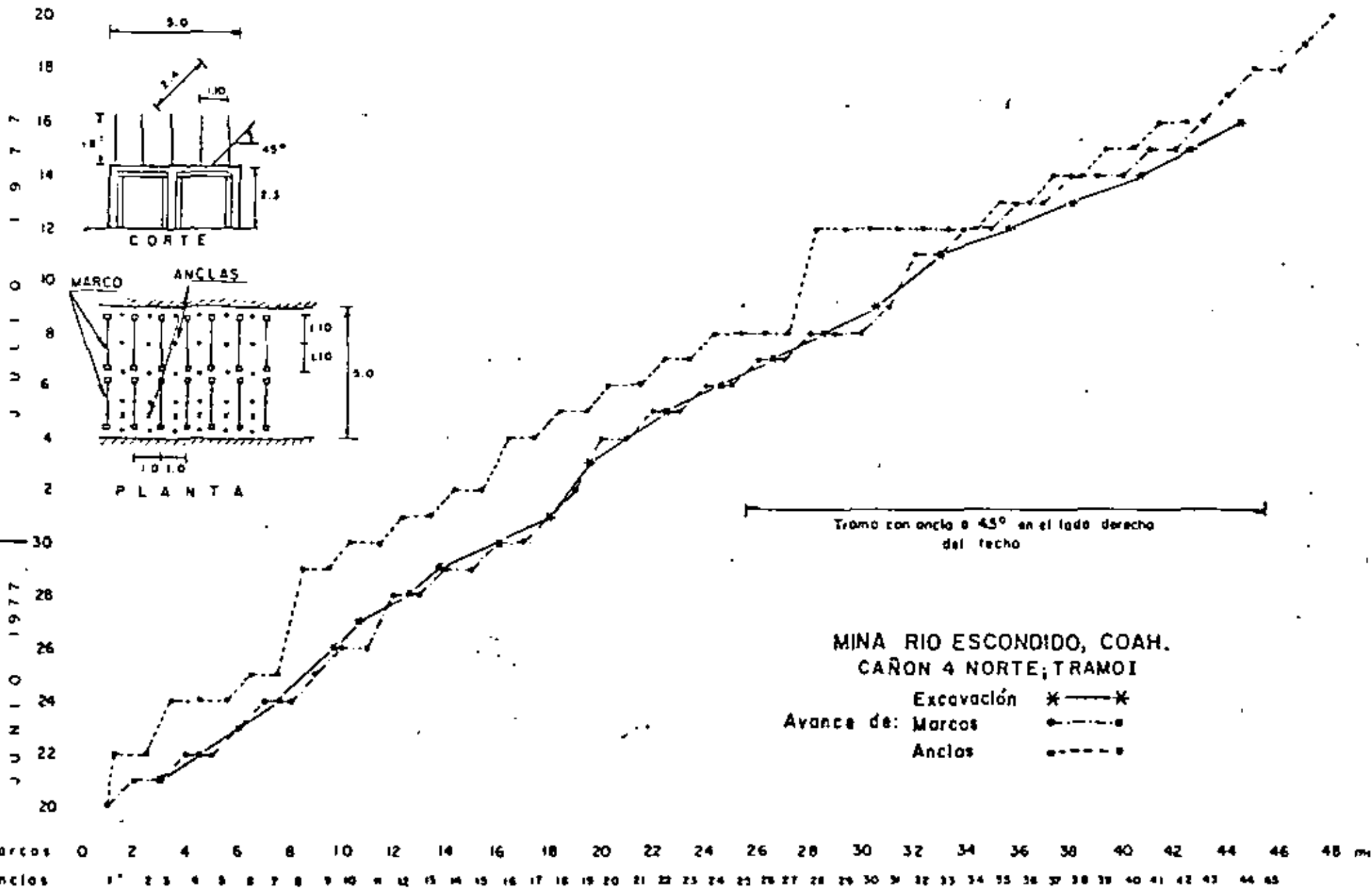


FIG. 2

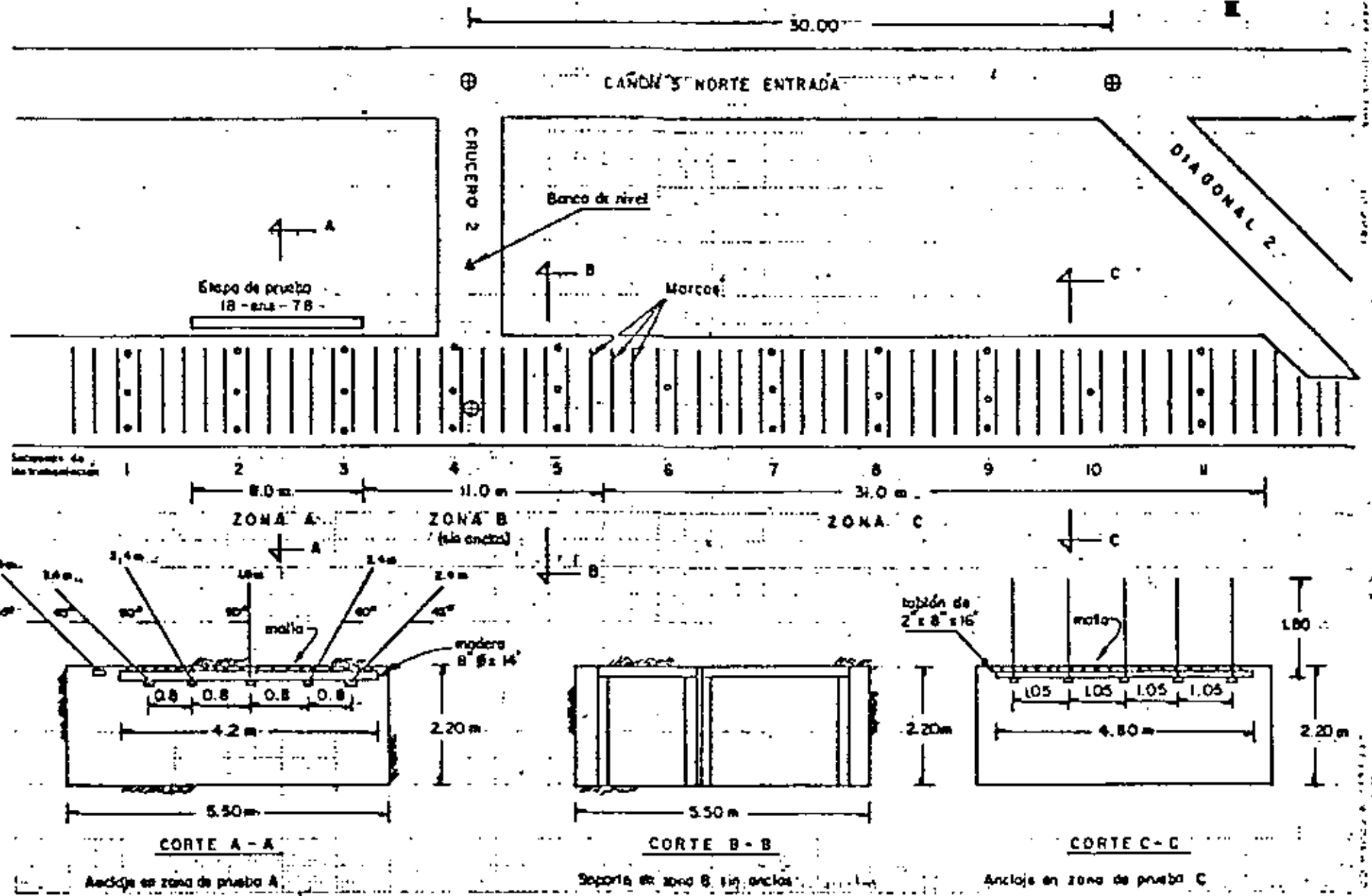
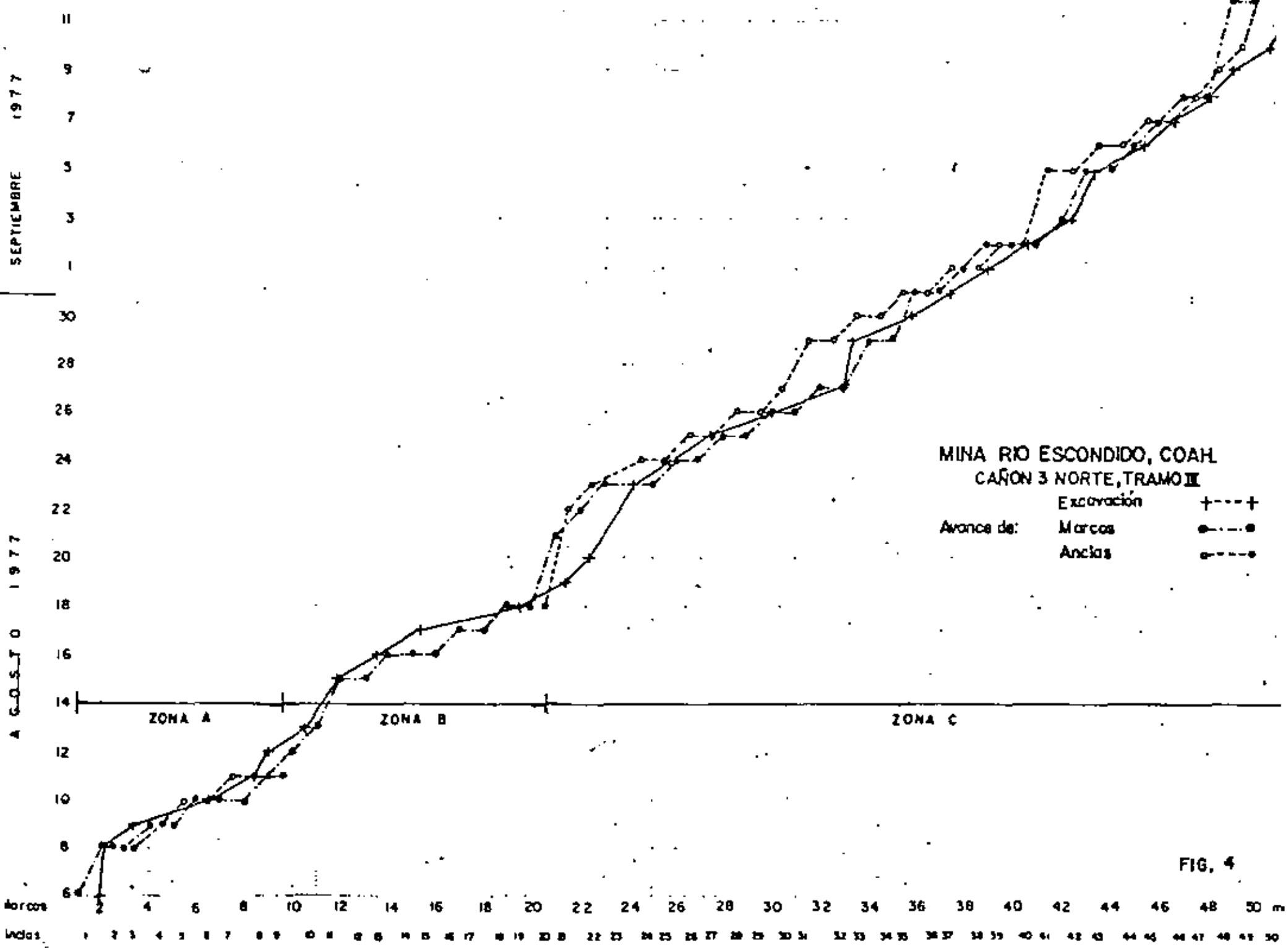


FIG. 3

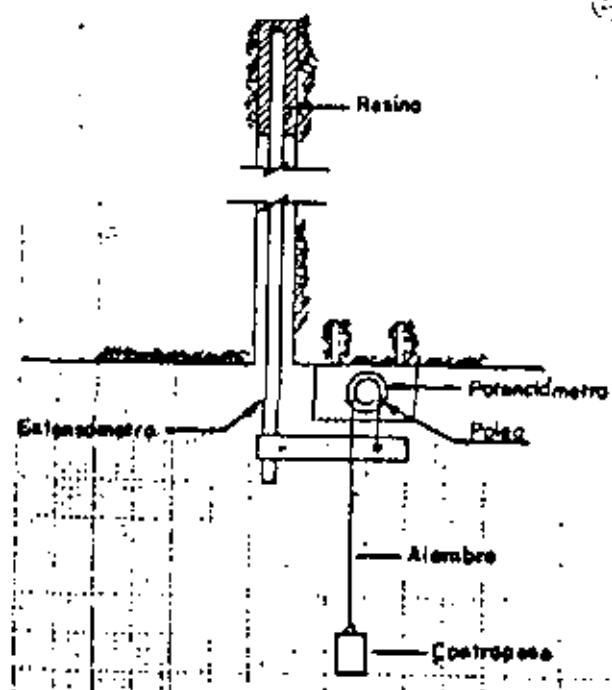


MINA RIO ESCONDIDO, COAH.
 CAÑON 3 NORTE, TRAMO III

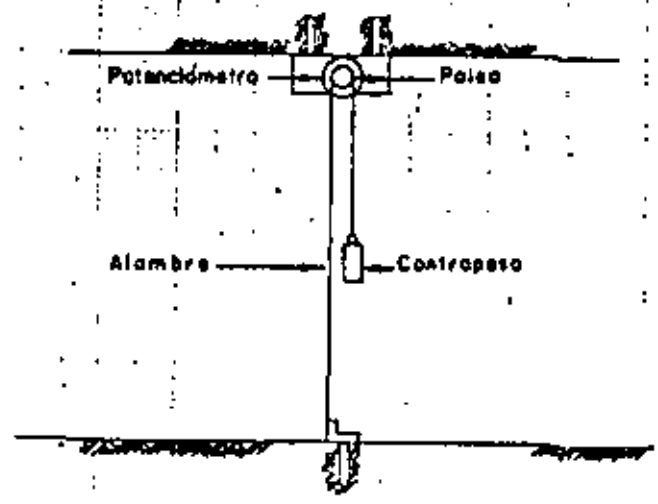
Avance de: Excavación +---+
 Marcos ●---●
 Ancias ○---○

FIG. 4

(32)



EXTENSOMETRO DE PISO, PARED, Y TECHO



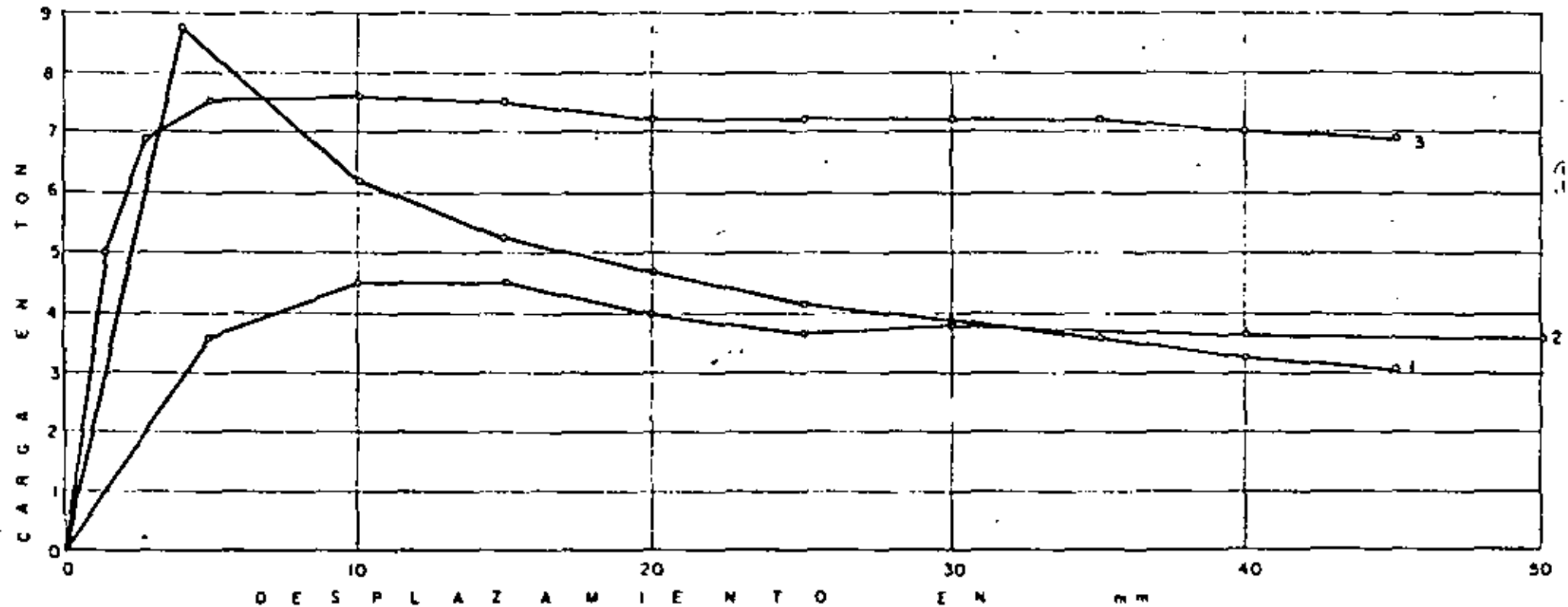
EXTENSOMETRO PARA MEDIR CONVERGENCIA

FIG. 5

MINA RIO ESCONDIDO, COAH.
PRUEBA DE TENSADO DE ANCLAS
CAÑON 4 NORTE, REGRESO

FIG. 6

Las anclas consistieron en varillas corrugadas de acero grado duro de 1" de diámetro y 1.80 m de longitud. Se instalaron en perforaciones de 1 1/2" de diámetro. La falla ocurrió siempre en el contacto resina-roca. El ancla No. 2 quedó con 38 cm sin resina en la proximidad de la boca del barreno. Las otras anclas quedaron totalmente cubiertas de resina.



C U A T R O M E T O D O S P R I N C I P A L E S

D E

V O L A D U R A S

C O N T R O L A D A S

Un análisis de los principios... aplicaciones...
ventajas... y limitaciones.

La información en esta publicación ha sido desarrollada por Du Pont para proporcionar a los consumidores de explosivos el conocimiento práctico relativo al arte de las Voladuras Controladas, para reducir el exceso de rompimiento.

A D V E R T E N C I A

La presente información comprende un análisis de los principios, ventajas, aplicaciones y limitaciones de cuatro métodos de voladuras controladas, basada en la información elaborada por DU FONT para proporcionar el conocimiento práctico sobre el uso de explosivos a fin de reducir el exceso de rompimiento o sobreexcavación.

Los consumidores de explosivos han buscado y ensayado muchas maneras para reducir el exceso de rompimiento o sobreexcavación de las voladuras. Por razones de seguridad, el rompimiento excesivo es inconveniente tratándose de taludes, bancos, frentes o pendientes inestables y es también económicamente inconveniente cuando la excavación excede la "línea de pago" (implica concreto extra y los taludes fracturados requieren un mantenimiento costoso).

En voladuras controladas se utilizan varios métodos para reducir el exceso de rompimiento; sin embargo, todas tienen un objetivo común: Disminuir y distribuir mejor las cargas explosivas para reducir al mínimo los esfuerzos y la fractura de la roca más allá de la línea misma de excavación.

Los nombres descriptivos asociados con los métodos para las Voladuras Controladas son muy numerosos y en algunos casos, hasta confusos. Este informe ha sido preparado por Du Pont para aclarar estos términos y para establecer los principios básicos de los diversos procedimientos usados.

Desde que se empezaron a utilizar los explosivos en las industrias minera y de la construcción, se ha intentado desarrollar fórmulas que proporcionen métodos más seguros para controlar el exceso de rompimiento. En años recientes, los métodos se han vuelto más complicados; sin embargo, son todavía proposiciones esencialmente a base de ensayo y ajuste en lo que se refiere a su aplicación en el campo. Esto no es realmente sorprendente si se consideran las variantes geológicas involucradas en las voladuras. Es ilusorio creer que el mismo método de voladura pueda ser igualmente eficaz en formaciones ígneas compactas que en depósitos sedimentarios altamente estratificados.

Por muchos años la barrenación en Línea fue el único procedimiento utilizado para controlar el rompimiento excesivo. La Barrenación en Línea o de límite simplemente consiste de una serie de barrenos en línea, vacíos, a corta distancia unos de otros y a lo largo de la línea misma de excavación, proporcionando así un plano de debilidad que la voladura puede romper con facilidad.

A través de los años, las modificaciones al Barrenado en Línea han provocado la introducción de otros términos tales como: Voladuras Amortiguadas (Cushion Blasting), Voladuras Prefracturadas (Pre-Shearing), Voladuras Precortadas (Pre-Splitting), Voladuras Perfiladas (Smooth Blasting), Voladuras Esculturales (Sculpture Blasting), Voladuras Perimétrales (Perimeter Blasting) y Voladuras de Contorno (Contour Blasting). Estos procedimientos difieren del principio de la Barrenación en Línea, esencialmente, en que algunos o todos los barrenos se disparan con cargas explosivas relativamente pequeñas y debidamente distribuidas. La detonación de estas pequeñas cargas

tiende a fracturar la roca entre los barrenos y permite mayores espaciamientos que en el caso de la Barrenación en Línea. Por lo tanto, los costos de barrenación se reducen y en muchos casos se logra un mejor control del exceso de rompimiento.

Los procedimientos de voladuras controladas descritas en este informe se agrupan en cuatro categorías:

- 1) Barrenación en Línea, de límite o de costura.
- 2) Voladuras Amortiguadas.
- 3) Voladuras Perfiladas o de afine.
- 4) Voladuras Prefracturadas.

Algunos de los procedimientos antes mencionados tienen aplicación tanto en trabajos subterráneos como a cielo abierto. Este informe enumera sus aplicaciones, ventajas y limitaciones bajo varias condiciones.

BARRENACION EN LINEA, DE LIMITE O DE COSTURA.

Principio.

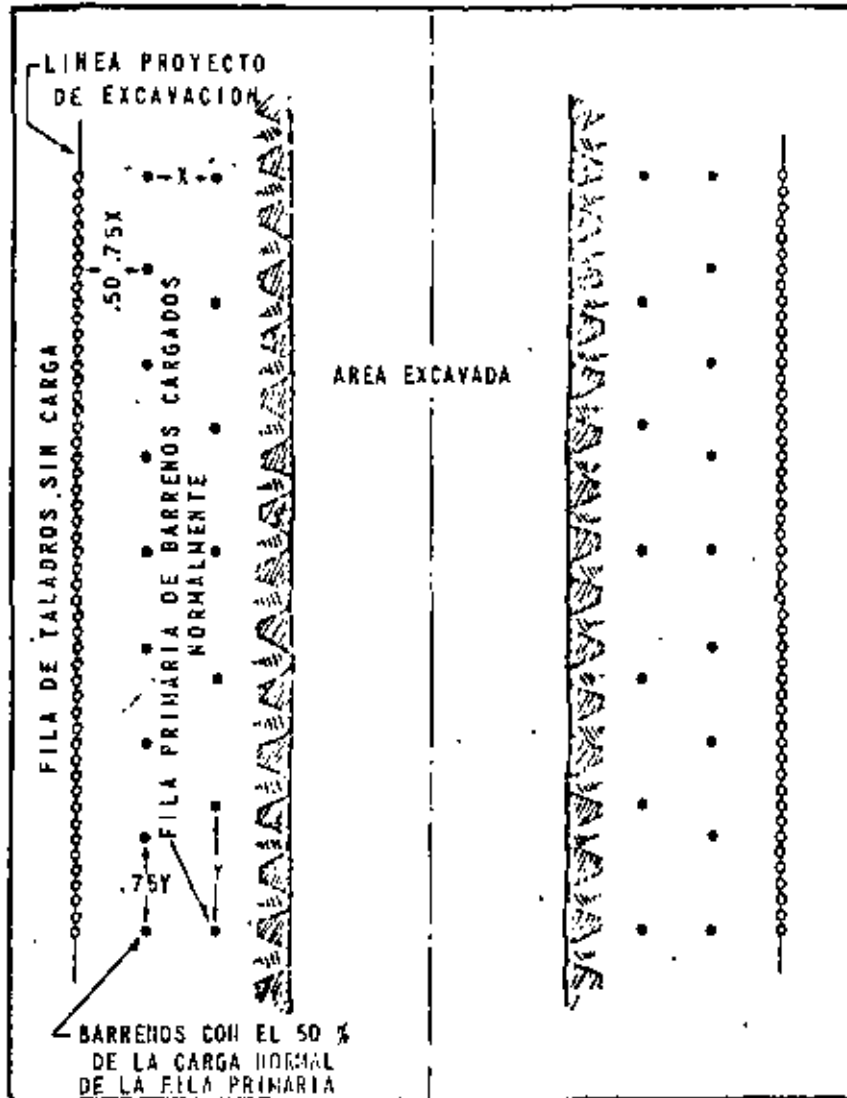
La Voladura con Barrenación en Línea involucra una sola hilera de barrenos de diámetro pequeño, poco espaciados, sin cargar y a lo largo de la línea misma de excavación. Esto proporciona un plano de menor resistencia, que la voladura primaria pueda romper con mayor facilidad. También origina que parte de las ondas de choque creadas por la voladura sean reflejadas, lo que reduce la trituración y las tensiones en la pared terminada.

Aplicación.

Las perforaciones de la Barrenación en Línea generalmente son de 2" a 3" de diámetro y se separan de 2 ó 4 veces de su diámetro a lo largo de la línea de excavación. Los barrenos mayores de 3" se usan poco con este sistema pues los altos costos de barrenación no pueden compensarse suficientemente con mayores espaciamientos.

La profundidad de los barrenos depende de su buena alineación. Para obtener buenos resultados, los barrenos deben quedar en el mismo plano. Cualquier desviación en ellos, al tratar de barrenar más profundamente, tendrá un efecto desfavorable en los resultados. Para barrenos de 2" a 3" de diámetro las profundidades mayores a 9 metros son raramente satisfactorias.

Figura 1



PLANTILLA TIPICA DEL PROCEDIMIENTO DE BARRENACION EN LINEA

Los barrenos de la voladura directamente adyacentes a los de la Barrenación en Línea, se cargan generalmente con menos explosivos y también a menor espaciamiento que los otros barrenos. La distancia entre las perforaciones de la Barrenación en Línea y los más próximos, cargados, es usualmente del 50 al 75% de la berna o línea de menor resistencia usual. Es práctica común reducir los espaciamientos laterales entre barrenos adyacentes cargados en el mismo orden con un 50% de reducción en la carga explosiva. Los explosivos deberán quedar bien distribuidos en el barreno, utilizando para ello separadores y Primacord.

Los mejores resultados con la Barrenación en Línea se obtienen en formaciones homogéneas en donde los planes de estratificación, juntas y hendiduras son mínimas. Estas irregularidades constituyen planos naturales de debilidad que tienden a provocar y prolongar el corte a través de los barrenos en Línea, y del paramento del corte. Por lo tanto, las formaciones sedimentarias de capas delgadas y las metamórficas menos consolidadas, son poco adecuadas para la Barrenación en Línea como control de rompimiento excesivo, a menos que la barrenación pueda hacerse perpendicularmente al sentido de la formación. Sin embargo esto es poco práctico en la mayoría de los trabajos de excavación.

Trabajo a cielo abierto.— La Fig. 1 muestra un patrón típico y un procedimiento para la Barrenación en Línea para trabajo a cielo abierto. Los mejores resultados se obtienen cuando la excavación primaria se mantiene retirada de una a tres filas de barrenos de la línea precisa de excavación. La última fila o filas de barrenos se separan entonces de la Barrenación en Línea utilizando estopines de retardo o conectores MS de Primacord. Este procedimiento permite la salida más fácil hacia el frente, pudiendo moverse la roca hacia éste y creando así menos presión hacia atrás que pudiera causar un exceso de rompimiento más allá de la Barrenación en Línea.

En formaciones metamórficas no bien consolidadas y en formaciones sedimentarias de capas delgadas, los resultados con la Barrenación en Línea pueden mejorarse cargando ligeramente algunos de esos barrenos en línea. Este procedimiento condujo al desarrollo de los sistemas de Voladuras Amortiguadas y de Voladuras Perfiladas. También se encontró que los resultados de la Barrenación en Línea podían mejorarse en algunas formaciones, cargando ligeramente y disparando los barrenos en línea antes de la voladura principal. Esto condujo a la introducción del método conocido como Precortado o Prefracturado. Todas estas modificaciones a la Barrenación en Línea provocan mayor debilidad a lo largo de la línea proyecto de la excavación utilizando la fuerza del explosivo para cortar la roca entre los barrenos.

Trabajos subterráneos.- La aplicación de la teoría básica del sistema de Barronado en Línea, esto es, utilizando solamente barrenos vacíos, es muy limitada en trabajos subterráneos. Generalmente se usan barrenaciones cerradas, pero siempre cargadas -- aunque ligeramente. A este procedimiento hemos preferido llamarle Voladura Perfilada y será descrita posteriormente.

Ventajas.- La Barronación en Línea es aplicable en lugares donde aún con cargas explosivas ligeras, en combinación con otras técnicas de voladuras controladas, pueden causar fracturas -- más allá del límite de la excavación.

Quando se utiliza con otros procedimientos de voladuras controladas, la Barronación en Línea entre barrenos cargados -- ocasiona fracturas que mejora los resultados.

Limitaciones.- El Barronado en Línea tiene ciertas limitaciones que deben conocerse:

Los resultados de la Barronación en Línea no siempre son previsibles, excepto con formaciones muy homogéneas.

Debido a que la separación entre barreno y barreno es muy pequeña, los costos de barronación son altos.

Debido a que la Barronación en Línea requiere un gran -- número de barrenos a espacios muy cortos, la perforación llega a presentar dificultades por lo que los resultados a menudo no son satisfactorios debido al defectuoso alineamiento de los barrenos.

VOLADURAS AMORTIGUADAS.

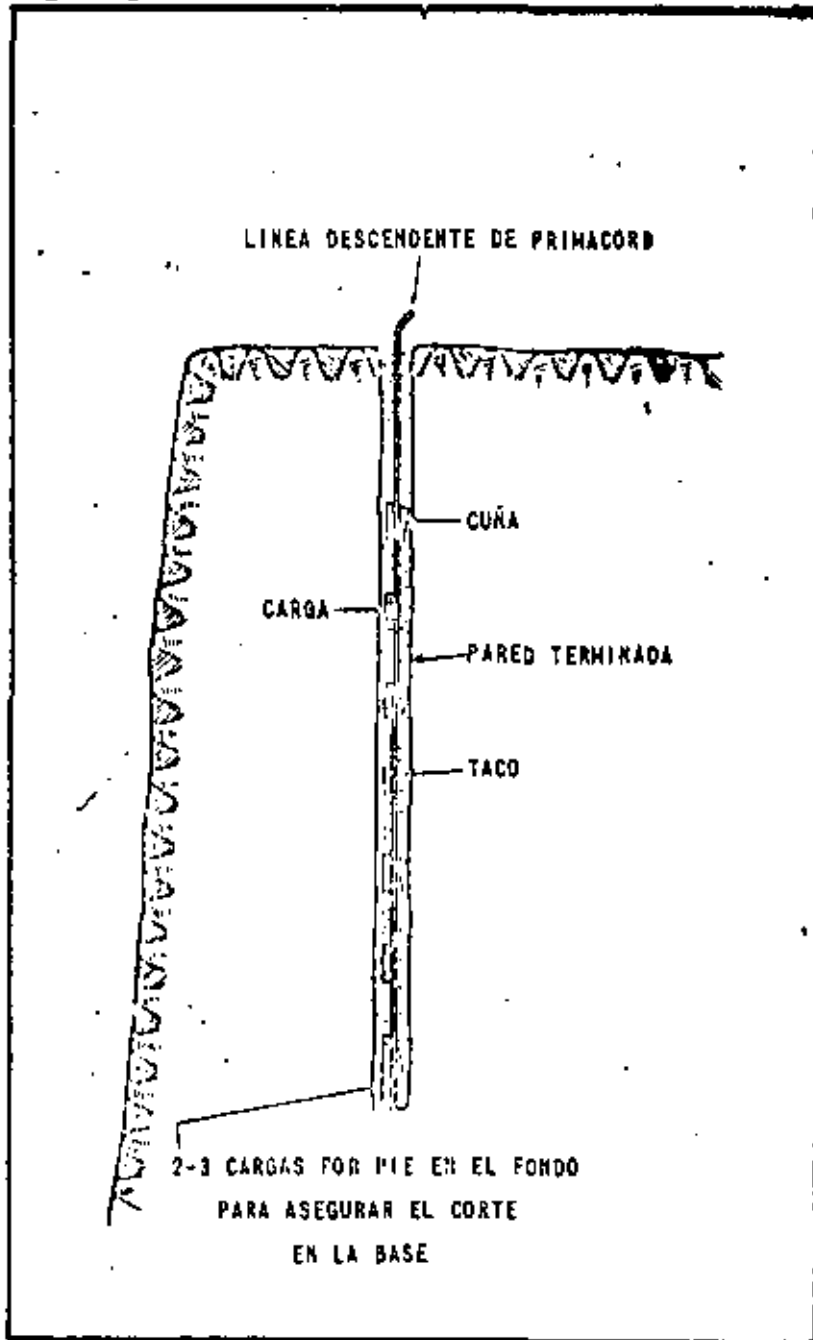
PRINCIPIO.

La Voladura Amortiguada a veces denominada como voladura para recortar, lejear o desbastar, se introdujo en el Canadá hace varios años. Al igual que la Barronación en Línea, la Voladura -- Amortiguada implica una sola fila de barrenos a lo largo de la -- línea proyecto de excavación.

Aunque en esta voladura, como se practicó originalmente -- se hacían barrenos de 4" a 6 1/2" de diámetro, también ha utilizado barrenos pequeños hasta de 2" y 3 1/2" de diámetro. Las cargas para las voladuras amortiguadas deben ser pequeñas, bien distribuidas, perfectamente retacadas y se harán explotar después de -- que la excavación principal ha sido despejada. Al ser volada la -- berma, el taco amortigua la vibración dirigida hacia la pared ter

Figura 2

(43)



COLOCACION DE LAS CARGAS DE EXPLOSIVO
PARA VOLADURAS AMORTIGUADAS

TABLA I

CARGAS Y PLANTILLAS PROPUESTAS PARA VOLADURAS
AMORTIGUADAS

DIAMETRO DEL BARRENO EN PULGADAS	ESPACIAMIENTO EN (1) PIES	DORADO EN PIES (1)	CARGA EXPLOSIVA EN LIBRAS/PIE (1)
2-2 1/2	3	4	0.08 - 0.25
3-3 1/2	4	5	0.13 - 0.50
4-4 1/2	5	6	0.75 - 0.75
5-5 1/2	6	7	0.75 - 1.00
6-6 1/2	7	8	1.00 - 1.59

(1). - Dependien de la naturaleza de la roca.
Las cifras anotadas son promedios.

(2). - El diámetro del cartucho deberá ser
igual o menor que la mitad del
diámetro del barreno.

minada, reduciendo así al mínimo la fractura y las tensiones en esta pared. Disparando los barrenos de amortiguamiento a pequeños intervalos, la detonación tiende a cortar la roca entre ellos dejando una superficie uniforme y con un mínimo de sobreexcavación.

Obviamente, a mayor diámetro de barreno, se obtiene mayor amortiguamiento.

APLICACION.

En la Voladura Amortiguada, se desaloja el área principal de excavación dejando un mínimo de banco frente a la línea final de excavación. Los barrenos de amortiguamiento pueden perforarse ya sea antes de la voladura primaria o justamente antes de remover el banco final.

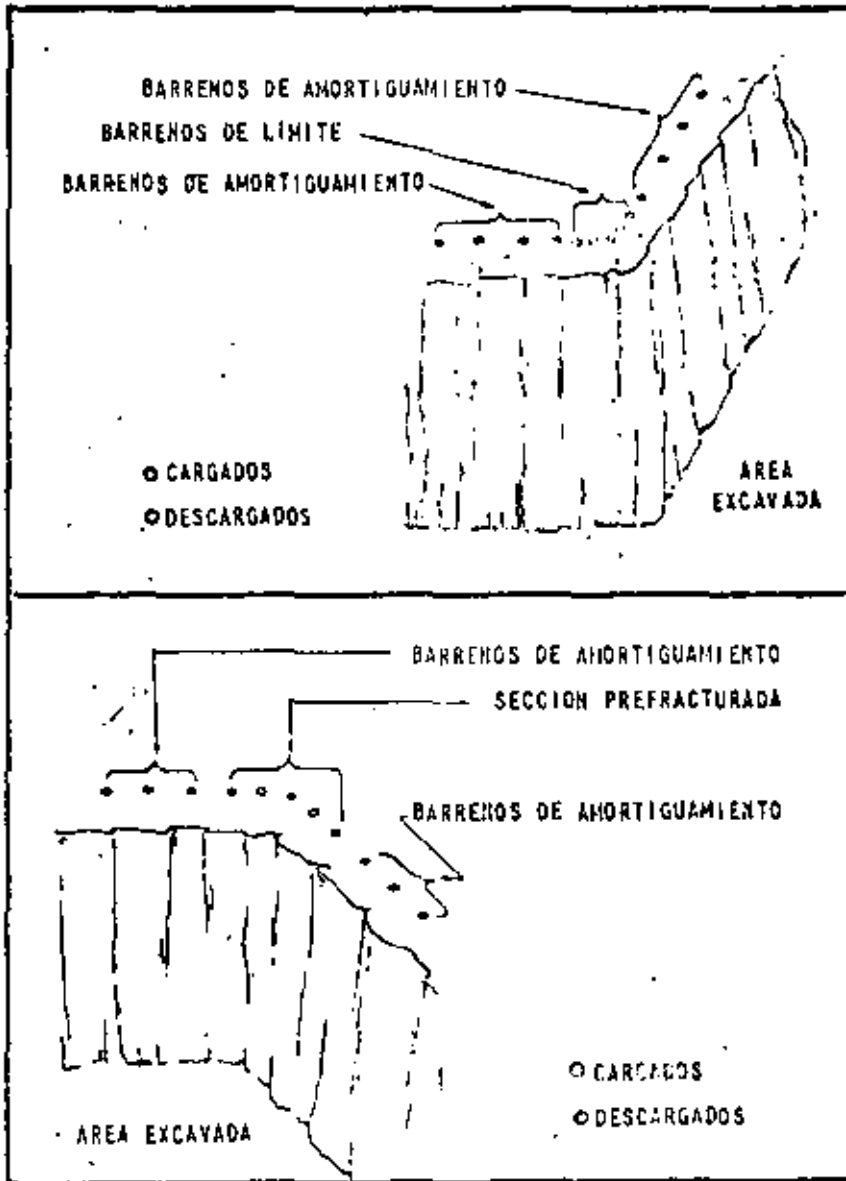
Trabajos a cielo abierto. - El banco o berna y el espaciamiento variarán de acuerdo con el diámetro de los barrenos que se hagan. La Tabla I muestra una guía de patrones y cargas para diferentes diámetros de barrenos. Nótese que los números mostrados cubren un campo promedio debido a las variaciones que resultan del tipo de formación por volarse. Con este procedimiento los barrenos se cargan con cartuchos enteros o fraccionados atados a líneas de Primacord a manera de rosario, usándose generalmente cartuchos de 1 1/2" de diámetro por 8" de largo y colocándose a 1 ó 2 pies de separación.

Para provocar el corte en el fondo del barreno, se utiliza una carga 2 ó 3 veces mayor que la utilizada en la parte superior del barreno. Para efectos de un amortiguamiento máximo, las cargas deben colocarse dentro del barreno tan próximas como sea posible a la pared correspondiente al lado de la excavación. Para lograr esto, puede retacarse la parte posterior del barreno, pudiendo también colocarse cuñas o bloques dentro del mismo (Ver fig. 2).

Los cartuchos se fijan con cinta adhesiva a las líneas de Primacord, o cuando están provistos de tubos deslizantes para Primacord, pueden cargarse dejándolos resbalar a los intervalos deseados. Pueden utilizarse tubos espaciadores para obtener las distancias deseadas entre cartuchos. Si no se usan espaciadores, se puede colocar taco entre cada cartucho que se deje caer.

Quando la carga entera para un barreno se arma previamente fijando a una línea de Primacord los cartuchos, el taco debe colocarse ya que la carga completa haya quedado colocada en el interior del barreno. En este caso, pueden servir como taco materiales como arena, piedra triturada o grava, siempre y cuando tengan su-

Figura 3.



VOLADURAS AMORTIGUADAS
EN FRENTES, EN ESQUINA O EN RINCON

ficiente fluidez como parallanar el espacio entre los cartuchos.- Subiendo y bajando continuamente la línea de Primacord a medida que se va vaciando el taco, se ayuda al relleno entre cartuchos. Los últimos 2 ó 3 pies del barreno se atacan completamente y no se cargan. La cantidad de taco en la parte superior varía de acuerdo con la formación por volarse.

El retardo mínimo entre la explosión de los barrenos amortiguadores proporciona la mejor acción de corte entre barreno y barreno; por lo tanto, normalmente se emplean líneas troncales de Primacord. En donde el ruido y la vibración resulten críticos, se pueden obtener buenos resultados con estopines de retardo K.S.

La relación berma o línea de menor resistencia/espaciamiento, variará en algunas formaciones, pero para obtener un mejor corte entre barrenos, el espaciamiento debe ser menor que el ancho del banco que deba ser volado (Ver Tabla I)

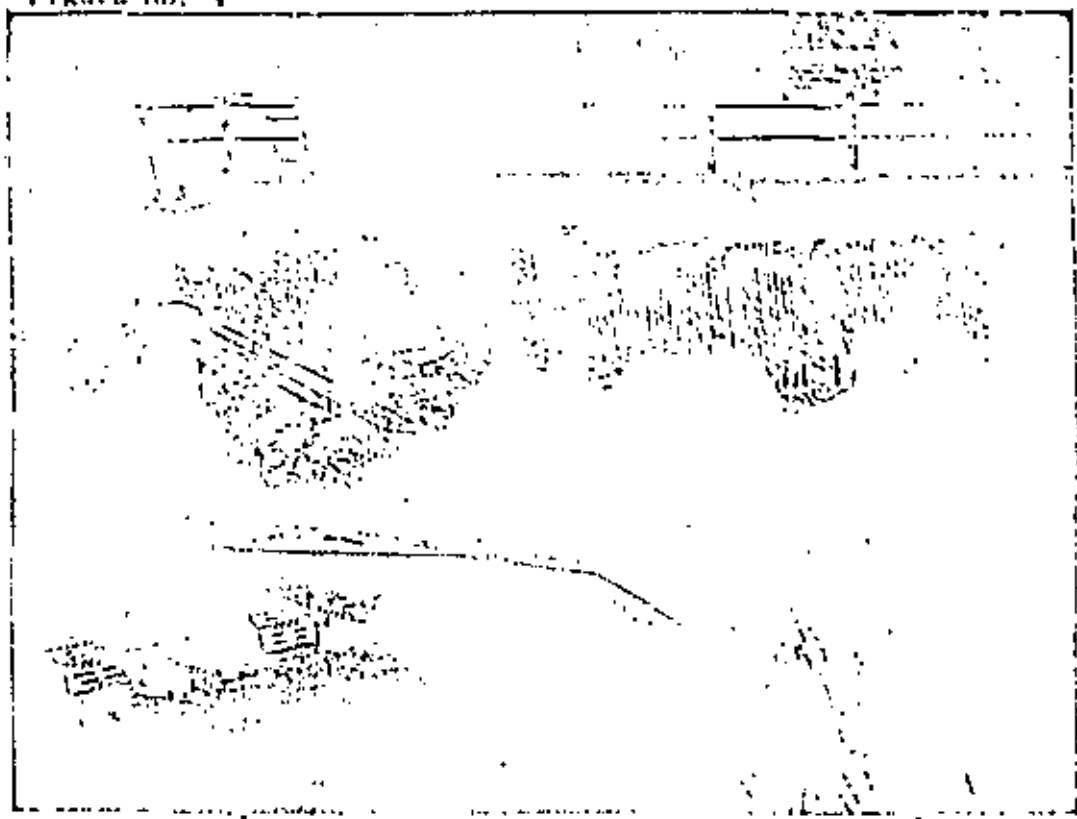
La Voladura Amortiguada puede practicarse por métodos de banqueo o perforado previamente los barrenos de amortiguamiento hasta la profundidad completa de la excavación. Cuando es usado el banqueo, se deja usualmente un escalón mínimo de un pie por banco, ya que es imposible colocar el taladro al ras de la pared del banco superior.

La profundidad máxima que puede volarse con éxito por este método, depende de la precisión del alineamiento de los barrenos. Con barrenos de diámetros mayores puede mantenerse un mejor alineamiento a mayor profundidad. Las desviaciones de más de 6" del plano de los barrenos dan generalmente malos resultados. Se han hecho voladuras con éxito usando barrenos de amortiguamiento hasta de 90 pies de profundidad.

La velocidad de penetración del taladro debe también ser considerada al determinar la profundidad de los barrenos. Si por ejemplo, la penetración a una profundidad determinada resulta demasiado lenta, puede resultar más económico banquar y así obtener avances más reales para dar un costo global bajo de perforación.

Cuando se realizan voladuras por amortiguamiento en áreas curvas o en esquinas, se requiere menores espaciamientos que cuando se vuela una sección recta. Pueden también utilizarse ventajosamente taladros-guía cuando se vuelan caras no lineales. En esquinas a 90°, una combinación de varios procedimientos para voladuras controladas, dará mejores resultados que la voladura amortiguada simple (Véase la Fig. 3)

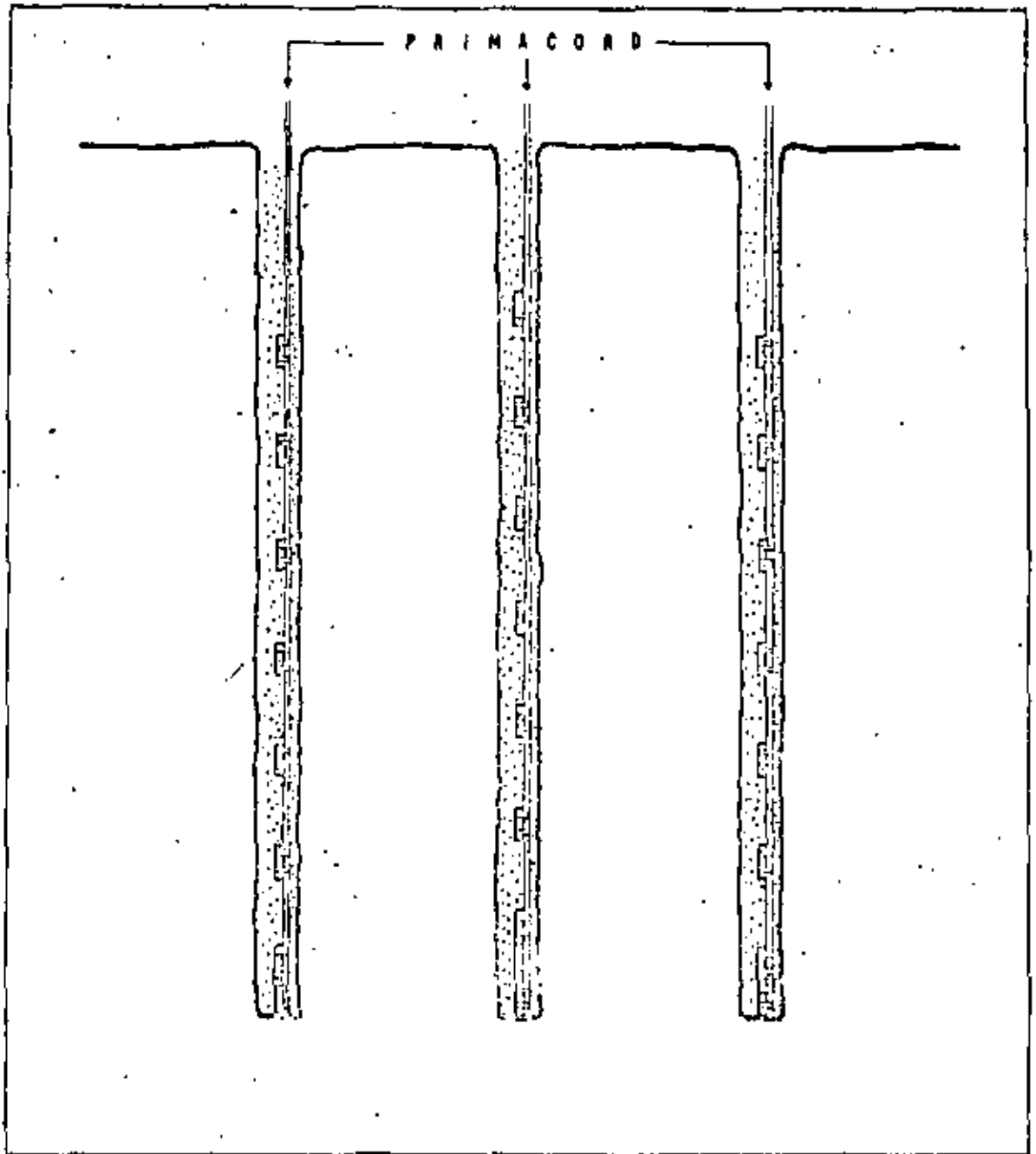
FIGURA No. 4



RESULTADO DE UNA VOLADURA AMORTIGUADA USANDO BARRENS DE AMORTIGUAMIENTO DE GRAN DIAMETRO Y BARRENS GUIA DE PEQUEÑO DIAMETRO.



RESULTADO DE UNA VOLADURA AMORTIGUADA USANDO BARRENOS
GUIA Y BARRENOS AMORTIGUADOS DE PEQUEÑO DIAMETRO



CARGAS SALTEADAS PARA LA MEJOR DISTRIBUCIÓN
DEL EXPLOSIVO

En formaciones sedimentarias sin consolidar, donde es difícil obtener una pared lisa, se recomienda intercalar taladros -- guía sin cargar entre los taladros de amortiguamiento. Generalmente se emplean taladros-guía de pequeño diámetro para reducir los costos de barrenación.

Donde sólo la parte superior de la formación está intemperizada, los taladros-guía se perforan solamente hasta esa profundidad y no hasta la profundidad total de los barrenos de amortiguamiento. Este procedimiento es común en el primer banco, puesto que el rompimiento hacia atrás es allí más probable que en los bancos inferiores. La Fig. 4 muestra los resultados de una combinación de voladura amortiguada con barrenos-guía en donde los últimos fueron perforados a la profundidad total. La Fig. 5 muestra los resultados de una voladura amortiguada utilizando taladros de pequeño diámetro y taladros-guía sin cargar.

Se han obtenido resultados satisfactorios en formaciones homogéneas retacando sólo los últimos 2 ó 3 piés del barreno y no haciéndolo entre las cargas. En este caso, el aire entre las cargas y la pared del barreno sirve como colchón amortiguador de protección. Cuando no se utiliza taco entre las cargas, los gases formados por la explosión pueden encontrar una zona débil en la formación y fugarse antes de que se obtenga el efecto de corte deseado entre los barrenos. De igual manera, estos gases pueden encontrar superficies de debilidad atrás de la pared terminada y producir -- un exceso de rompimiento. A menos que la formación sea muy homogénea y dura, se recomienda introducir el taco completamente entre y alrededor de las cargas individuales. También, aunque no se practica generalmente en el campo, la colocación al trespelillo (alternada) de las cargas en los barrenos, como se muestra en la Fig. 6, mejora la distribución del explosivo y proporciona mejores resultados.

La Voladura Amortiguada en trabajos a cielo abierto, encuentra aplicaciones tanto en barrenos verticales, como en inclinados. En ambos casos, es esencial el buen alineamiento de los barrenos.

Trabajos subterráneos. -- Puesto que la más efectiva Voladura Amortiguada resulta de la colocación de material para atacadura entre y alrededor de las cargas, ésta tiene muy poca aplicación en trabajos subterráneos, donde se utilizan barrenos horizontales de diámetro pequeño. Obviamente, colocar tacos en tales barrenos no es práctico, aunque se puede obtener alguna ventaja-

con el espaciamiento de aire. En tiros o en cualquiera operación subterránea en la que intervengan barrenos verticales o inclinados, se aplican los mismos procedimientos que para los trabajos a cielo abierto.

Prácticamente, el control de la sobreexcavación en galerías subterráneas debe involucrar exclusivamente el uso del taco en el cuello del barreno. Este tema será tratado en las Voladuras-Perfiladas.

VENTAJAS.

La Voladura Amortiguada ofrece ciertas ventajas, tales como:

Mayores espaciamientos entre barrenos para reducir los costos de perforación.

Mejores resultados en formaciones no consolidadas.

Posibilidad de aprovechar ventajosamente la información geológica obtenida al volar los mantos principales cuando se cargan los barrenos amortiguadores. Resultado, menos ensayos en el trabajo.

Los resultados pueden ser observados desde el primer disparo, lo que permite el ajuste de las cargas, si es necesario, antes de proceder.

El mejor alineamiento obtenido con barrenos de gran diámetro permite perforar barrenos más profundos.

LIMITACIONES.

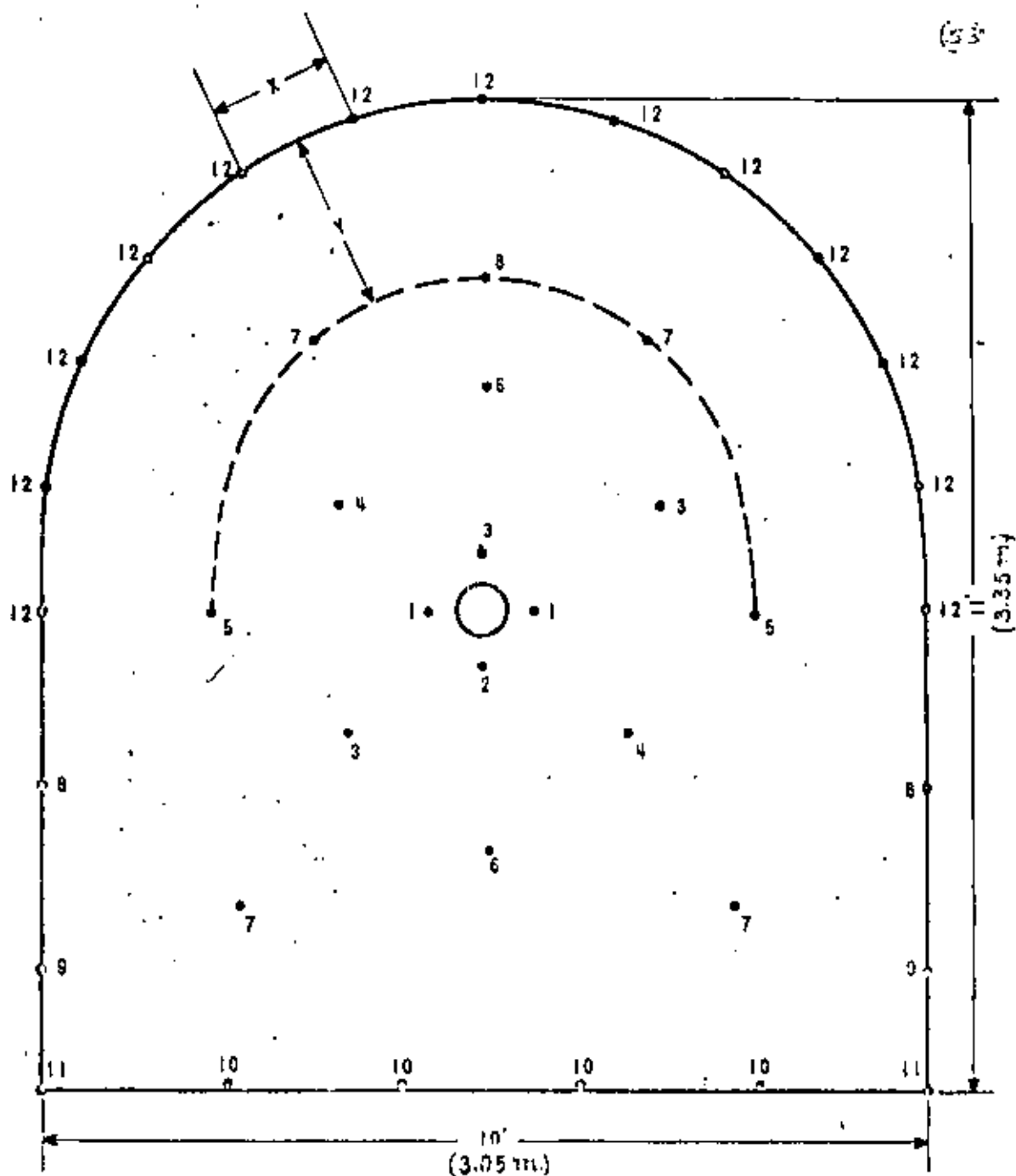
Hay ciertas limitaciones para las Voladuras Amortiguadas que deben tomarse en consideración. Entre éstas están:

La necesidad de despejar el área excavada antes de iniciar las voladuras amortiguadas.

No son prácticas para cortar esquinas a 90°, sin utilizar a la vez la Barrenación en Línea o el Prefracturado.

A veces, el exceso de rompimiento originado por las voladuras principales elimina completa o parcialmente el banco por volarse por amortiguamiento. Requiere así, varios ajustes a las cargas de diferentes barrenos.

Figura 7



PLANTILLA TÍPICA PARA EXPLOSIONES RETARDADAS
EN
GALERIAS DE AVANCE

TABLA II.

VOLADURA PERFILADA.

DIAMETRO DEL BARRENO EN PULGADAS	ESPACIAMIENTO EN (1) PIES	BORDO EN PIES (1)	CARGA EXPLOSIVA LIBRAS/PIE (1)
1 1/2 - 1 3/4	2	3	0.12 - 0.25
2	2 1/2	3 1/2	0.12 - 0.25

(1). - Dependen de la naturaleza de la roca.
Las cifras anotadas son promedios.

VOLADURAS PERFILADAS O DE AFINE.

55

PRINCIPIO.

La Voladura de Afine, conocida también como de Contorno, - Perimetral o de Escultura, fué introducida en Suecia y es el método más ampliamente aceptado para controlar el exceso de rompimiento en galerías de avance o excavaciones escalonadas en trabajos -- subterráneos.

Los métodos de la Voladura de Afine, tal y como son descritos por Ulf Langefors y Björn Kihlström en su reciente libro: "La técnica Moderna de Voladuras en Rocas", tienen aplicación tanto en trabajos subterráneos como a cielo abierto. Sin embargo, puesto -- que el uso de estos métodos en trabajos a descubierto es prácticamente idéntico a los de la Voladura Amortiguada, en este informe -- se tratará sobre su aplicación solamente en trabajos subterráneos.

El principio básico de la Voladura de Afine es el mismo -- que el de la Voladura Amortiguada: Se hacen barrenos a lo largo de los límites de la excavación y se cargan con poco explosivo para -- eliminar el banco final. Disparando con un mínimo de retardo entre los barrenos, obtiene un efecto cortante que proporciona paredes -- lisas con un mínimo de sobreexcavación.

APLICACION.

Trabajos subterráneos. - En frentes subterráneos, en donde la roca del techo y de los contrafuertes se derrumba y desmorona -- por la falta de consolidación del material, el exceso de rompimiento es común debido a la acción triturante de las voladuras.

Empleando el método de la Voladura Perfilada o de Afine -- con cargas ligeras y bien distribuidas en los barrenos perimetrales, se requieren menos soportes y resulta una menor sobre-excavación. Aún en formaciones homogéneas más duras, este método proporciona techos y paredes más lisos y más firmes.

La Voladura Perfilada en trabajos subterráneos utiliza barrenos perimetrales en una relación de aproximadamente $1 \frac{1}{2}$ a 1, -- entre el ancho de la berma y el espaciamiento usando cargas ligeras, bien distribuidas y disparadas en el último período de retardo de la voladura. (Ver Fig. 7). Estos barrenos se disparan des -- pués de los barrenos de pata o pié para asegurar que la roca fragmentada se desplace lo suficiente para ofrecer el máximo desahogo a los barrenos de la Voladura Perfilada. Este franqueo permite la-

libre remoción del banco final y produce menos fractura más allá del límite de la excavación.

Para asegurar un máximo de desahogo se utiliza a veces -- una galería de avance o túnel piloto. Después de que esta galería ha sido totalmente excavada, se barrena el banco final y se dispara. En este caso y con este procedimiento pueden perforarse y volarse a profundidades mayores que con una barrenación simple. El método de galería de avance permite el uso de las Voladuras Perfiladas alrededor de una parte mayor del frente de una galería.

Al disparar barrenaciones preparadas con este método como aparece en la Fig. 7, el espacio de la parte volada se limita al arco y en parte, hacia la parte inferior de los costados pero debido al abundamiento de la rezaga, no debe esperarse que este sistema dé buenos resultados en la parte más baja de las paredes.

Aunque la relación de la berma al espaciamiento de 1 1/2 a 1, se recomienda solamente como punto de partida; sin embargo, en la práctica puede necesitarse hacer modificaciones en la forma de la voladura. También disparar los barrenos de las Voladuras -- Perfiladas con un mínimo de retardo entre ellos, no es siempre necesario. Las cargas pequeñas bien distribuidas en los barrenos perimetrales usando plantillas y retardos convencionales, han producido regularmente resultados satisfactorios. La Tabla II propone las plantillas recomendadas y las cargas en libras por pie, para la Voladura Perfilada.

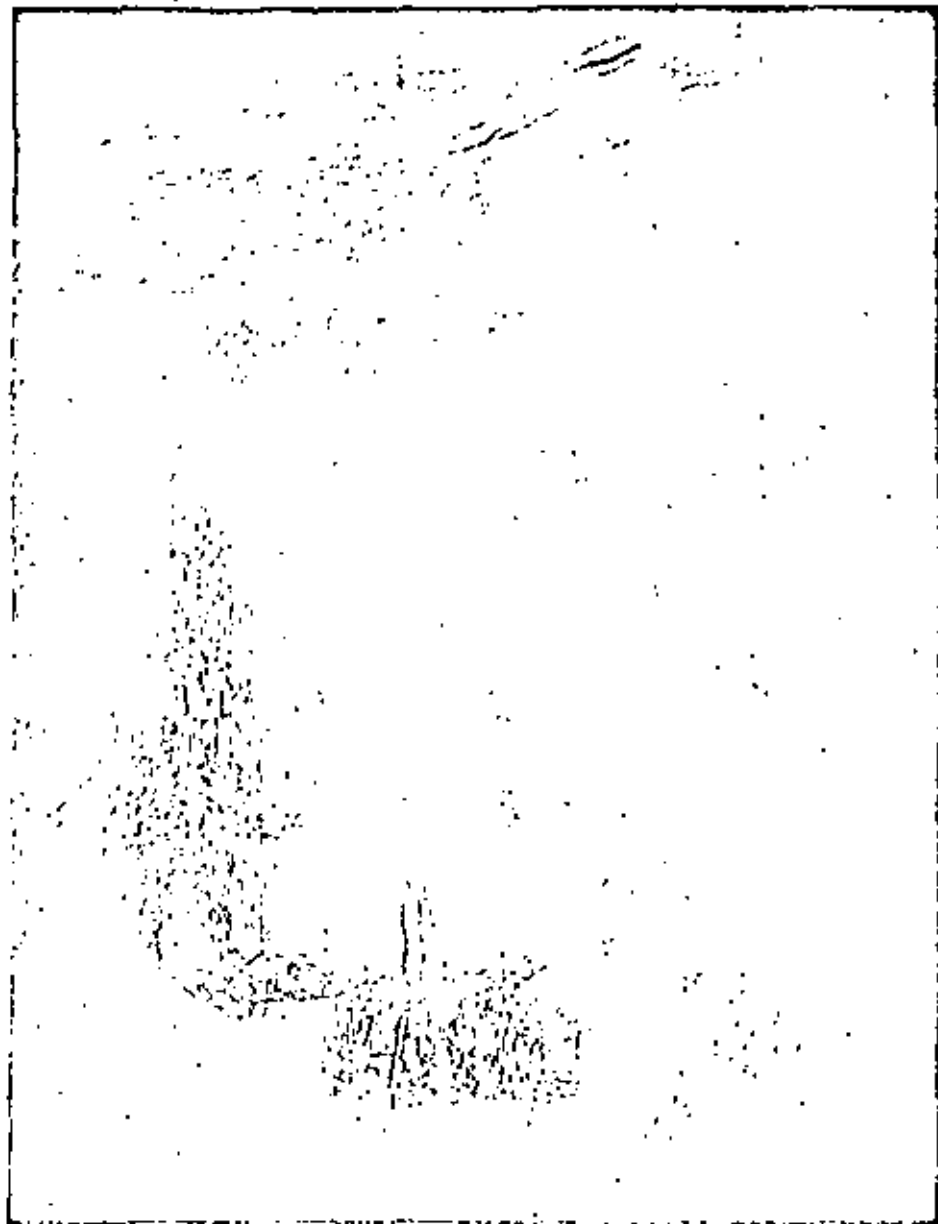
Puesto que no es conveniente ni práctico atar cargas a -- las líneas de Primacord en barrenos horizontales, la Voladura Perfilada se realiza cargando a carril cartuchos de dinamita de baja densidad de pequeños diámetros para obtener, tanto cargas pequeñas, como su buena distribución a lo largo del barreno. Es necesario taponar estos barrenos con tarugos, arcilla o aún con un cartucho de dinamita de tamaño normal bien atacado. Si los barrenos para la Voladura Perfilada no se taponan, los cartuchos cargados a carril serán succionados por los barrenos del retardo anterior. El tapón evita también los escopetazos y permite el uso de cargas más ligeras.

Los cartuchos largos, de pequeño diámetro y con explosivos de baja densidad, mejoran su distribución a lo largo del barreno. Sin embargo, se han utilizado con éxito cartuchos de 8" de largo y de diámetro standard en este tipo de voladuras subterráneas empleando espaciadores entre cartuchos para dar una concentración total más baja de carga (lbs./pie). Con este procedimiento, sin embargo, pueden producirse puntos de relativamente alta concentración, pero con resultados inferiores cuando se trata de

Figura No. 8

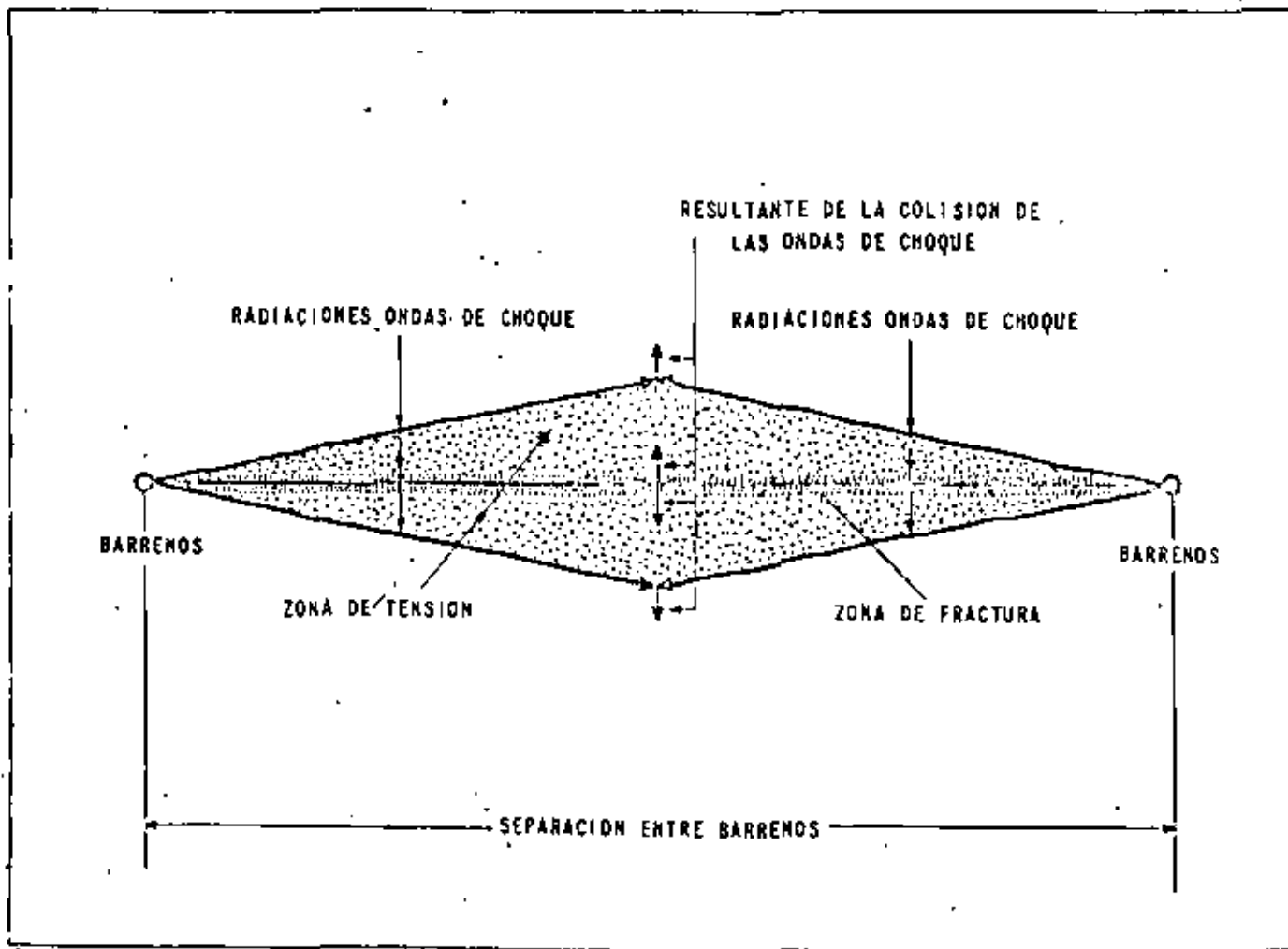


RESULTADO DE UNA VOLADURA PERFILADA
EN UNA GALERIA DE AVANCE



VOLADURAS PERFILADAS PARA OBTENER
CONTORNOS SEGUN PROYECTO.

Figura 10



PRINCIPIO DEL PREFRACTURADO

N O T A.- Si los barrenos estan sobrecargados, la zona de fractura se extenderá hacia los lados y aún mas allá de la zona de tensión.

formaciones no bien consolidadas.

Las figuras 8 y 9 muestran los resultados de la aplicación de la Voladura Perfilada.

VENTAJAS.

La Voladura Perfilada o de Afina ofrece dos ventajas principales:

- Reduce el rompimiento excesivo que produce los métodos convencionales.

Requiere menos ademe.

LIMITACIONES

Hay dos limitaciones básicas para la Voladura Perfilada:

Utiliza más barrenos perimetrales que los métodos convencionales.

No es efectiva para todas las formaciones geológicas. Si el terreno es demasiado débil como para sostenerse así mismo, éste método no eliminará completamente la necesidad de ademes.

P R E F R A C T U R A D O

PRINCIPIO

El Prefracturado, también llamado Precortado o Pre-ranurado comprende una fila de barrenos a lo largo de la línea de excavación. Los barrenos son generalmente del mismo diámetro (2" - 4") y en la mayoría de los casos, todos cargados. El Prefracturado difiere de la Barrenación en Línea, de la Voladura Amortiguada y de la Voladura Perfilada, en que sus barrenos se disparan antes que cualquier barreno de los de alguna sección de la excavación principal inmediata.

La teoría del Prefracturado consiste en que cuando dos cargas se disparan simultáneamente en barrenos adyacentes, la colisión de los ondas de choque procedentes de los barrenos rompe la pared de roca intermedia y origina grietas entre los barrenos. (Ver Fig. 10). Con cargas y espaciamientos adecuados, la zona fracturada entre barrenos se constituirá en una agosta franja que la voladura principal puede romper con facilidad. El resultado es una pared li-

TABLA III.

CARGAS Y ESPACIAMIENTOS PROPUESTOS PARA
EL PREFRACTURADO.

DIAMETRO DEL BARRENO EN PULGADAS	CARGA EXPLOSIVA EN LBS./PIE (1) (2)	ESPACIAMIENTO EN PIES. (1)
1 1/2 - 1 3/4	0.08 - 0.25	1 - 1/2
2 - 2 1/2	0.08 - 0.25	1 1/2 - 2
3 - 3 1/2	0.13 - 0.50	1 1/2 - 3
4	0.25 - 0.75	2 - 4

(1).- Dependen de la naturaleza de la roca.

(2).- El diámetro del cartucho debe ser igual o menor que la mitad del diámetro del barreno.

sa que casi no produce sobreexcavación.

El plano prefracturado refleja parte de las ondas de choque procedentes de las voladuras principales inmediatamente posteriores impidiendo que sean transmitidas a la pared terminada, reduciendo al mínimo la fracturación y la sobreexcavación. Esta reflexión de las ondas de choque de las voladuras principales también tiende a reducir la vibración.

APLICACION

Trabajos a cielo abierto.— Los barrenos para prefracturarse cargan de manera similar a los barrenos para voladuras amortiguadas, esto es, se forman cargas "en rosario" de cartuchos enteros o partes de cartucho, de 1" ó 1 1/2" de diámetro, por 8" de largo, espaciados a 1 a 2 pies centro a centro.

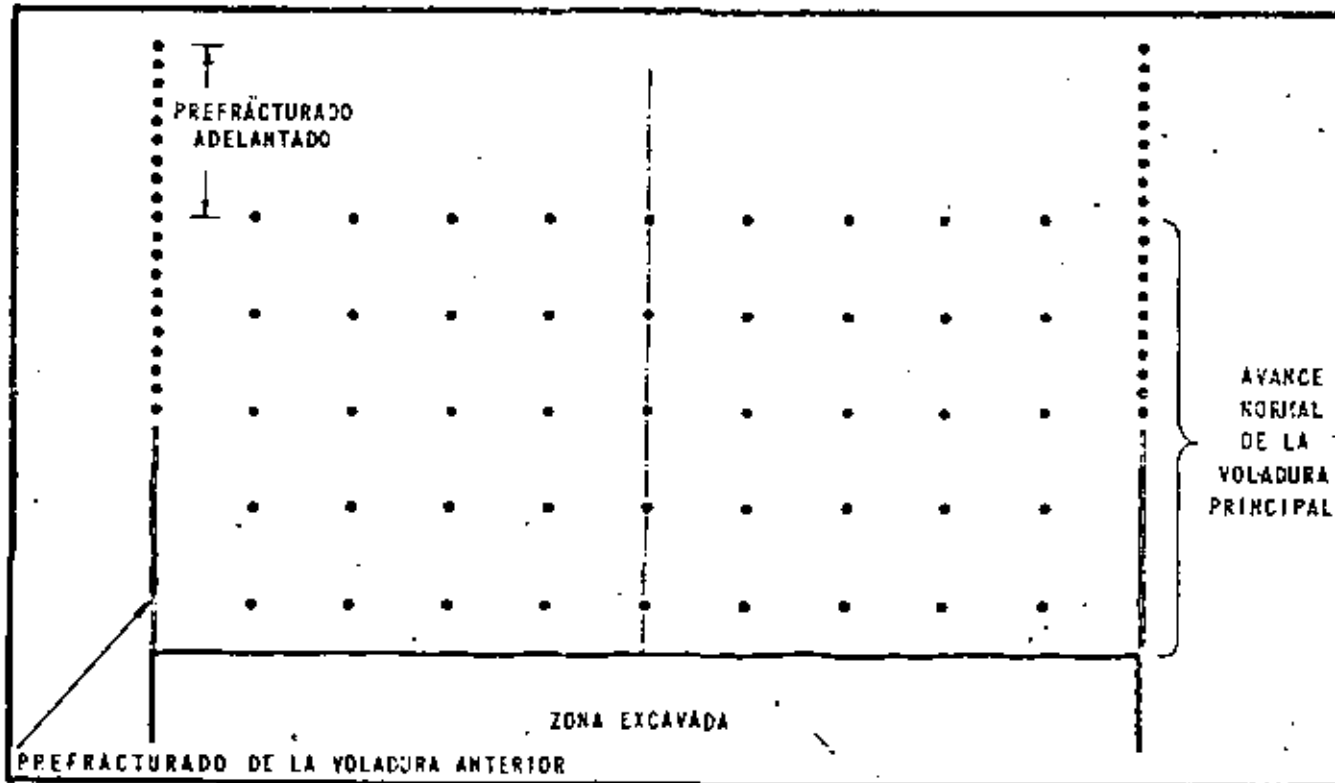
Como en las Voladuras Amortiguadas, los barrenos se disparan generalmente en forma simultánea, usando una línea troncal de Primacord. Si se disparan líneas demasiado largas se pueden retardar algunos tramos con estopines MS a Conectores Primacord MS.

En roca sin consolidación alguna, los resultados se mejoran utilizando barrenos-guía o de alivio (sin carga), entre los barrenos cargados, provocando así el corte a lo largo del plano deseado. Aún en formaciones más consistentes, los barrenos-guía colocados entre los cargados, dan mejor resultado que aumentando la carga explosiva por barreno.

Los espaciamientos promedio y las cargas por pie de barreno se dan en la Tabla III. Estas cargas anotadas son para las condiciones de rocas normales y pueden obtenerse utilizando cartuchos de dinamita convencionales, fraccionados o enteros, espaciados y ligados a líneas de Primacord, ("rosarios"). En una formación sin consolidación alguna se obtuvieron malos resultados hasta que la carga se redujo a una columna formada por Primacord de 400 granos/pié exclusivamente en barrenos a 12" de centro a centro. Existe también un caso en que fué necesario reducir la carga de la columna a dos tramos de Primacord de 50 granos/pié para evitar el exceso de rompimiento en una pared acabada, muy poco consolidada. Por lo tanto, las cargas y espaciamientos dados en la Tabla III pueden utilizarse sólo como una guía y en formaciones extremadamente intemperizadas. (Debe consultarse a un representante de Du Pont antes de proceder).

Todos los barrenos cargados por Prefracturado se taponan completamente tanto alrededor como entre cargas para evitar la fuga de gases hacia los estratos débiles y que se originen así malos

Figura 11



PROCEDIMIENTO RECOMENDADO
PARA
EL PREFRACTURADO

(3)

Fig. 12

(67)

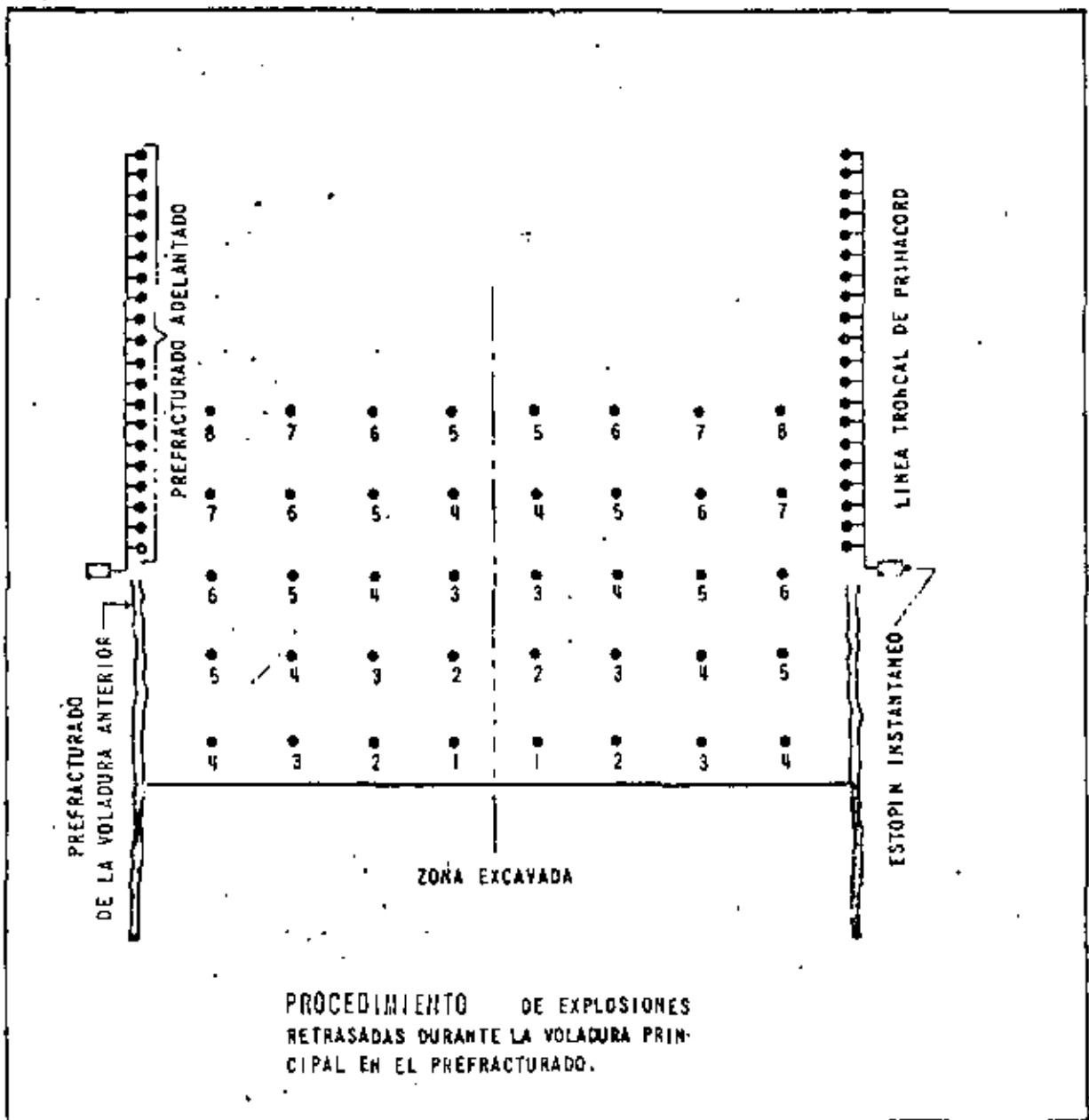
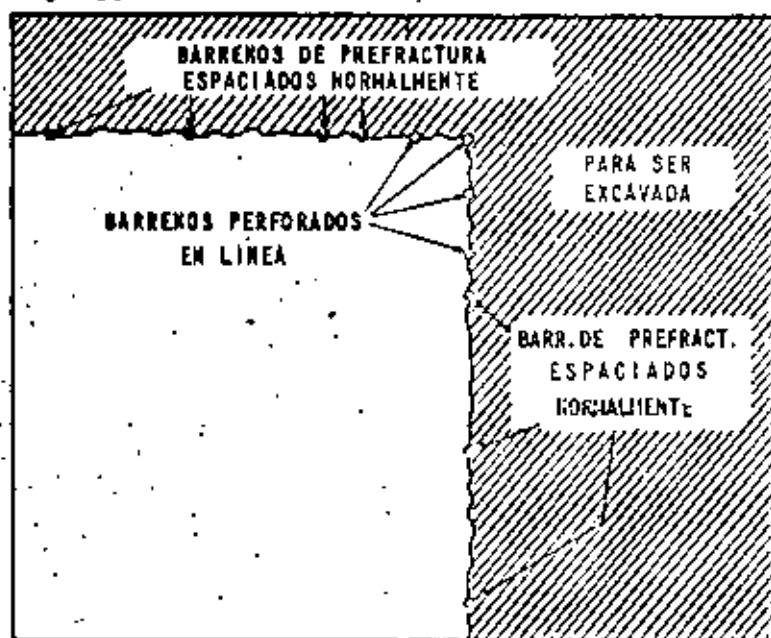
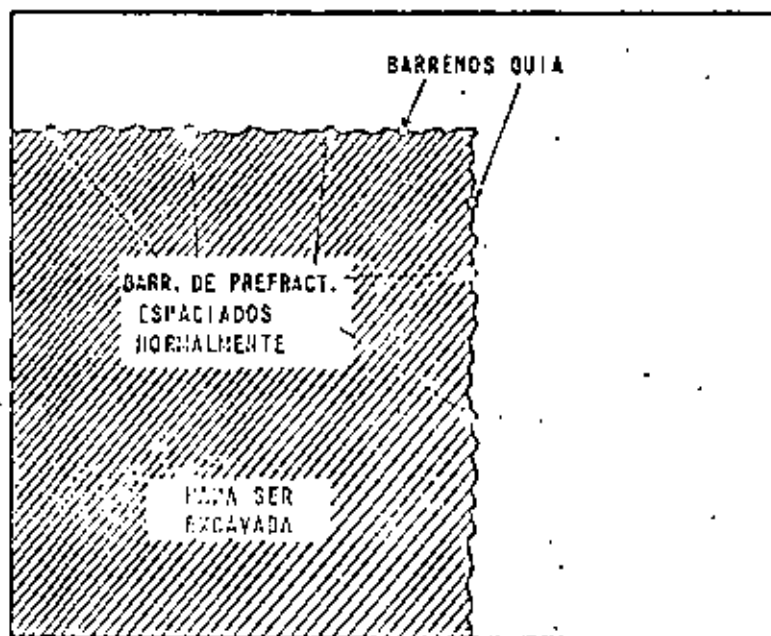


Fig. 13



1. - PLANTILLA, CUANDO LA EXCAVACION ESTA FUERA DE LOS PLANOS DE PREFRACTURA.

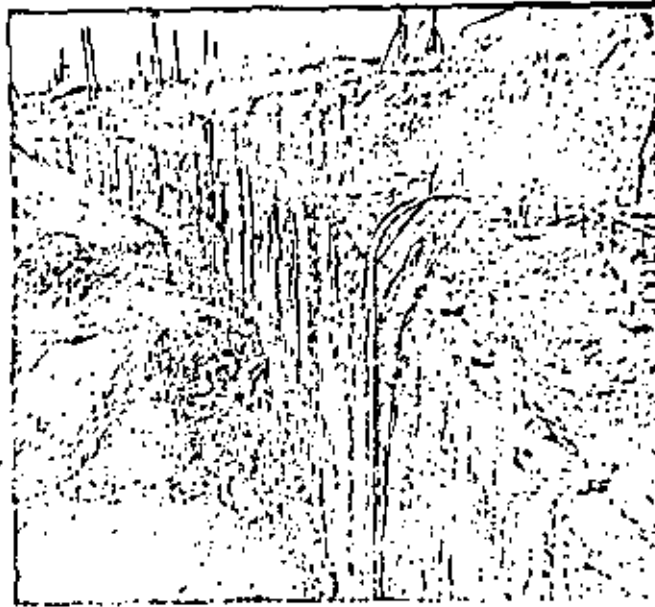
2. - PLANTILLA, CUANDO LA EXCAVACION ESTA DENTRO DE LOS PLANOS DE PREFRACTURA.



● CARGADOS

○ DESCARGADOS

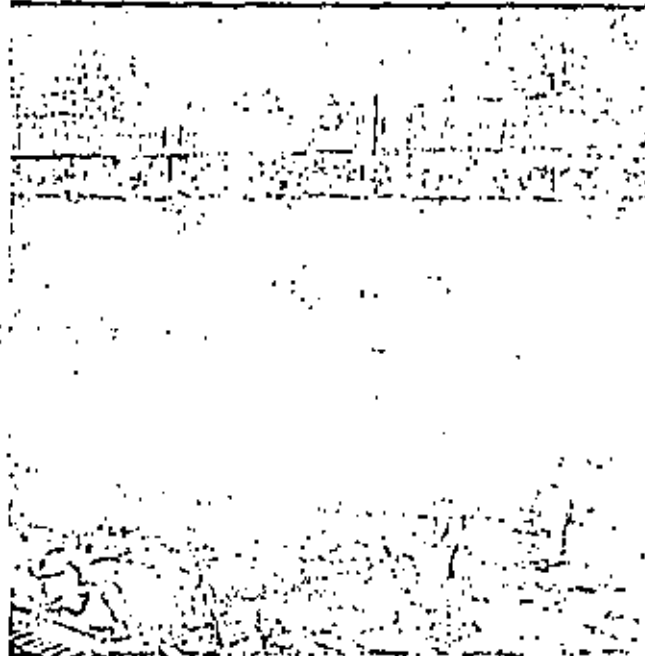
Figura No. 14



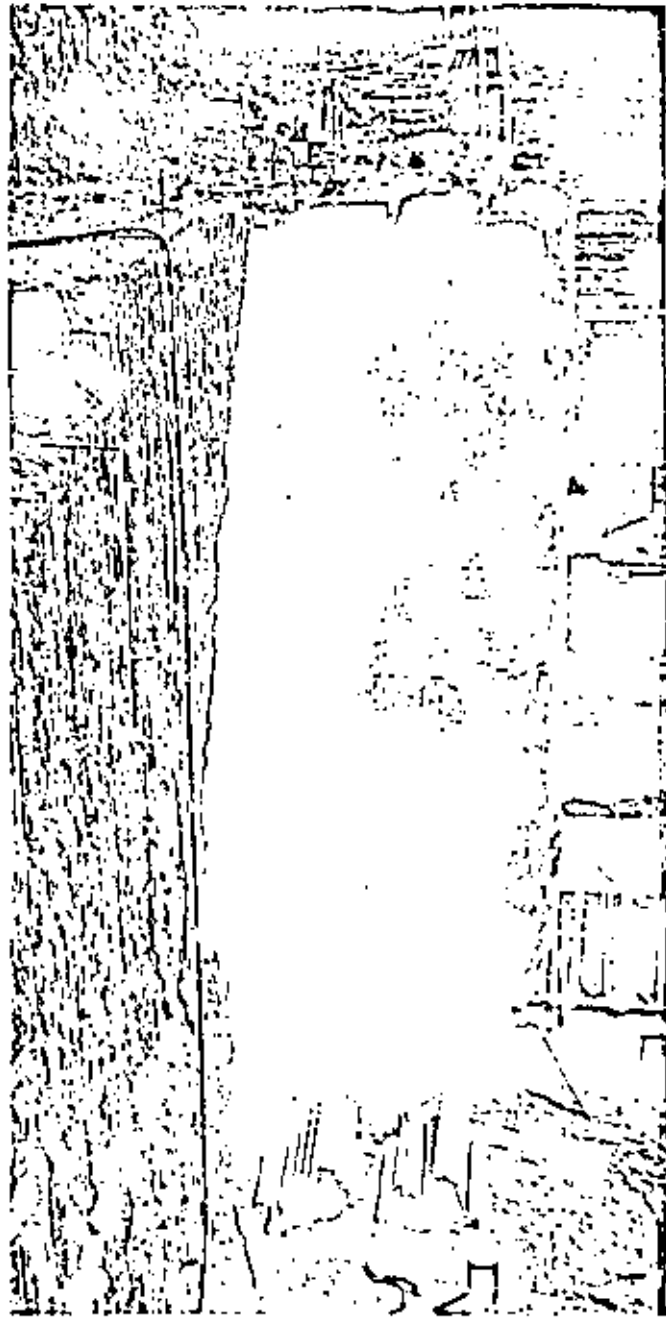
(66)

RESULTADO DE PREFRACTURA EJECUTADA
EN UN FRENTE DE ROCA CALIZA.

Figura No. 15



RESULTADO DE PREFRACTURADO EN FORMACIONES
ALTAMENTE ESTRATIFICADAS



PREFRACTURADO A AMBOS LADOS DE UN RINCON.

malos resultados. Sin embargo, al igual que en las Voladuras Amortiguadas, se han obtenido buenos resultados en las formaciones homogéneas más sólidas, colocando el taco solamente en los últimos dos o tres pies del barreno. También, como en las Voladuras Amortiguadas, es conveniente aumentar la carga en los primeros pies del barreno hasta cerca de 2 ó 3 veces la utilizada en la porción superior. Esto provoca el corte en el fondo en donde es más difícil obtenerlo.

Las cargas para Prefracturado se colocan y detonan de la misma manera descrita para las Voladuras Amortiguadas. Se recomienda asimismo, colocar las cargas al trespelillo en barrenos adyacentes para obtener una mejor distribución total de la carga.

La profundidad que puede prefracturarse de una sola vez, nuevamente depende de la habilidad para mantener un buen alineamiento de los barrenos. Las desviaciones mayores a 6" del plano de corte deseario, darán resultados negativos. Generalmente la máxima profundidad que puede utilizarse para barrenos de 2" a 3½" de diámetro sin una desviación considerable en el alineamiento es de 50 pies.

Teóricamente, la longitud de una voladura para Prefracturar es ilimitada. En la práctica, sin embargo, el disparar muy adelante de la excavación primaria puede traer problemas pues las características de la roca pueden cambiar y la carga ser causa de un exceso de fractura en las zonas más débiles. Llevando el Prefracturado adelante únicamente a la mitad de la voladura principal siguiente (Ver Fig. 11) los conocimientos que se van obteniendo con las voladuras principales respecto a la roca, pueden aplicarse a los disparos de prefracturado subsecuentes. En otras palabras, las cargas pueden modificarse si es necesario y se corre un menor riesgo que si se dispara el total de la línea de excavación antes de avanzar con las voladuras principales.

El Prefracturado puede realizarse simultáneamente a la voladura principal retrasando sus barrenos con retardadores MS, de manera que los barrenos de Prefracturado estallen primero que los de la voladura principal. (Ver Fig. 12).

En muchos casos, especialmente si se trata de frentes no-lineales, el Prefracturado, en combinación, con la Barrenación en Línea dará buenos resultados v.g. cuando se desea conservar una esquina de roca sólida entonces puede utilizarse la barrenación en líneas en la esquina para evitar el rompimiento a través de ella. (Ver Fig. 13). Los barrenos-guía son tan ventajosos en el Prefracturado como en las Voladuras Amortiguadas para provocar cortes a lo largo de los planos deseados.

Cuando se prefactura en formaciones sin consolidación y además se utiliza la Barrenación en Línea, entre los barrenos espaciados normalmente, la profundidad de la Barrenación en Línea puede ser menor unos cuantos pies, respecto de la profundidad total de los barrenos de la Prefracturación. El rompimiento hacia atrás es más probable en la parte superior de un banco o nivel; en consecuencia, el barrenar en Línea entre barrenos de Prefracturado, a profundidades medias, reduce la posibilidad de rompimiento excesivo en cualquier tipo de formación. El material sin consolidación las cargas de explosivo por pie lineal deberán reducirse en un 50% en la parte superior del barrenos, tendiendo a reducir al mínimo el rompimiento excesivo de la pared terminada en las capas superiores. Figs. 14, 15 y 16.

Trabajos Subterráneos. - Usualmente combinado con el trabajo a cielo abierto, el Prefracturado tiene alguna aplicación en frentes y rebajes subterráneos escalonados para controlar el exceso de excavación y así mejorar la estabilidad del techo y de las paredes, reduciendo los volúmenes de concreto del revestimiento.

Si los barrenos perimetrales de un frente se ejecutan bajo el principio del Prefracturado, se cargan ligeramente y se disparan simultáneamente antes de la voladura principal; el exceso de excavación puede reducirse al mínimo. En barrenos horizontales, sin embargo, no resulta práctico atar los cartuchos de carga fragmentados a líneas de Primacord o colocar taco alrededor de la carga. En consecuencia, en trabajos subterráneos, pueden utilizarse cartuchos de menor diámetro, con espaciadores, para reducir al mínimo la carga por pie. Es necesario utilizar alguna forma de tapón colocado en la boca para evitar que "escopeten".

Aunque teóricamente firmes, las técnicas del prefacturado no se emplean con frecuencia en los frentes subterráneos debido a posibles problemas por barrenos sin detonar, a la línea de menor resistencia y a los espaciadores tan pequeños que se usan en la voladura principal. No obstante se han obtenido buenos resultados utilizando las técnicas del Prefracturado en galerías subterráneas.

Una aplicación del Prefracturado en trabajos subterráneos que ha probado ser satisfactoria, es su utilidad para el control en las operaciones de socavación y derrumbe. Prefracturando hasta los límites de la veta, reduce al límite la pérdida de mineral en la operación de derrumbe. También prefacturando hasta los límites del rebaje facilita el derrumbe inicial del mineral.

(72)

VENTAJAS

El Prefracturado ofrece las siguientes ventajas:

Aumento en el espaciamento de los barrenos - reducción de costos de barrenación.

No es necesario regresar a volar taludes o paredes después de la excavación principal.

LIMITACIONES

Al prefacturar, es difícil determinar sus resultados - hasta no haber excavado totalmente hasta la pared terminada. Puesto que al Prefracturado se lleva a cabo antes que las voladuras principales, no es posible aprovechar el conocimiento de las condiciones de la roca que se obtiene con las voladuras principales. También, los espaciamentos de los barrenos de las Voladuras Amortiguadas y Perfiladas son generalmente mayores que en el Prefracturado, siendo así que los costos de barrenación son menores con este último sistema.

COMBINACIONES.

Como se apuntó en las secciones anteriores, es conveniente a menudo, especialmente en formaciones imperfectamente consolidadas, barrenar en línea entre los barrenos de voladuras amortiguadas y de Prefracturado para obtener buenos resultados. Es también frecuentemente ventajoso barrenar en línea o prefacturar esquinas en donde se emplea la voladura amortiguada.

Hay un caso registrado en donde el Prefracturado se hizo dentro de la línea nota de excavación antes de la voladura principal; después de llevar la excavación principal hasta el plano prefacturado, el banco restante se voló usando la técnica de voladura amortiguada. Este procedimiento ofrece la máxima protección para la pared terminada puesto que el plano prefacturado tiende a reflejar las ondas de choque de la voladura primaria. También puede obtenerse un conocimiento completo de la formación al quitar el banco final por medio de Voladura Amortiguada. De esta manera se da protección y un margen de seguridad por errores de cálculo en el caso de que la línea prefacturada sea robada.

RESUMEN.

Este informe ha descrito los procedimientos principales para las Voladuras Controladas. Ha definido las ventajas y limitaciones de la Barrenación en Línea, de la Voladura Amortiguada, de la Voladura Perfilada y del Prefracturado.

TABLA A

TIPOS DE EXPLOSIVOS DUPONT PARA VOLABURAS
CONTROLADAS A CIELO ABIERTO

(-2)

TAMAÑO	GELATINA ESPECIAL C. GELATINE SPECIAL		RED CROSS EXTRA C. DEMOLITION EXPLOSIVE	
	CARTUCHOS POR c/50 Lbs.	LIBS./CARTUCHO	CARTUCHOS POR c/ 50 Lbs.	LIBS./ CARTUCHO
1 x 8"	139	0.36	167	0.30
1 1/8" x 8"	114	0.44	137	0.36
1 1/4" x 8"	90	0.56	110	0.45
1 1/2" x 8"	61	0.82	79	0.63
2 x 8"	36	1.40	42	1.20

La Barronación en Línea, se ha demostrado que dá resulta -- dos imprevisibles excepto en formaciones homogéneas. Los pequeños -- espaciamentos y el gran número de barrenos necesarios, origina que los costos sean altos y la perforación tediosa. La Voladura Amortiguada ofrece ventajas definitivas sobre la barronación en línea, incluyendo un mayor espaciamento y obteniéndose mejores resultados.

La Voladura Perfilada o de Afino sigue básicamente el mismo principio que la Voladura Amortiguada. Disparando con un mínimo de retardo entre barrenos, se obtiene una acción de corte que proporciona paredes más lisas y un mínimo de sobreexcavación. El uso de este método, en trabajos subterráneos requiere de ciertas formas -- especiales que ya han sido expresadas en detalle .

El Prefracturado difiere de los otros métodos en que sus barrenos se disparan antes que cualquiera de los de la voladura principal. Es innecesario regresar a volar taludes o paredes después de la voladura principal. Sin embargo, no es posible aprovechar la experiencia o conocimiento de las condiciones de la roca que normalmente se obtienen de las voladuras principales.

Es muy conveniente que aquéllos que tienen que ver con el trabajo de voladuras conozcan de antemano las ventajas y limitaciones de cada procedimiento. Al utilizar cualquiera de los tipos de voladuras controladas, se recomienda efectuar ensayos para determinar las cargas y plantillas más convenientes. Deben trenarse varios barrenos y estudiarse los resultados antes de proseguir. La experiencia y conocimientos que Du Pont ha adquirido en Voladuras Controladas a través de una diversidad de operaciones prácticas, proporciona al consumidor de explosivos una fuente inapreciable de conocimientos. Los representantes técnicos de Du Pont están dispuestos a trabajar conjuntamente en la determinación del método más apropiado que deba ser aplicado en una situación dada.

Una evidencia más del conocimiento de Du Pont en el campo de las Voladuras Controladas, está representada en los tres tipos -- de explosivos especialmente diseñados para Voladuras Controladas.

Los tipos anteriores en diámetros de 1 1/4" y mayores están pre-perforados a lo largo de todo el cartucho, o bien tienen un tubo de Primacord de 8" insertado para cargar por gravedad en líneas verticales de Primacord. Los tubos de 8" de Primacord se pueden utilizar como espaciadores entre cartuchos completos o parciales. (Véase Tabla A).



(23)

TIPOS DU PONT PARA VOLADURAS
CONTROLADAS A CIELO ABIERTO



TIPOS DU PONT PARA VOLADURAS
CONTROLADAS SUBTERRANEAS

(24)

TIPOS DU PONT PARA VOLADURAS CONTROLADAS SUBTERRANEAS

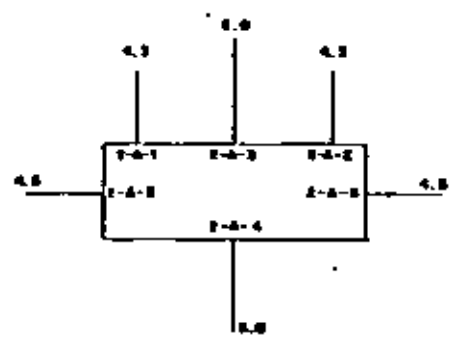
TRIMTEX es un producto de baja densidad, de 7/8" diámetro, por 24" de largo con 100 cartuchos por cada 50 libras o sea - 1/4" de lb./pié de cartucho. Los cartuchos están provistos de mangas de acoplamiento para acoplar más de 1 cartucho y asegurar el alineamiento en el barrero. La ligera carga/pié y el anillo de aire entre el cartucho de pequeño diámetro y la pared del barrero -- contribuyen a obtener un perímetro liso con un sobre-rompimiento -- mínimo.

FIG. 14

C. F. E. DEPTO. EST. EXP.
 Oficina de Mecánica de Roca
 Mina Río Escondido, Coah.
 Cañon No. 3 Norte, regreso
 Tramo No. III, Sección 2, Tipo A

DESPLAZAMIENTOS EN CM.

- 2-A-1 - - - - -
- 2-A-2 - - - - -
- 2-A-3 - - - - -
- 2-A-4 - - - - -
- 2-A-5 - - - - -
- 2-A-6 - - - - -

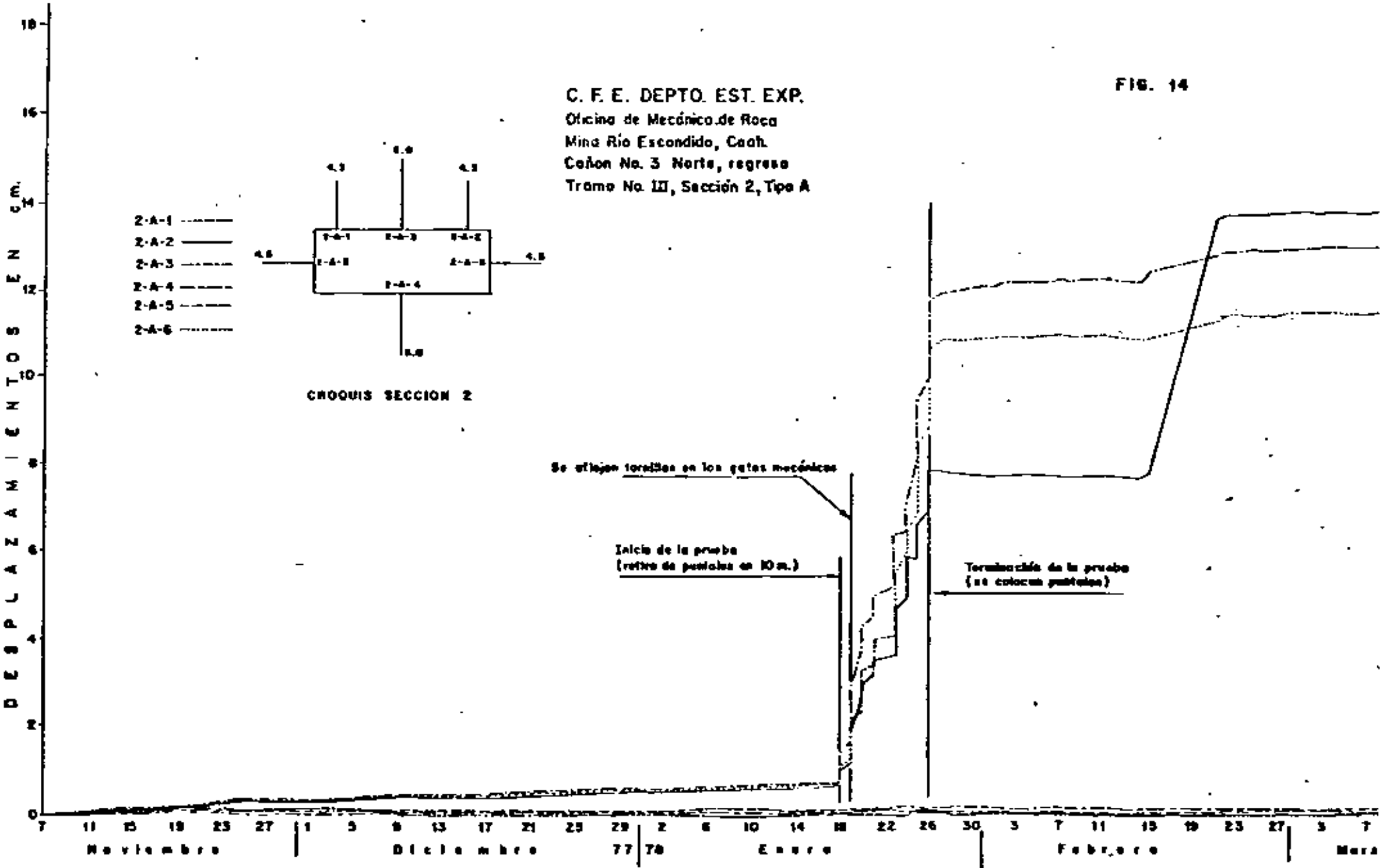


CROQUIS SECCION 2

Se aflojan tornillos en los gatos mecánicos

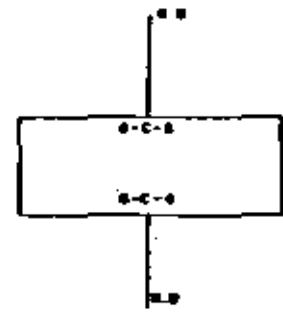
Inicio de la prueba
 (retiro de pestillos en 10 m.)

Terminación de la prueba
 (se colocan pestillos)



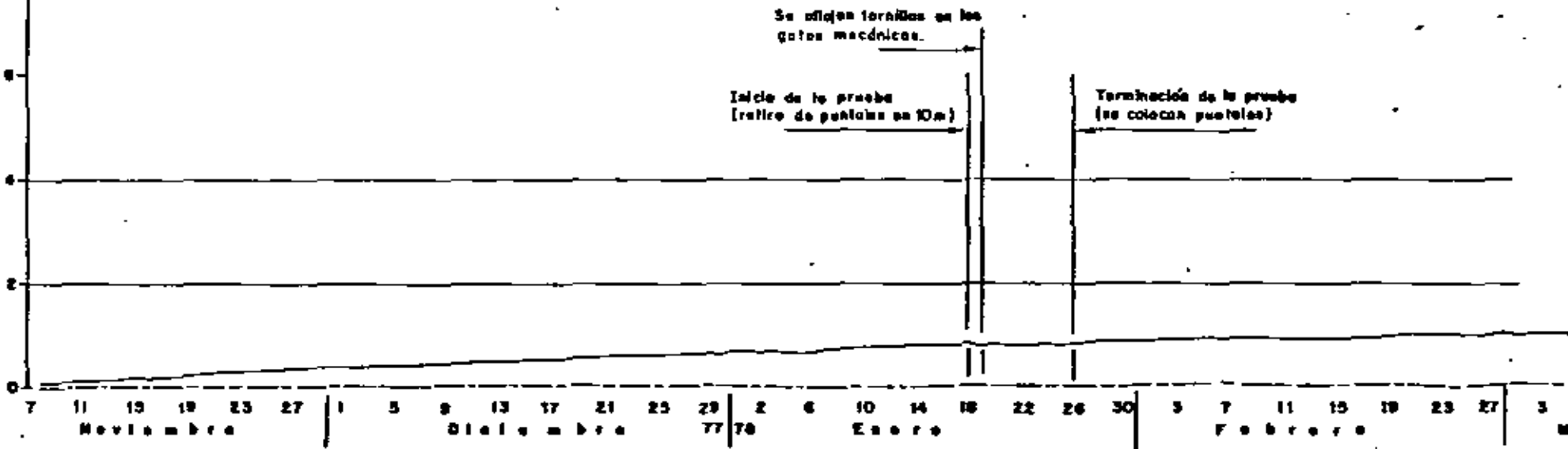
DESPLAZAMIENTOS EN CM.

S-C-3 ———
S-C-4 - - - -



CROQUIS SECCION 6

C. F. E. DEPTO. EST. EXP.
Oficina de Mecanica de Reparacion
Mina Rio Escondido, Coah.
Cañon N.º 3 Norte, regreso.
Tramo N.º III, Sección 6, Tipo C

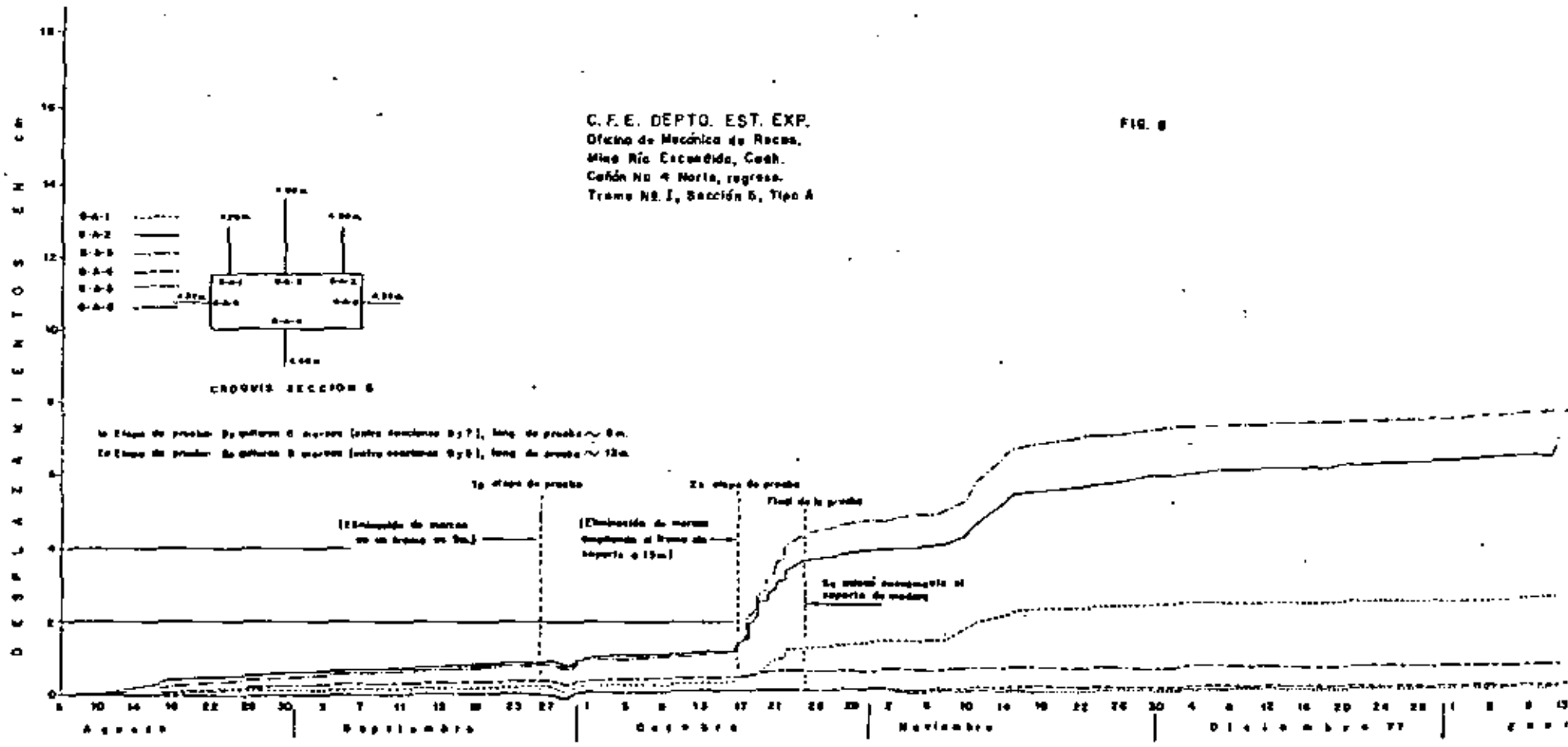


Se aflojan tornillos en las guías mecánicas.

Inicio de la prueba (retiro de guías en 10m)

Terminación de la prueba (se colocan puntales)

7 11 15 19 23 27 | 1 5 9 13 17 21 25 29 | 2 6 10 14 18 22 26 30 | 5 7 11 15 19 23 27 31
Noviembre | Diciembre 77 78 | Enero | Febrero M



C. F. E. DEPTO. EST. EXP.
 Oficina de Mecánica de Rocas.
 Mina Rio Escondido, Coah.
 Cañon No. 4 Norte, registro.
 Tramo No. 1, Sección 6, Tipo A

FIG. 6

